



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



ESTUDO PARAMÉTRICO DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

AUTOR: ILMA ALVES DA COSTA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia
CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro

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, abril de 2001.

624.014:614.84

C838e

Costa, Ilma Alves da.

Estudo paramétrico da resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto / Ilma Alves da Costa. -- Ouro Preto : UFOP/DECIV, 2001.

xiii, 95f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouveia; Coorientador: Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro.

1. Proteção contra incêndio – dissertação. 2. Estruturas metálicas. I. Título.

ESTUDO PARAMÉTRICO DA RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

AUTOR: ILMA ALVES DA COSTA

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 25 de abril de 2001, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Guillermo Juan Creus, PhD (UFRGS)

Eng. Roberval José Pimenta, MSc (CODEME)

Prof. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro, DSc (Co-orientador / UFOP)

Prof. Antônio Maria Claret de Gouvêia, DSc (Orientador / UFOP)
(Presidente)

A minha família.

Agradecimentos

A Deus, pela minha existência e por ter me dado condições de realizar este curso.

Aos amigos que me incentivaram a fazer o mestrado.

A todos os professores do mestrado, e em especial ao Prof. Antônio Maria Claret de Gouvêia por todo apoio e dedicação e ao Prof. Luiz Fernando L. Ribeiro pelo apoio.

A Usiminas e a FAPEMIG pela concessão da bolsa.

A minha família e ao Ray pelo apoio e compreensão.

Aos amigos que conquistei em Ouro Preto, em especial a Urânia, Soraya, Rita, Cinderelo e Valério.

Aos bolsistas do LARIn: Beth, Claudiana, Roberta e Acir, que muito contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

As minhas amigas Daniela, Aline, Teca e Aqueliane, que me receberam em sua casa.

Resumo

Neste trabalho apresentam-se análises do comportamento de vigas mistas de aço concreto em incêndio através do método de elementos finitos implementado no software VULCAN. As temperaturas críticas de vigas mistas bi-rotuladas e com ligações semi-rígidas foram pesquisadas em função de características físicas dos materiais e propriedades geométricas reunidas em parâmetros adimensionais. Relações recursivas e ábacos para o cálculo das temperaturas críticas são apresentados. A técnica de proteção passiva parcial no centro do vão é examinada com vistas à determinação de sua economicidade em relação aos métodos tradicionais. Uma investigação preliminar da economicidade de proteção passiva parcial lateral e de proteção passiva total não-uniforme é descrita.

Abstract

In this work analyses of the behaviour of composed beams in fire through the finite element method implemented in the software VULCAN are presented. The critical temperatures of simply supported composed beams and of composed beams with semi-rigid connections were investigated as a function of non dimensional parameters related to geometrical properties of its cross sections and mechanical properties of the materials. The central passive partial fire protection is examined aiming the evaluation of its economic impact over the cost of passive fire protection when compared with traditional methods. A preliminary investigation of the economic impact over the cost of passive fire protection of composed beams through the use of lateral partial protection technique and non uniform protection technique is made.

Sumário

	Página
Resumo.....	v
Abstract.....	vi
Lista de Figuras.....	x
Lista de Tabelas.....	xiii
Capítulo 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – APRESENTAÇÃO.....	1
1.2 - CONCEITOS GERAIS SOBRE INCÊNDIO.....	4
1.3 - ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO EXPOSTO AO INCÊNDIO.....	6
1.3.1 - ELEMENTO ESTRUTURAL SEM PROTEÇÃO.....	9
1.3.2 - ELEMENTO ESTRUTURAL COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO.....	11
1.4 - EFEITOS DO INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE AÇO.....	12
1.4.1 - PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	13
1.4.1.1- Massa Específica.....	13
1.4.1.2 - Módulo de Elasticidade e Tensão de Escoamento.....	13
1.4.2 – PROPRIEDADES TÉRMICAS.....	14
1.4.2.1 - Expansão Térmica.....	14
1.4.2.2- Condutibilidade Térmica e Calor Específico.....	15
1.5 - ENSAIOS-PADRÃO.....	18
1.5.1 - ENSAIO-PADRÃO DE VIGAS.....	18
1.5.2 - ENSAIO-PADRÃO DE PILARES.....	20
1.5.3 – CRÍTICAS AOS ENSAIOS-PADRÃO.....	20

1.6 - PROTEÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	22
1.6.1 - PROTEÇÃO ATIVA.....	22
1.6.2 - PROTEÇÃO PASSIVA.....	23
1.6.2.1 - Argamassa Projetada.....	24
1.6.2.2 - Tinta Intumescente.....	24
1.6.2.3 - Mantas e Placas Rígidas Cerâmica.....	24
1.7 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
1.8 – OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA.....	32
1.9 – METODOLOGIA.....	32
Capítulo 2 – CARACTERIZAÇÃO PARAMÉTRICA	34
2.1 – INTRODUÇÃO.....	34
2.2 – PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE VIGAS.....	34
2.3 – PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE LAJES.....	35
Capítulo 3 – RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS	36
3.1 – MODELAMENTO DA RESPOSTA ESTRUTURAL EM INCÊNDIO VIA MEF.....	36
3.2 – MODELAMENTO DE VIGAS MISTAS.....	40
3.3 – TEMPERATURA CRÍTICA.....	44
Capítulo 4 – VIGAS MISTAS COM LIGAÇÃO BI-ROTULADA	46
4.1 – INTRODUÇÃO.....	46
4.2 – DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS.....	46
4.3 – RELAÇÃO VÃO/ALTURA PARA VIGAS BI-ROTULADAS.....	51
4.4 – APLICAÇÕES.....	54
4.4.1 – VIGAS ANALISADAS.....	54
4.4.2 – TEMPERATURAS CRÍTICAS.....	55

Capítulo 5 – RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS: INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES.....	58
5.1 – INTRODUÇÃO.....	58
5.2 – DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS.....	59
5.3 – TEMPERATURA CRÍTICA EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA PARA VIGAS COM LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA.....	62
5.4 – APLICAÇÕES.....	67
5.5 – ECONOMICIDADE DO MÉTODO QUE EMPREGA O VULCAN EM VIGAS MISTAS SEMI-RÍGIDA.....	69
Capítulo 6– VIGAS MISTAS COM PROTEÇÃO PARCIAL.....	71
6.1 – INTRODUÇÃO.....	71
6.2 – VIGAS COM PROTEÇÃO PARCIAL CENTRAL.....	73
6.2.1 – RESULTADOS DE ANÁLISES.....	73
6.2.2 – APLICAÇÕES.....	82
6.3 – VIGAS COM PROTEÇÃO TOTAL NÃO-UNIFORME E PROTEÇÃO PARCIAL NAS LATERAIS.....	85
6.3.1 – PROTEÇÃO TOTAL NÃO-UNIFORME.....	85
6.3.2 – VIGAS COM PROTEÇÃO LATERAL DE 40% DO VÃO.....	87
Capítulo 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	89
7.1 – CONCLUSÕES.....	89
7.2 – SUGESTÕES.....	90
Referências Bibliográficas.....	91
Bibliografia.....	95

Lista de Figuras

	Página
Capítulo 1	
Figura 1.1 – Fases de desenvolvimento de um incêndio.....	5
Figura 1.2 – Curva de Incêndio-Padrão.....	6
Figura 1.3 – Curvas tempo <i>versus</i> temperatura para perfis sem proteção.....	7
Figura 1.4 - Curvas tempo <i>versus</i> temperatura para perfis protegidos.....	7
Figura 1.5 – Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas elevadas.....	12
Figura 1.6 –Alongamento do aço em função da temperatura.....	16
Figura 1.7 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura.....	17
Figura 1.8 – Calor específico do aço em função da temperatura.....	17
Figura 1.9 – Ensaio-Padrão de vigas: cargas e condições de apoio.....	19
Figura 1.10 – Ensaio-Padrão de vigas – montagem.....	19
Figura 1.11 – Ensaio-Padrão de vigas – determinação da resistência ao fogo.....	20
Figura 1.12 – Montagem do ensaio-padrão de pilares.....	21
Figura 1.13 – Utilização da Argamassa Projetada.....	25
Figura 1.14 – Aplicação da Argamassa Projetada.....	25
Figura 1.15 – Tinta Intumescente.....	26
Figura 1.16 – Placa Cerâmica.....	26
Figura 1.17 – Manta Cerâmica.....	27
Figura 1.18 – Placa Cerâmica.....	27
Capítulo 3	
Figura 3.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN.....	37

Figura 3.2 – Elemento de placa do VULCAN.....	38
Figura 3.3 – Seção transversal de um elemento de viga-coluna no VULCAN.....	38
Figura 3.4 – Distribuição inicial de temperaturas na seção transversal.....	41
Figura 3.5 – Influência do número de conectores (Extraído de BAILEY (1995)).....	42

Capítulo 4

Figura 4.1 – Malha de elementos do VULCAN para viga mista bi-rotulada.....	47
Figura 4.2 – Deslocamento x temperatura – 3m de vão.....	49
Figura 4.3 – Deslocamento x temperatura – 5m de vão.....	49
Figura 4.4 – Deslocamento x temperatura – 6m de vão.....	50
Figura 4.5 – Deslocamento x temperatura – 8m de vão.....	50
Figura 4.6 – Deslocamento x temperatura – 9m de vão.....	51
Figura 4.7 – Temperaturas críticas de vigas mistas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga.....	53

Capítulo 5

Figura 5.1 – Malha de elementos do VULCAN para viga com ligação semi-rígida.....	60
Figura 5.2 – Deslocamento x temperatura – viga com 3m de vão.....	63
Figura 5.3 – Deslocamento x temperatura – viga com 5m de vão.....	63
Figura 5.4 – Deslocamento x temperatura – viga com 6m de vão.....	64
Figura 5.5 – Deslocamento x temperatura – viga com 8m de vão.....	64
Figura 5.6 – Deslocamento x temperatura – viga com 9m de vão.....	65
Figura 5.7 - Temperaturas críticas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga e 25% da rigidez total nos apoios.....	66
Figura 5.8 – Temperaturas críticas para vigas de relação vão/altura =15.....	70

Capítulo 6

Figura 6.1 – Temperaturas na região protegida e na região não protegida.....	72
Figura 6.2 - Distribuição transversal de temperatura no perfil sem proteção (a) e no perfil protegido (b).....	74
Figura 6.3 - Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 5m.....	80
Figura 6.4 - Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 6m.....	80
Figura 6.5 - Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 8m.....	81
Figura 6.6 - Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 9m.....	81

Lista de Tabelas

	Página
Capítulo 1	
Tabela 1.1 – Fator de massividade para elementos estruturais sem proteção.....	8
Tabela 1.2 – Fator de massividade para elementos estruturais com proteção.....	9
Tabela 1.3 – Fatores de redução do limite de escoamento e do módulo de elasticidade para o aço.....	14
Capítulo 3	
Tabela 3.1 – Vigas mistas aço-concreto.....	43
Capítulo 4	
Tabela 4.1 – Temperaturas críticas para o conjunto de vigas-mistas analisadas.....	48
Tabela 4.2 – Temperaturas críticas de vigas mistas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga.....	52
Tabela 4.3 – Geometria das vigas analisadas.....	54
Tabela 4.4 – Temperaturas críticas e relação vão/altura modificada para vigas mistas analisadas pelo VULCAN, com diferentes razões de carga.....	55
Tabela 4.5 – Temperaturas alcançadas pelos perfis protegidos e não protegidos para um tempo de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos.....	56
Capítulo 5	
Tabela 5.1 – Temperaturas críticas para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida, analisadas com a aplicação do VULCAN, em função da razão de carga.....	61

Tabela 5.2 – Temperaturas críticas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga e 25% da rigidez total nos apoios.....	62
Tabela 5.3 – Temperaturas críticas e relação vão/altura modificada para vigas mistas analisadas pelo VULCAN, com diferentes razões de carga.....	67
Tabela 5.4 – Temperaturas críticas alcançadas pelos perfis protegidos e não protegidos para um tempo de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos.....	68

Capítulo 6

Tabela 6.1 – Temperaturas na região não protegida e temperaturas na região protegida para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 40%, $\alpha=75\%$	76
Tabela 6.2 - Temperaturas na região não protegida e temperaturas na região protegida para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 67%, $\alpha=50\%$	77
Tabela 6.3 - Relação tempo em função da temperatura crítica para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 40%.....	78
Tabela 6.4 - Relação tempo em função da temperatura críticas para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 67%.....	79
Tabela 6.5 - Espessura do material de proteção em função do TRF.....	82
Tabela 6.6 - Volume de material de proteção para análises via o VULCAN e via a NBR 14323.....	83
Tabela 6.7 - Economicidade da técnica de proteção parcial central.....	83
Tabela 6.8 - Volume de material de proteção para análises via VULCAN, para vigas com ligação semi-rígida e proteção total.....	84
Tabela 6.9 - Volume de material de proteção para análises via VULCAN, para vigas com ligação semi-rígida e proteção parcial central de 40%.....	84
Tabela 6.10 - Economicidade da técnica de proteção parcial central em relação a proteção total, usando o VULCAN.....	85
Tabela 6.11 - Temperaturas críticas no centro e nas laterais do vão para o conjunto de	

vigas-mistas analisadas com a aplicação do VULCAN para razão de carga de 0,5, $\alpha=75\%$	86
Tabela 6.12 - Volume de material projetado para proteção total da viga e proteção parcial no centro do vão de 40%.....	86
Tabela 6.13 - Economicidade do método de proteção parcial central em relação ao método de proteção total não-uniforme.....	87
Tabela 6.14 - Volume de material projetado para proteção parcial de 40% no centro e nas laterais da viga.....	88
Tabela 6.15 - Economicidade do método de proteção parcial central em relação ao método de proteção parcial lateral.....	88

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

Os incêndios são temidos pelo seu grande poder destrutivo. A ocorrência de um incêndio em uma edificação expõe os seus usuários a grande risco de vida e, em geral, causa grandes perdas patrimoniais. Os riscos de vida já ocorrem a temperaturas relativamente baixas e são consequência do calor, dos gases tóxicos e da fumaça gerados na fase inicial do processo de ignição. As perdas patrimoniais podem ser diretas, decorrentes da destruição da edificação e dos bens nela alojados, e indiretas, que advêm da interrupção da atividade produtiva ali exercida.

As primeiras precauções contra os incêndios eram prescrições relativas às construções e aos materiais nelas empregados. Após o grande incêndio de Londres, em 1666, o Rei Charles II aprovou através de decreto, regras de separação de edifícios em termos da espessura mínima das paredes. Durante aproximadamente 150 anos, novas regras foram agregadas a estas primeiras, mas sempre preocupadas em estabelecer materiais e formas aceitáveis de construção, visando atingir maior segurança contra incêndios CLARET (2000r).

No Brasil, a regulamentação da segurança contra incêndio das edificações teve grande impulso na década de setenta. Os incêndios dos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo, e da Caixa Econômica, no Rio de Janeiro criaram condições adequadas na sociedade e, principalmente, nos meios técnicos para que se estabelecessem regulamentos e normas aplicados à segurança contra incêndio das edificações.

Grande parte dos regulamentos existentes no Brasil se originou da adaptação da legislação estrangeira, realizada no âmbito do Instituto de Resseguros do Brasil com vistas à contratação de seguros, mas os “*regulamentos para prevenção de incêndios em edificações*” das corporações de bombeiros e dos códigos de obras municipais tiveram o papel mais importante na introdução dessas normas nos meios profissionais.

Em 1993, o Estado de São Paulo, através do Decreto No. 38069, aprovou as “*Especificações para Instalações de Proteção contra Incêndios*” que se basearam em consultoria internacional e estabeleceram medidas ativas e passivas a serem adotadas nas edificações. Um ano após, a Instrução Técnica CB-02.33/94 estabeleceu tempos de resistência ao fogo para estruturas de aço. Recentemente esta instrução foi revista e teve a sua aplicabilidade ampliada para todos os tipos de estruturas no Estado de São Paulo.

Em 1995, o CB-24 com o apoio da Associação Brasileira dos Construtores de Estruturas Metálicas - ABCEM criou um grupo de trabalho para a elaboração dos textos-base de uma “*norma de tempos*” de resistência ao fogo para edifícios e de uma “*norma de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio*”. Como resultado, encontram-se atualmente aprovadas e publicadas as normas NBR 14323 e NBR 14432 intituladas, respectivamente, “*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*” e “*Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*” .

A necessidade da manutenção da estabilidade estrutural das edificações envolvidas em incêndios é estabelecida em todas as regulamentações estrangeiras. De fato, a perda da estabilidade estrutural global significa grande perda patrimonial, podendo causar danos a edifícios vizinhos e à infra-estrutura pública. Atualmente, existe grande preocupação com os danos eventualmente decorrentes da ruína estrutural de edifícios em que se depositam materiais potencialmente agressivos ao meio ambiente. Levantamentos estatísticos PLANK (1996) indicam que 43% das perdas patrimoniais em um incêndio se devem ao conteúdo dos edifícios, 36% se devem à interrupção da atividade produtiva e 21% a danos estruturais.

Entretanto, a preocupação primária de todos os regulamentos de segurança contra incêndio é a preservação da vida. Sem considerar os prováveis danos à vida, conseqüentes de danos ao meio ambiente, o número de mortes causadas diretamente por colapso estrutural, em países da Europa, é da ordem de 1% PLANK (1996) do total de mortes verificadas em incêndios. Esse fato orienta a prevenção de incêndios preferencialmente para o monitoramento e a extinção, reservando um lugar secundário para a manutenção da estabilidade estrutural.

Os regulamentos estabelecem tempos mínimos de resistência ao fogo para os elementos construtivos diversos, entre os quais as barras estruturais (vigas e colunas), as lajes e os elementos de vedação que limitam distintos compartimentos. A resistência ao fogo é traduzida pelos requisitos de estanqueidade, isolamento e resistência mecânica.

A estabilidade estrutural é diretamente dependente da resistência mecânica dos elementos construtivos que, por sua vez, dependem da temperatura atingida por eles durante um incêndio e da sua ligação com as partes da estrutura que permanecem a baixas temperaturas. Já o tempo requerido de resistência ao fogo ainda é estabelecido, na maioria dos regulamentos, de modo essencialmente subjetivo, mas levando em conta, entre outros fatores, a natureza da ocupação, a sua altura e a experiência de atendimento de ocorrências dos corpos de bombeiros.

Estabelecer de forma científica e racional (baseada em modelos aceitáveis do comportamento das estruturas em incêndio) a dependência entre a estabilidade de um elemento estrutural e o tempo de resistência ao fogo é uma tarefa muito complexa e, hoje, constitui uma das questões fundamentais da Engenharia de Incêndio.

A proteção passiva das estruturas é o modo mais simples de assegurar sua estabilidade, quando submetidas a incêndio. Mas, a proteção passiva representa um acréscimo de custo da construção que pode ser significativo, dependendo do contexto econômico. Há indicações de que um acréscimo de custo devido à proteção passiva da ordem de 5% a 8% do custo da estrutura de aço pode ser facilmente absorvido. No Brasil, a proteção

passiva de estruturas metálicas pode custar entre 10% e 35% do custo da estrutura o que tem um significativo impacto sobre a competitividade desse produto.

Portanto, a aplicação do aço em construção civil encontra na exigência da proteção passiva da estrutura uma séria restrição.

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.

É possível considerar o desenvolvimento de um incêndio real consistindo de três fases, Figura 1.1. Após o início de ignição e o estabelecimento de uma reação de combustão auto-sustentável, ocorre a fase denominada Pré-Inflamação Generalizada, ou Pré-Flashover, que se caracteriza por temperaturas médias relativamente baixas (entre 250°C e 350°C) e grande produção de fumaça. A fase seguinte é a de Combustão Generalizada, ou Pós-Flashover, que ocorre quando a radiação da camada superior de gases quentes para o piso atinge a faixa de 20kW/m², provocando a ignição espontânea dos materiais combustíveis do ambiente e o rápido desenvolvimento do incêndio que passa de superficial para volumétrico. Nessa fase, as temperaturas médias no ambiente são elevadas e as taxa de produção de calor, em geral, são também muito altas.

Após o consumo de uma parcela significativa do material combustível (cerca de 60% a 80%), a quantidade de calor liberada pela combustão não é suficiente para manter a elevação de temperatura; então, inicia-se a fase de Extinção ou Resfriamento.

Os incêndios reais são evidentemente muito complexos e a sua caracterização através de curvas tempo-temperatura nem sempre é possível em face da grande variabilidade dos parâmetros que neles influem. 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 ISO 834, Figura 1.2.

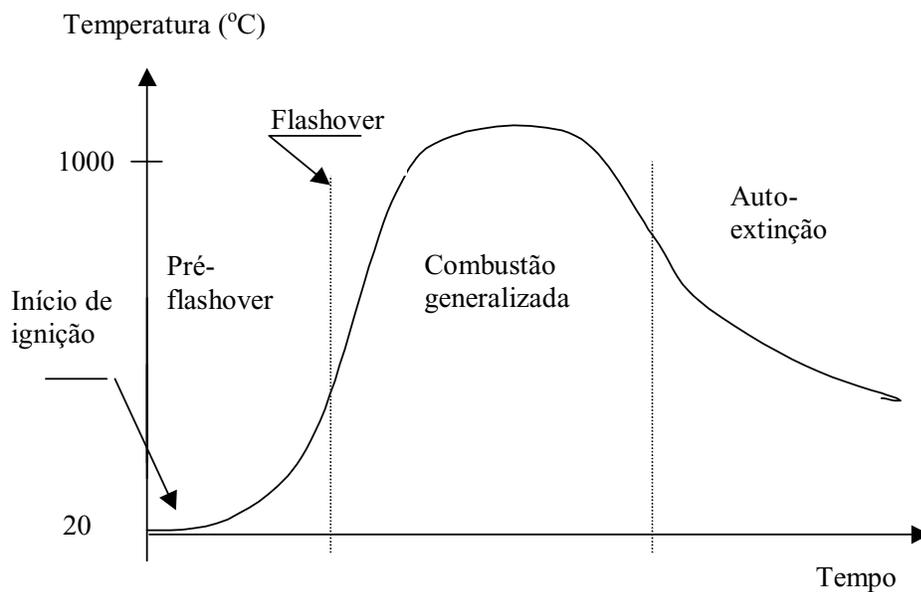


Figura 1.1 – Fases de desenvolvimento de um incêndio.

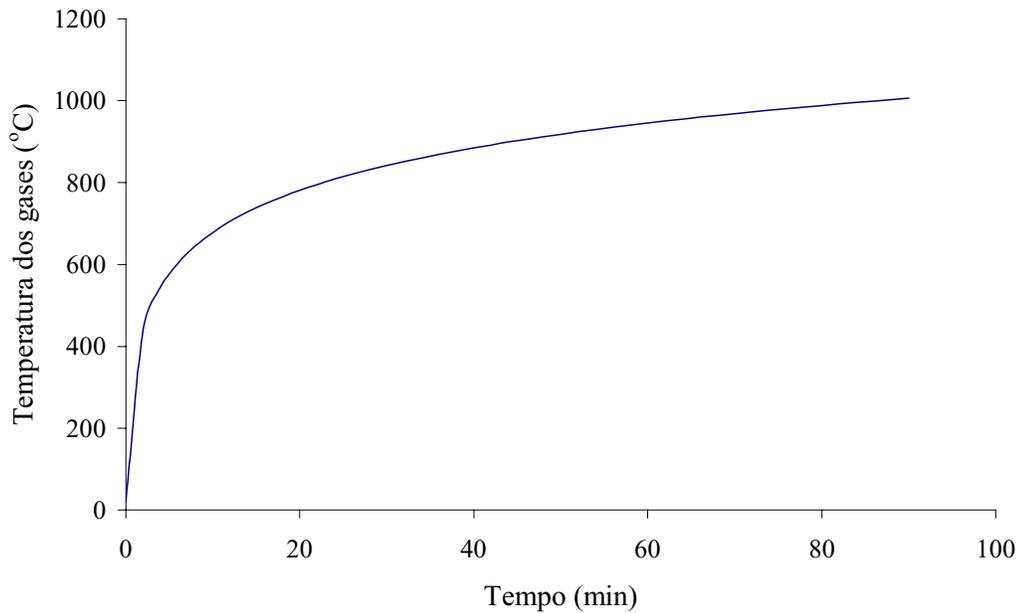


Figura 1.2 – Curva de Incêndio-Padrão.

1.3 ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO EXPOSTO AO INCÊNDIO

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

As Figura 1.3 e 1.4 apresentam curvas tempo \times temperatura em função do fator de massividade para perfis não protegidos e com proteção contra incêndio, onde se pode observar que, quanto menor a massividade do perfil, mais lentamente ele se aquece.

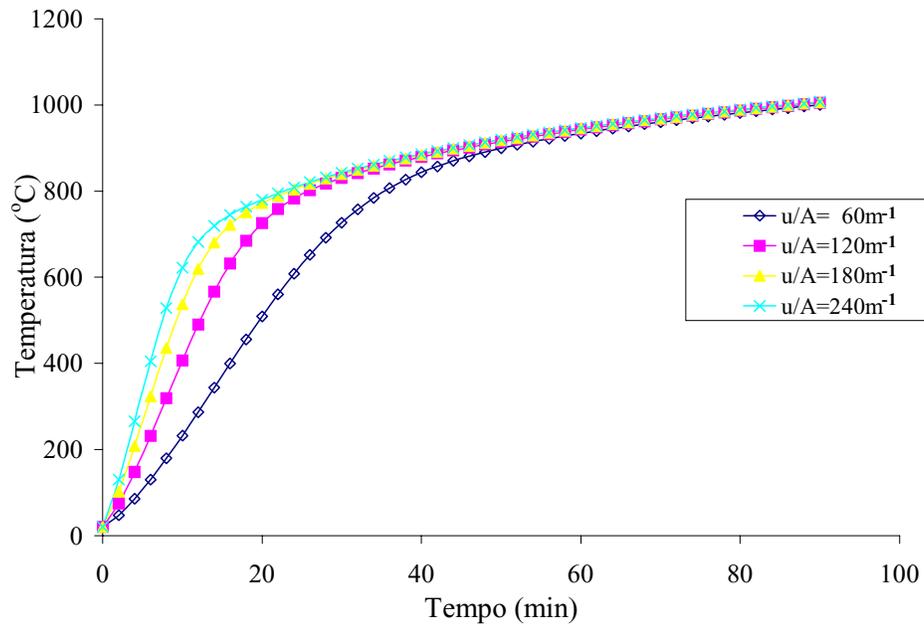


Figura 1.3 – Curvas tempo *versus* temperatura para perfis sem proteção.

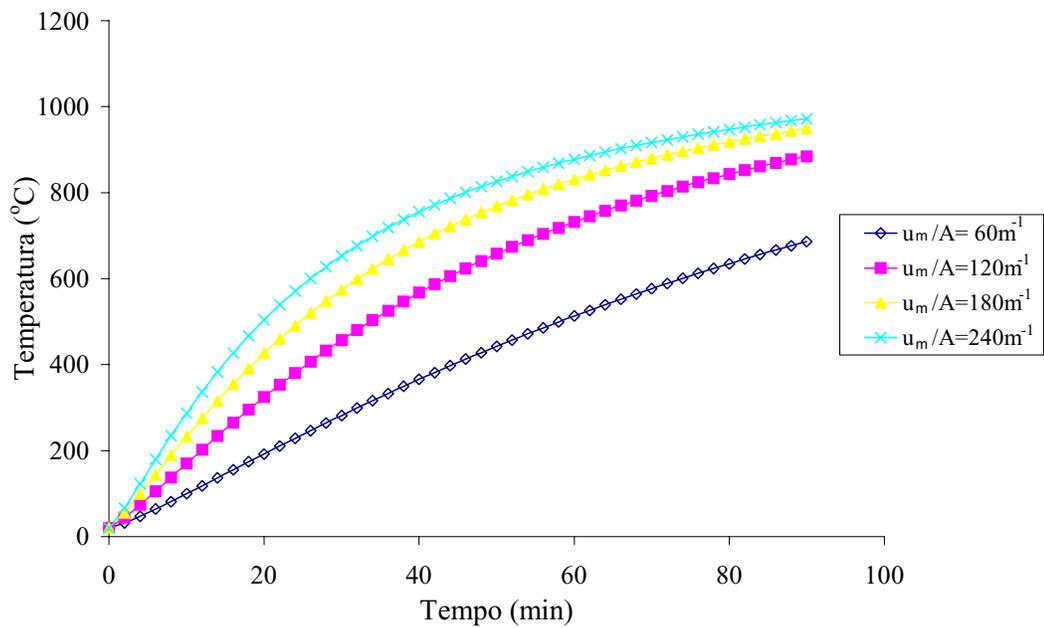


Figura 1.4 – Curvas tempo *versus* temperatura para perfis protegidos.

As Tabelas 1.1 e 1.2 mostram o fator de massividade para elementos estruturais não protegidos e com proteção contra incêndio, respectivamente.

Tabela 1.2 – Fator de massividade para elementos estruturais sem proteção.

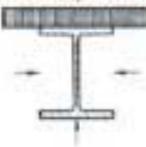
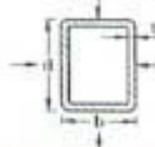
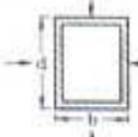
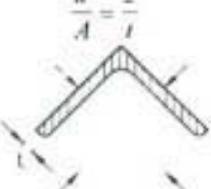
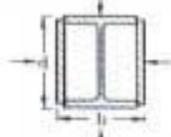
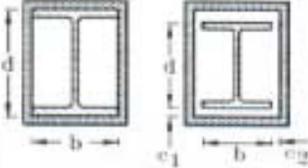
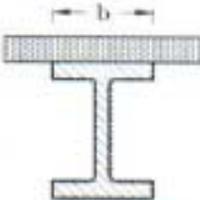
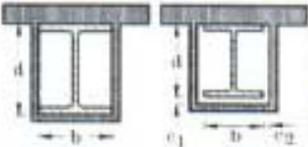
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira (ou qualquer seção aberta de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2}{t}$ 	<p>Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t}{bt}$ 

Tabela 1.2 – Fator de massividade para elementos estruturais com proteção.

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_w/A)
	Proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados com $c_1 \leq d/4$ e $c_2 \leq d/4$	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados com $c_1 \leq d/4$ e $c_2 \leq d/4$	$\frac{2d+b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

1.3.1 ELEMENTO ESTRUTURAL SEM PROTEÇÃO

A elevação uniforme de temperatura de um elemento estrutural de aço não protegido, durante um intervalo de tempo Δt , localizado no interior de uma edificação, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \dot{\xi} \Delta t \quad (1.1)$$

onde:

u/A é o fator de massividade do perfil em m^{-1}

ρ_a é a massa específica do aço (kg/m^3)

c_a é o calor específico do aço ($J/kg^\circ C$)

Δt é o intervalo de tempo em s (não pode ser tomado maior que $(25000)(u/A)^{-1}$, preferencialmente menor ou igual a 5 segundos).

$\dot{\xi}$ é o valor do fluxo de calor por unidade de área (W/m^2), sendo que esse tem duas componentes, uma que se refere a transferência de calor por convecção e outra que se refere a transferência de calor por radiação. Assim, $\dot{\xi}$ é dado por:

$$\dot{\xi} = \dot{\xi}_c + \dot{\xi}_r \quad (1.2)$$

sendo que:

$$\dot{\xi}_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (1.3)$$

e

$$\dot{\xi}_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (1.4)$$

onde:

$\dot{\xi}_c$ = componente do fluxo de calor devido à convecção (W/m^2)

$\dot{\xi}_r$ = componente do fluxo de calor devido à radiação (W/m^2)

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a $25 W/m^2^\circ C$

θ_g = temperatura dos gases ($^\circ C$)

θ_a = temperatura do aço (°C)

ϵ_{res} = emissividade resultante, podendo ser tomada igual a 0,5

1.3.2 ELEMENTO ESTRUTURAL COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

O aquecimento do elemento estrutural protegido contra incêndio depende também das propriedades do material de proteção utilizado, pois o calor que chega à estrutura depende de como se processa a condução através dele, passando, assim, a ser importante o calor específico, a condutibilidade térmica, a massa específica e também a espessura do material de proteção passiva.

A elevação uniforme de temperatura de um elemento estrutural de aço protegido, durante um intervalo de tempo Δt , localizado no interior de uma edificação, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m(u_m / A)(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(t_m c_a \rho_a)(1 + \phi / 3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1)\Delta\theta_{g,t} \geq 0 \quad (1.5)$$

sendo que:

$$\phi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A) \quad (1.6)$$

onde:

u_m / A = fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio (m^{-1})

c_m = calor específico do material de proteção contra incêndio (J/kg°C)

t_m = espessura do material de proteção contra incêndio (m)

$\theta_{a,t}$ = temperatura do aço no tempo t (°C)

$\theta_{g,t}$ = temperatura dos gases no tempo t (°C)

λ_m = condutibilidade térmica do material de proteção contra incêndio (W/m°C)

ρ_m = massa específica do material de proteção contra incêndio (kg/m³)

Δt = intervalo de tempo em s (não pode ser tomado maior que $25000(u_m / A)^{-1}$, preferencialmente menor ou igual a 30s).

1.4 EFEITOS DO INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE AÇO

Todos os materiais utilizados nas estruturas dos edifícios são afetados pelo fogo. O aço-carbono, quando exposto a altas temperaturas, apresenta variações de suas propriedades mecânicas e térmicas, causando a redução da resistência e da rigidez. Embora o ponto de fusão não aconteça até aproximadamente 1500°C, apenas 23% da resistência à temperatura ambiente permanece à temperatura de 700°C; a 800°C, ela é reduzida para 11% e a 900°C, para 6%. A perda da resistência do aço com o aumento da temperatura pode ser visualizada no diagrama tensão-deformação para um aço típico indicado na Figura 1.5.

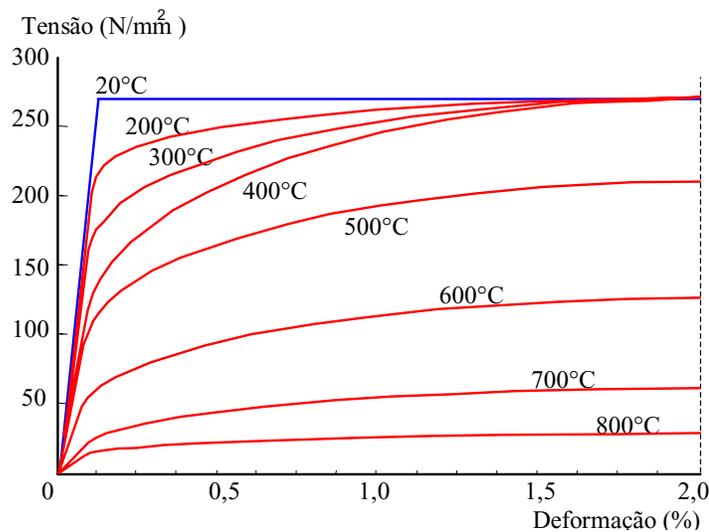


Figura 1.5 – Diagrama tensão-deformação típica do aço-carbono a temperaturas elevadas.

1.4.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS

1.4.1.1 Massa Específica

A massa específica do aço, para qualquer temperatura, pode ser considerada com o valor de $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

1.4.1.2 Módulo de Elasticidade e Tensão de Escoamento

O módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço diminuem com o aumento de temperatura. O módulo de elasticidade se relaciona à rigidez axial e à flexão da peça das quais depende a sua deformabilidade. A tensão de escoamento se relaciona à resistência da peça estrutural aos esforços internos gerados pelo carregamento externo.

A Tabela 1.3, conforme NBR 14323, apresenta os valores de redução em relação a 20°C do limite de escoamento e do módulo de elasticidade do aço, representados por $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ respectivamente, sendo:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y \quad (1.7)$$

$$k_{E,\theta} = E_\theta / E \quad (1.8)$$

onde:

$f_{y,\theta}$ é o limite de escoamento do aço a uma temperatura θ_a

f_y é o limite de escoamento do aço à temperatura ambiente (20°C)

E_θ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ_a

E é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (20°C)

Tabela 1.3 – Fatores de redução do limite de escoamento e do módulo de elasticidade para o aço.

Temperatura do aço $\theta_a(^{\circ}\text{C})$	Fator de redução para o limite de escoamento $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

NOTA – Para valores intermediários da temperatura do aço, pode ser feita interpolação linear, conforme a NBR 14323.

1.4.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS

1.4.2.1 Expansão Térmica

Os elementos estruturais de aço podem sofrer distorções durante o incêndio, como resultado da elevada expansão térmica que apresentam ou devido à instabilidade plástica por não suportar a carga aplicada. As distorções introduzem esforços consideráveis nos componentes de conexão entre perfis, que podem ocasionar perda de estabilidade da estrutura. Os danos causados pela expansão térmica do aço podem

ocorrer a temperaturas relativamente baixas, uma vez que tensões bastante elevadas podem, teoricamente, ser produzidas com temperaturas não superiores a 100°C, dependendo das condições de contorno da peça considerada.

A Figura 1.6 apresenta o valor da expansão térmica em função da temperatura, de acordo com a NBR 14323, que pode ser obtido da seguinte forma:

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 750^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta L}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (1.9)$$

Para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta L}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (1.10)$$

Para $860^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta L}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (1.11)$$

onde:

l é o comprimento a 20°C;

Δl é a expansão térmica provocada pela temperatura;

θ_a é a temperatura do aço, em grau Celsius.

1.4.2.2 Condutibilidade Térmica e Calor Específico

A condutibilidade térmica é o coeficiente que mede a razão com a qual o calor que

chega na superfície do metal é conduzido para seu interior. Uma versão simplificada da variação da condutibilidade com a temperatura é mostrada na Figura 1.7. Para uso em cálculos simples, o valor conservativo de 45W/mK é frequentemente usado.

Calor específico é a quantidade de calor necessária para elevar de 1°C a unidade de massa de dado material. O calor específico do aço varia com o aumento de temperatura, Figura 1.8, sendo que, em modelos de cálculos simples, o valor de 600 J/kg°C é admitido.

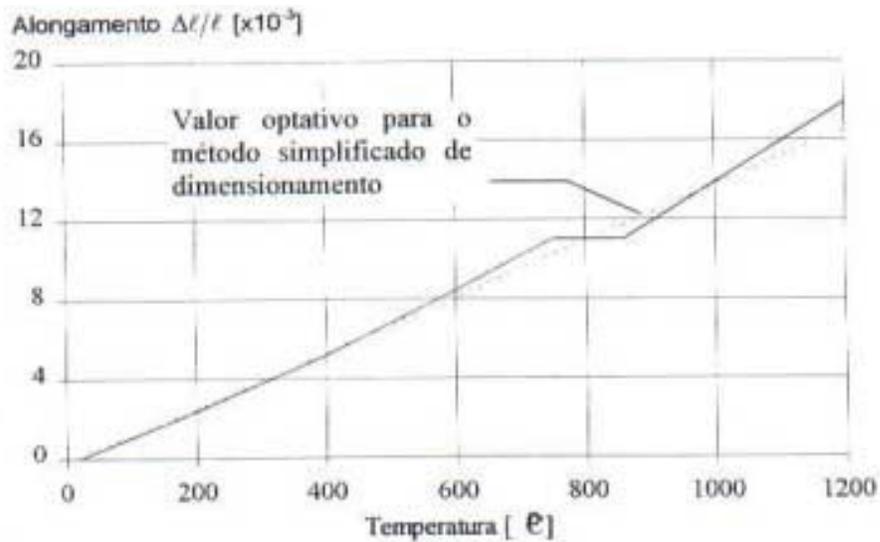


Figura 1.6 – Alongamento do aço em função da temperatura.

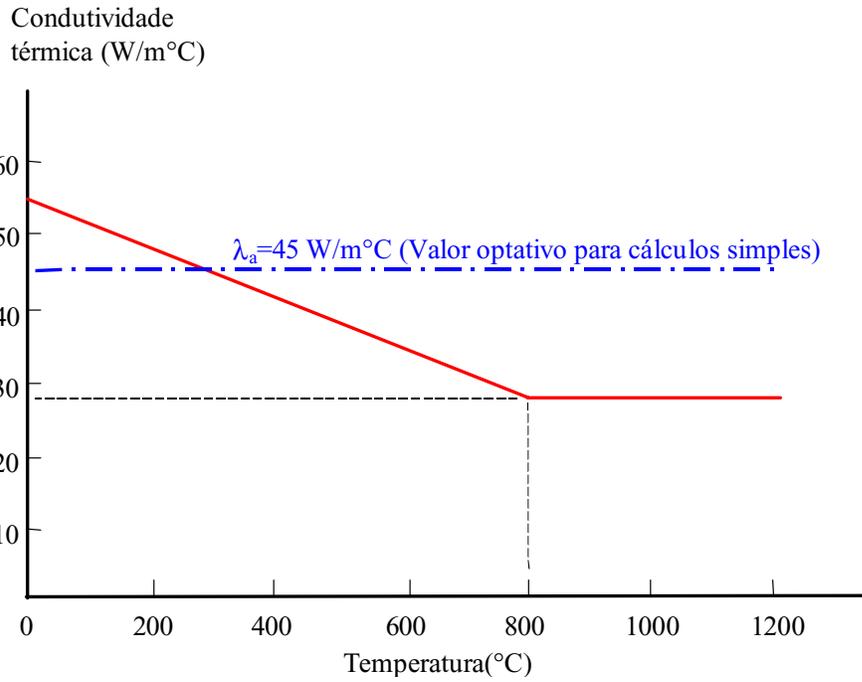


Figura 1.7 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura.

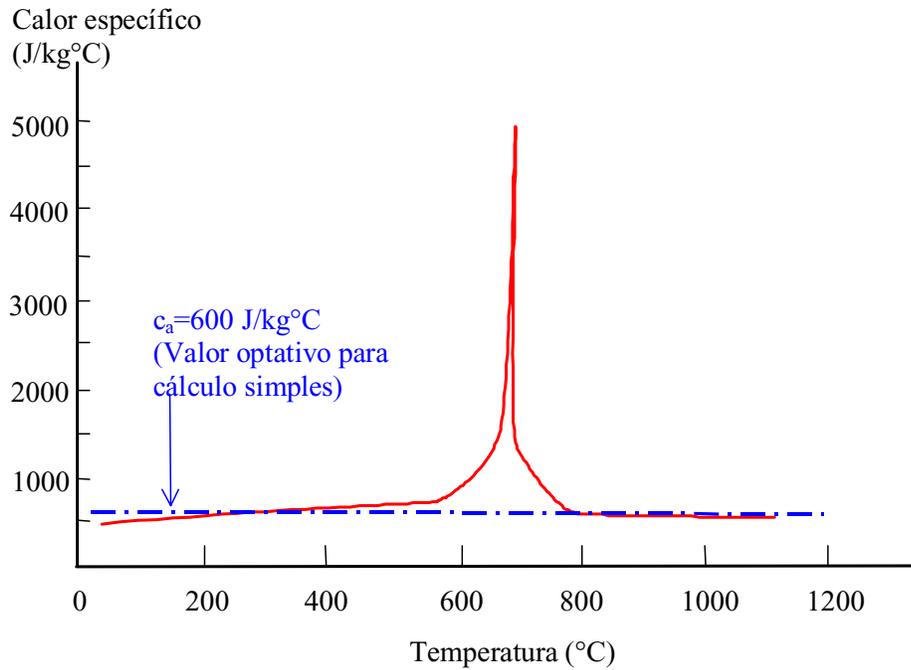


Figura 1.8 – Calor específico do aço em função da temperatura.

1.5 ENSAIOS-PADRÃO

O ensaio-padrão é a maneira tradicionalmente utilizada para obter a resistência ao fogo de elementos estruturais de aço protegidos e não protegidos. O objetivo deste ensaio é demonstrar que um sistema é estável por um determinado período de tempo. A estabilidade pode ser demonstrada pela medida da temperatura no aço que, nesse tempo, não deve exceder a temperatura crítica de 550°C.

Esse ensaio consiste em colocar peças de aço em um forno aquecido de acordo com a curva tempo-temperatura prevista na norma ISO 834, obedecidas algumas condições de contorno e sob carregamento específico. Estes ensaios têm como desvantagem 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 representar melhor as condições reais de utilização.

1.5.1 ENSAIO-PADRÃO DE VIGAS

O ensaio de vigas, segundo a BS 476 Part 20 (1987), consiste em aquecer uma viga simplesmente apoiada, com 4m de vão, exposta diretamente ao incêndio. O carregamento é formado por 4 cargas concentradas, aplicadas a aproximadamente 562,50 mm das extremidades em seções que distam 1125 mm entre si, Figura 1.9.

O ensaio prossegue até que a flecha no centro da viga seja igual a $L/30$, sendo que o ensaio pode prosseguir até uma flecha máxima igual a $L/20$, desde que a taxa de variação da flecha não ultrapassasse o valor $L^2/(9000d)$, em mm/min, sendo L o vão da viga, d a sua altura total, Figura 1.10 e 1.11.

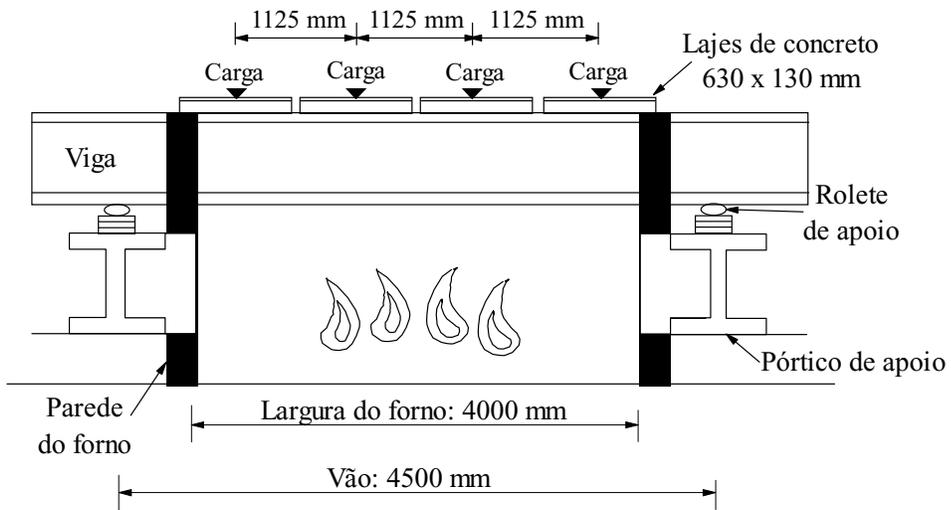


Figura 1.9 – Ensaio-padrão de vigas: cargas e condições de apoio.

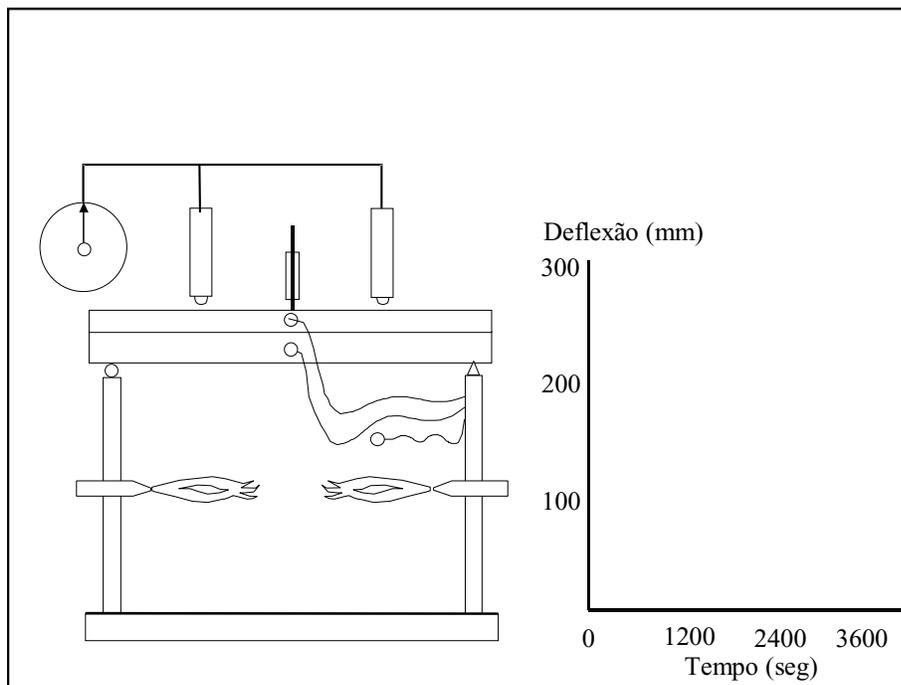


Figura 1.10 – Ensaio-Padrão de vigas – montagem.

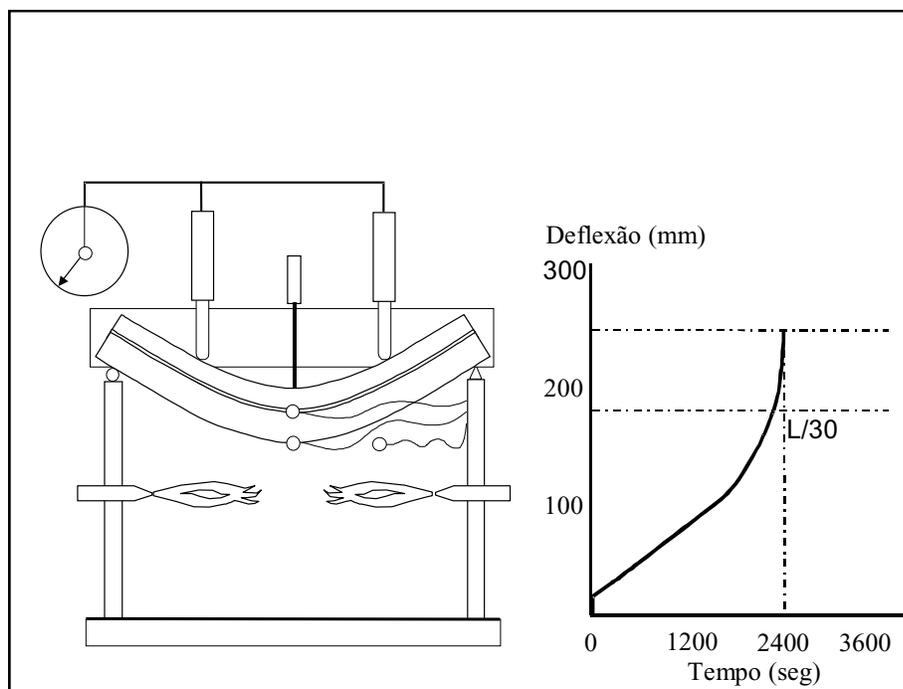


Figura 1.11 – Ensaio-Padrão de vigas – determinação da resistência ao fogo.

1.5.2 ENSAIO-PADRÃO DE PILARES

O ensaio de pilares consiste no uso de um elemento isolado de 3m de comprimento, sob carga total constante e tendo as extremidades engastadas à rotação em blocos de concreto. 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 feito até que a barra volte ao seu comprimento original. A Figura 1.12 ilustra o ensaio-padrão de pilares.

1.5.3 CRÍTICAS AOS ENSAIOS-PADRÃO

Os ensaios-padrão confirmam a temperatura de colapso de vigas e pilares em aproximadamente 550°C, valor esse que, nos métodos simplificados de análise da

estabilidade estrutural em incêndio, ficou conhecido como temperatura crítica, a temperatura máxima a ser evitada com o emprego da proteção passiva.

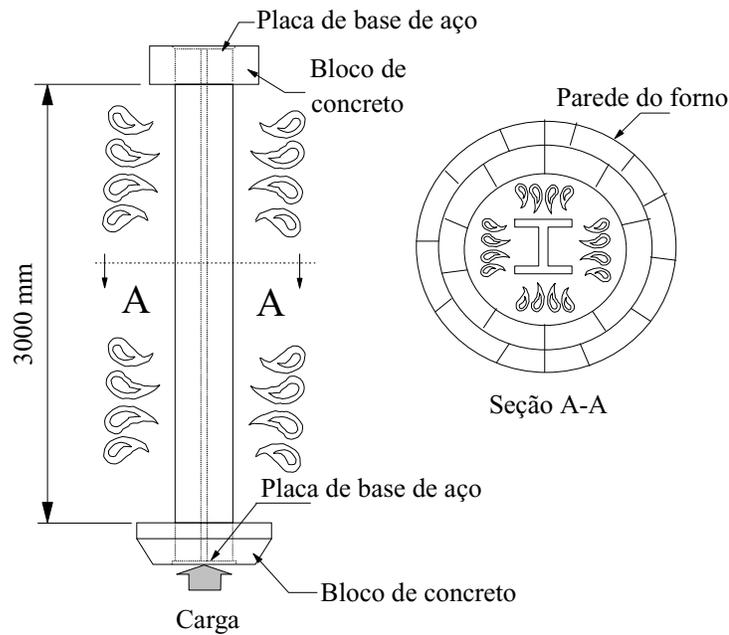


Figura 1.12 – Montagem do ensaio-padrão de pilares.

Os ensaios-padrão são conservadores na maioria das situações de uso dos elementos estruturais. De início, o próprio ensaio de vigas mostra que a temperatura do flange inferior totalmente exposto ao fogo é da ordem de 580°C - 630°C , ficando o flange 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 ensaios-padrão não permitem a utilização de elementos estruturais de comprimentos da ordem de grandeza dos reais e prevêm carregamentos que não se verificam nas situações reais de incêndio. Por outro lado, os ensaios padrão desprezam o efeito da hiperstaticidade, via de regra favoráveis à resistência ao fogo.

O fato de se empregar a curva tempo-temperatura ISO 834 nos ensaios-padrão também é criticável, considerando que os incêndios reais evoluem de forma muito diferente. Todos esses aspectos, em conjunto, levam às temperaturas críticas muito conservadoras obtidas nos ensaios-padrão.

Deve-se ressaltar, porém, a utilidade dos ensaios-padrão pela sua relativa simplicidade. Eles ainda são utilizados principalmente nas situações em que altos coeficientes de segurança devem ser exigidos, como por exemplo, edifícios de usinas nucleares, edifícios altos, pontes, viadutos e passarelas.

1.6 PROTEÇÃO DA ESTRUTURA METÁLICA

O aço é um material leve, com boa condutibilidade e atinge elevadas temperaturas mais rapidamente que outros tipos de materiais usados na estrutura de uma edificação. Assim, uma edificação construída em estrutura metálica, em geral, exige também que se tenha um conjunto de medidas que vise a sua proteção contra incêndio.

Esse conjunto de medidas de proteção pode ser classificado em proteção ativa e proteção passiva, sendo que o primeiro tipo visa extinguir o incêndio, quando ainda está no início, e o segundo tem por objetivo garantir que a estrutura não entre em colapso por um determinado tempo e que o fogo não se alastre entre os compartimentos da edificação.

1.6.1 PROTEÇÃO ATIVA

Proteção ativa é aquela que se torna funcional na presença do incêndio ou de suas consequências como o calor e a fumaça. Em geral, os projetos de instalações prediais de proteção contra incêndio envolvem medidas ativas como o alarme, a detecção e a extinção (através de chuveiros automáticos ou de extintores).

1.6.2 PROTEÇÃO PASSIVA

É um conjunto de medidas que faz parte do sistema construtivo do edifício e que se torna funcional quando o incêndio se desenvolve, isolando a estrutura contra o calor, fazendo com que ela resista por um tempo predeterminado ao incêndio sem sofrer danos devido a elevação de temperatura no ambiente e não permitindo que o fogo se alastre, facilitando a fuga das pessoas e a entrada do pessoal de combate. A compartimentação, junto com paredes corta-fogo, escadas enclausuradas, entre outros, são tipos de proteção passiva.

Para que a estrutura mantenha um certo tempo de resistência ao fogo sem entrar em colapso, em alguns casos há a necessidade de que ela seja envolvida com um material de proteção contra incêndio. A necessidade da utilização deste material e a espessura do mesmo dependem do balanceamento feito entre as proteções ativas e passivas que serão utilizadas na edificação, juntamente com fatores externos tais como a proximidade de bombeiros profissionais e a altura da edificação.

A proteção passiva é caracterizada pelos requisitos de isolamento, estanqueidade e integridade, sendo:

(a) - Isolamento - a capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência, na face não exposta ao incêndio, de aumento de temperatura média superior a 140°C ou aumento de temperatura em qualquer ponto superior a 180°C;

(b) - Estanqueidade - a capacidade de um elemento construtivo 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;

(c) – Integridade - a capacidade de um elemento construtivo (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.

1.6.2.1 Argamassa Projetada

A argamassa projetada tem como principal constituinte o gesso ou cimento, a vermiculita e as fibras minerais ou orgânicas, entre outros. É aplicada por jateamento na estrutura lisa.

Esse material tem como vantagens a alta produção - 250 a 300 m²/dia com 4 funcionários trabalhando - e a não necessidade do uso de pinos ou telas de ancoragem na sua aplicação e apresenta como desvantagem o fato de não ser um material esteticamente agradável para ser colocado na estrutura aparente, a não ser quando após a aplicação deste, a estrutura é revestida.

1.6.2.2 Tinta Intumescente

É o único tipo de proteção passiva que pode ser utilizado sem precisar ser encoberto por outro material quando a estrutura é aparente. É aplicado sobre uma pintura “primer” e recebe uma pintura de acabamento. A produção é, em média, de 30m²/dia com 2 funcionários trabalhando. Essa tinta tem como desvantagem o seu custo, que é muito elevado.

1.6.2.3 Mantas e Placas Rígidas Cerâmicas

São pouco práticas, pois em suas aplicações há a necessidade da colocação de pinos, visto que não têm aderência direta ao aço. As placas cerâmicas são muito utilizadas na proteção de pilares. São materiais com o custo intermediário entre a argamassa projetada e a tinta intumescente. Apresentam alta densidade, daí uma melhor resistência

mecânica e também um maior custo. A produção é em média de 25m²/dia com 2 funcionários em atividade.

Mostram-se abaixo, Figuras 1.13 a 1.18, exemplos de aplicação destes materiais de proteção passiva.



Figura 1.13 – Utilização da Argamassa Projetada



Figura 1.14 – Aplicação da Argamassa Projetada



Figura 1.15 – Tinta Intumescente



Figura 1.16 – Placa Cerâmica



Figura 1.17 – Manta Cerâmica.

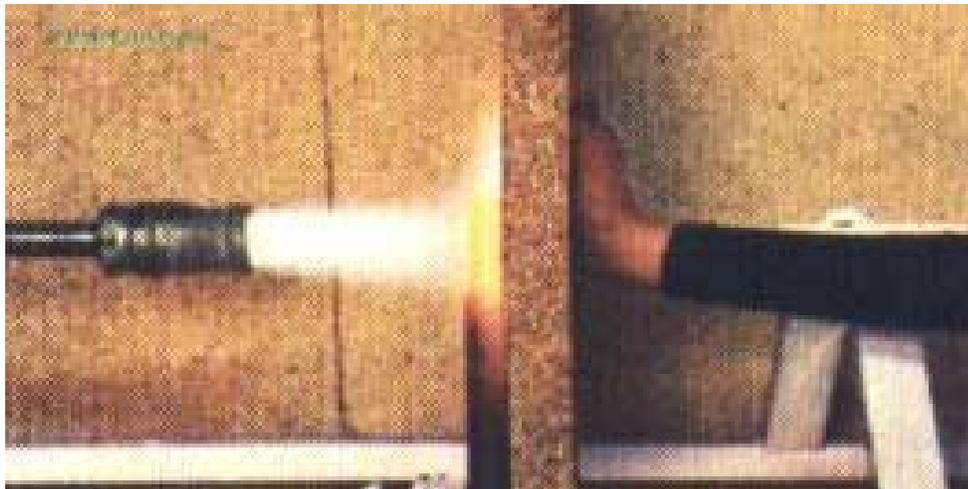


Figura 1.18 – Placa Cerâmica

1.7 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em alguns países da Europa e da Ásia têm sido feitas pesquisas sobre o comportamento de estruturas em situação de incêndio com o objetivo de avaliar com mais exatidão a sua resistência ao fogo. As conclusões, em geral, indicam que o desempenho da estrutura de

aço e concreto em um prédio é muito superior, em termos de resistência ao fogo, ao de elementos testados em laboratório isoladamente.

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

A partir do final da década de 60, surgem trabalhos científicos sobre a análise de elementos de aço a altas temperaturas. Uma das primeiras análises foi apresentada por WITTEVEEN (1967). Ele estimou a temperatura de colapso das vigas através de uma análise plástica onde a tensão de escoamento variava com a temperatura. Nesse trabalho, admitiram-se temperaturas uniformes e expansões térmicas livres. MARCHANT (1972) apresentou um método perfeitamente elasto-plástico para a análise de subestruturas, sendo incluída a degradação do módulo de elasticidade e da tensão de escoamento junto com a variação linear da temperatura ao longo da seção transversal e os efeitos da expansão térmica. Também KNIGHT (1972) produziu análises de uma viga assumindo características de tensão-deformação perfeitamente elasto-plástica variáveis com a temperatura.

OSSENBRUGGEN, AGGARWAL e CULVER (1973) apresentaram um método de análise de colunas de aço com carregamento 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), desenvolveram um programa em elementos finitos para a análise de estruturas de aço planas em situação de incêndio. Características de tensão-deformação perfeitamente elasto-plásticas foram assumidas e também deformações ao longo do tempo foram incluídas. Baseado em uma mesma teoria, mas usando diferentes propriedades do material e características térmicas, FURUMURA e SHINOHARA (1978) investigaram o comportamento de colunas isoladas protegidas. KRUPPA (1979) apresentou um método analítico simplificado para vigas e vigas-colunas a elevadas temperaturas. Esse método assumiu características de tensão-deformação perfeitamente

elasto-plásticas e comparou as tensões últimas à temperatura ambiente com as tensões a uma dada temperatura sob determinado carregamento.

IDING e BRESLER (1981) desenvolveram um programa computacional chamado FASBUSII que modelava a estrutura em aço e o sistema de piso. Eles adotaram o método de elementos finitos, com a subestrutura representada por elementos unidimensionais de 2 nós e o sistema de piso por elementos bidimensionais de placa com 3 nós. Curvas bilineares de tensão-deformação para o aço foram assumidas e um número considerável de variações das propriedades do material e da temperatura ao longo dos membros podia ser modelado. As primeiras análises em elementos finitos de subestruturas planas em situação de incêndio considerando a não-linearidade foram desenvolvidas por JAIN e RAO (1983). A habilidade para modelar deformações ao longo do tempo foram também incluídas dentro dessas análises. As propriedades de não-linearidade do aço a altas temperaturas também foram incluídas dentro do método de elementos finitos por BABA e NAGURA (1985).

No final dos anos 80 os efeitos da restrição à rotação e à expansão começaram a ser considerados nas análises. O primeiro software especializado para considerar toda estrutura bidimensional foi o CEFICOSS que foi desenvolvido na Universidade de Liege, Bélgica, em 1987. As análises usavam elementos finitos de viga-coluna compostos com a subestrutura bidimensional, com ligação semi-rígida. A análise térmica usava o método de diferenças finitas. Também SHARPLES (1987) desenvolveu um programa chamado ELTEMP, que se baseou em um programa chamado INSTAF, escrito por EL-ZANATY e MURRAY (1983) para estudar o comportamento bidimensional de uma subestrutura de aço a temperatura ambiente. Sharples usou o programa para investigar o comportamento de colunas sujeitas a gradientes térmicos ao longo da seção transversal, carregamento excêntrico e desalinhamento inicial.

OLAWALE (1988), desenvolveu um método para a análise de colunas perfeitamente isoladas em incêndio. Essas análises foram baseadas na teoria de pequenas deformações, considerando tensões residuais, cargas excêntricas e flambagem local.

SAAB (1990;1991) estendeu o programa INSTAF para incluir propriedades do material a elevadas temperaturas. Ele usou o programa para investigar o comportamento de subestruturas planas deslocáveis e indeslocáveis em condições de incêndio, assumindo vários tipos de aquecimentos e esquemas de proteção.

Os desenvolvimentos conduzidos por Saab para o programa original INSTAF foram estendidos por NAJJAR (1994) para incluir o comportamento tridimensional dos elementos de aço a elevadas temperaturas, incorporando também características de deformação. O programa de Najjar é capaz de analisar ligações rígidas tridimensionais em estruturas de aço sem proteção.

Na década de 90 foi feita uma completa reformulação da análise bidimensional de estruturas para permitir a modelagem do esqueleto da estrutura em três dimensões. O objetivo deste desenvolvimento foi possibilitar um estudo mais detalhado da flambagem a altas temperaturas de colunas em edifícios que têm continuidade para pavimentos acima e abaixo do compartimento incendiado. Esta situação é inadequadamente representada pelas condições de carregamento e de apoio que são disponíveis em testes de forno. Em tais casos uma análise tridimensional é necessária para permitir os efeitos de momentos finais sobre diferentes eixos, distribuições de temperaturas na seção transversal, a possibilidade de flambagem em relação a qualquer eixo e combinações de torção lateral e flambagem de coluna. Assim é que na Universidade de Sheffield foi desenvolvido o programa VULCAN, BAILEY (1995), que usa um elemento de viga-coluna com 8 graus de liberdade por nó em coordenadas locais. Este programa permite o uso de diferentes distribuições de temperatura dentro do elemento da seção transversal, tendo sido usado com sucesso para analisar colunas em edifícios de andares múltiplos com um andar em incêndio, como também a flambagem, torção lateral de vigas não restringidas e com empenamentos.

O programa VULCAN é capaz de obter a resposta estrutural de edifícios em vários cenários de incêndio. Distribuições de temperatura quaisquer podem ser consideradas na seção transversal e ao longo do elemento. O comportamento de ligações semi-rígidas é modelado usando *elementos de mola* com uma curva momento-rotação-temperatura

específica. A laje é representada por um elemento de casca de 4 nós que pode ser conectado aos elementos unidimensionais de viga-coluna em um ponto nodal comum, modelando assim a interação total entre lajes e estrutura. Tensões térmicas devidas ao aquecimento do concreto também são incluídas.

Em incêndios compartimentados, como geralmente ocorre, a estrutura não sofre a ação do calor em sua totalidade, permanecendo parte dela a temperaturas relativamente baixas. As análises através do VULCAN demonstram e a observação experimental comprova, BURGESS e PLANK (1999), que *a estrutura 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.

Encorajados pelos resultados obtidos com o VULCAN, quando comparados com resultados de testes de elementos e de subestruturas, empreendeu-se, durante os anos de 1995 e 1996, um programa de ensaios em uma estrutura de aço de um edifício de 8 andares, construído nas instalações do Laboratório de Cardington, pertencente à instituição Buildings Research Establishment, BURGESS e PLANK (1999). O principal objetivo dos ensaios foi o de produzir resultados experimentais para a validação do programa.

No Brasil, SOUZA JR (1998) implementou um análise de pórticos de aço em situação de incêndio usando um elemento finito de dois nós com 3 graus de liberdade por nó e uma formulação de grandes deslocamentos e pequenas deformações. PINTO (1999) analisou pórticos planos de aço submetidos a incêndios usando elementos convencionais de viga mas incluindo relações tensão-deformação não lineares.

A aplicação do VULCAN a estruturas de aço típicas demonstra a viabilidade da construção de estruturas com vigas mistas sem proteção, CLARET (2000j), lajes de concreto e colunas protegidas para tempos de resistência ao fogo da ordem de 120

minutos o que teria um impacto na redução do custo da proteção passiva da ordem de 50% a 70%.

1.8 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA

Este trabalho tem por objetivo a análise numérica de subestruturas típicas das estruturas de edifícios em situação de incêndio para determinar a sua temperatura crítica em função de um conjunto de parâmetros que a caracterizam. Entre esses parâmetros, citam-se: a relação vão/altura em vigas, a rigidez das ligações, a relação de inércias entre vãos de uma mesma viga e entre vigas e colunas.

Em geral, os projetistas não dispõem de ferramentas avançadas para o cálculo da resposta estrutural em incêndio. O projeto da proteção passiva da estrutura pode ser antieconômico, porque os métodos usuais desprezam os efeitos benéficos da hiperstaticidade e da redistribuição de cargas. Por outro lado, nos edifícios os incêndios são compartimentados e as partes frias da estrutura tendem a suportar as partes aquecidas, aumentando sua resistência ao fogo, o que também não é considerado nesses métodos.

Os estudos paramétricos feitos através do VULCAN têm por objetivo gerar ábacos e tabelas que permitam a determinação da temperatura crítica em diversas situações de projeto sem que haja necessidade de emprego direto dos métodos avançados. Com esse recurso, pretende-se contribuir para a redução do custo da proteção passiva de estruturas.

1.9 METODOLOGIA

O presente trabalho emprega a análise paramétrica de subestruturas em situação de incêndio para gerar dados que são tratados por meio de técnicas de regressão estatística

para se determinar a relação funcional entre os diversos parâmetros da subestrutura e a temperatura crítica alcançada pela mesma.

Para isto, as seguintes etapas foram empreendidas:

[a] Caracterização das subestruturas utilizadas na prática de projeto estrutural de edifícios para identificar os parâmetros a serem considerados em sua análise e o seu intervalo de variação;

[b] Análise numérica das subestruturas sem proteção com o emprego do VULCAN e determinação de sua temperatura crítica considerando o critério de deformação máxima da BS 476 Part 20;

[c] Análise da influência dos parâmetros sobre a temperatura crítica com o emprego de ferramentas estatísticas como regressão linear simples e múltipla.

Capítulo 2

CARACTERIZAÇÃO PARAMÉTRICA

2.1 INTRODUÇÃO

Para servir de base aos estudos paramétricos que foram efetuados nos capítulos seguintes, fez-se uma pesquisa dos principais parâmetros definidores das estruturas metálicas atualmente construídas no Brasil. Foram consultados projetos estruturais e também foram realizadas consultas a projetistas experientes. Em seguida, determinaram-se intervalos de variação dos principais parâmetros para utilização nas análises numéricas feitas através do VULCAN.

2.2 PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE VIGAS

Observa-se que os vãos das vigas apresentam uma variação de acordo com a edificação a que se destinam. Abaixo apresentam-se dois tipos diferentes de construções que foram tomadas como base neste trabalho.

[a] Edifícios de centros comerciais

Devido à multiplicidade de ocupações (lojas, cinemas, restaurantes, entre outros), o vigeamento de edifícios de centros comerciais normalmente possui uma modulação quadrada. Os vãos das vigas costumam ser de 7,5m, 8m e 10m, sendo que o de 8m é o mais utilizado.

[b] Edifícios residenciais e de escritório

Nestas edificações normalmente as modulações são retangulares, pois o vigamento é feito em dois sentidos, o das vigas principais e o das vigas secundárias, sendo que a distância entre duas vigas principais é o vão da viga secundária. Os vãos usuais das vigas principais estão entre 6m e 8m; os vãos das vigas secundárias, entre 6m e 10m.

A relação vão/altura das vigas possui dois intervalos de variação para vigas principais e secundárias, a saber:

[a] Viga principal: 15 a 22;

[b] Viga secundária: 20 a 30.

2.3 PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DE LAJES

A espessura das lajes depende do seu tipo, da carga e da largura entre vãos. Em geral, as lajes de cobertura têm espessura de 8cm; as lajes de piso freqüentemente têm espessura de 10cm e as de edifícios de centros comerciais de 11cm ou 12cm, podendo excepcionalmente chegar a 15cm para as cargas mais altas.

A resistência à compressão do concreto (f_{ck}) em lajes com vigas mistas normalmente é de 18 MPa chegando até a 25 MPa.

Capítulo 3

RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS

3.1 MODELAMENTO DA RESPOSTA ESTRUTURAL EM INCÊNDIO VIA MEF

Em face do custo elevado da experimentação estrutural em incêndio, muito cedo se decidiu pela pesquisa de modelos analíticos que permitissem obter a resposta de estruturas submetidas a elevadas temperaturas. Diversos trabalhos foram realizados nesse sentido a partir de 1967, BAILEY (1995). Os modelos mais simples eram baseados em um comportamento perfeitamente elasto-plástico do aço, estando os elementos estruturais isolados sob distribuição uniforme de temperatura em todo o seu volume. O método de elementos finitos foi sucessivamente utilizado, a partir de 1981, em modelos bidimensionais e tridimensionais, considerando não-linearidade física e geométrica.

O modelo estrutural utilizado no programa VULCAN, desenvolvido na Universidade de Sheffield, baseia-se em um elemento de viga-coluna de dois nós com oito graus de liberdade por nó, conforme se ilustra na Figura 3.1. Esses oito graus de liberdade em coordenadas locais permite a simulação de flexão composta oblíqua, de torção com empenamento e de flambagem lateral com torção. Em coordenadas globais, cada nó possui onze graus de liberdade.

As lajes são representadas por um elemento de placa com cinco graus de liberdade por nó, Figura 3.2. A interação viga-laje é modelada por elementos bidimensionais de cisalhamento, permitindo simular interação parcial e total. Elementos de mola podem ser utilizados para simular ligações semi-rígidas.

A seção transversal do elemento de viga-coluna é dividida em um múltiplo de doze segmentos, Figura 3.3, nos quais a temperatura é suposta constante. A cada elevação de temperatura durante a análise, a espessura do segmento é recalculada em função da variação do módulo de elasticidade do material. Desse modo, considera-se rigorosamente o efeito de diferentes distribuições de temperatura na seção transversal. Longitudinalmente, a temperatura pode variar elemento a elemento. Na laje, a temperatura é mantida constante por camadas, mas pode variar entre camadas. O carregamento é nodal.

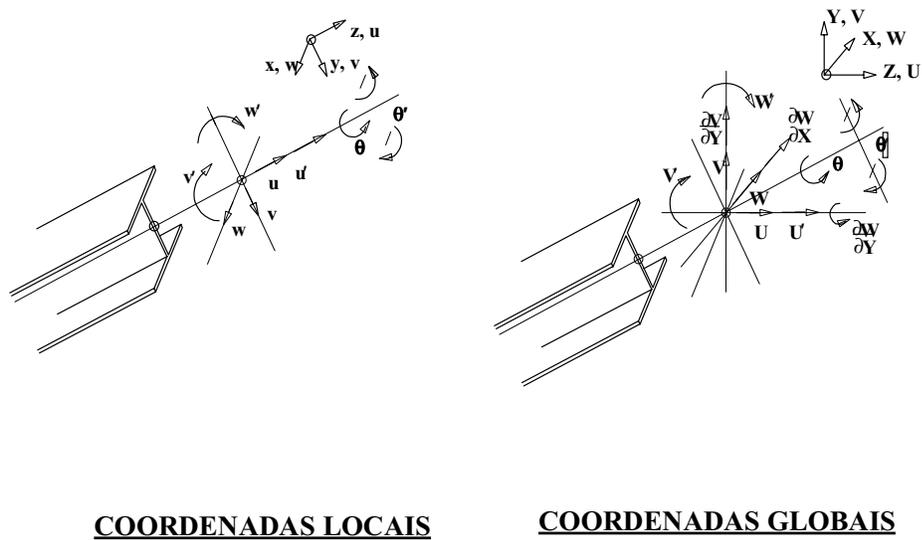


Figura 3.1 – Elemento de viga-coluna do VULCAN.

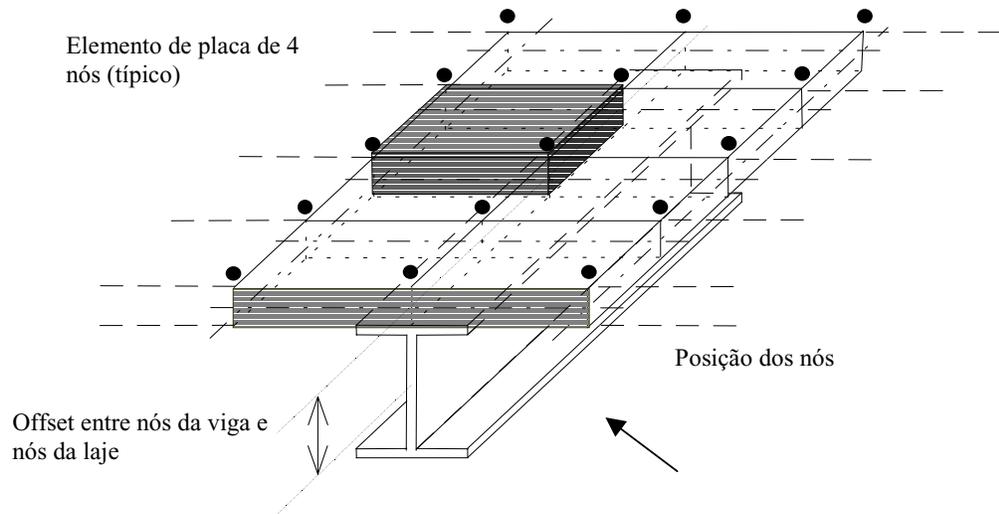


Figura 3.2 – Elemento de placa do VULCAN.

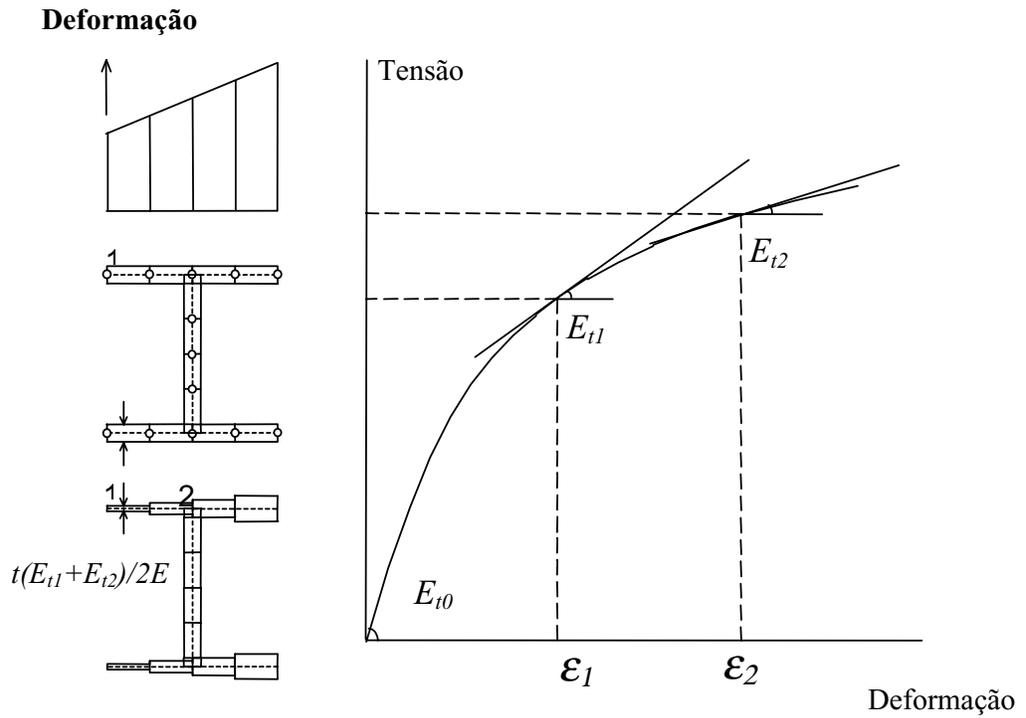


Figura 3.3 – Seção transversal de um elemento de viga-coluna no VULCAN.

Para facilitar a simulação de estruturas em incêndios compartimentados, o programa VULCAN permite utilizar superelementos que modelam as subestruturas frias que, em geral, se conservam no regime linear físico sob pequenas deformações. Desse modo, o efeito benéfico da hiperestaticidade estrutural é considerado na determinação da resistência ao fogo global da edificação sem grande aumento do esforço computacional envolvido na análise.

Diversas relações constitutivas podem ser utilizadas para o aço e o concreto, entre as quais as previstas nas normas da comunidade européia. Para o aço, é comum utilizar-se a relação tensão-deformação devida a Ramberg-Osgood, BAILEY *et al* (1996), que é

$$\varepsilon(\sigma) = \frac{\sigma}{A(\theta)} + 0.001 \left(\frac{\sigma}{B(\theta)} \right)^{n(\theta)} \quad (3.1)$$

onde $A(\theta)$, $B(\theta)$ e $n(\theta)$ são funções da temperatura e do módulo de Young à temperatura ambiente. Para o concreto, diversos modelos são utilizados, entre os quais os de Ellingwood, Nizzamuddin, Lie e Khennane, HUANG *et al* (1999).

Tratando-se da análise de um sistema fisicamente não-linear, as equações de equilíbrio são da forma

$$[k]\{\Delta u\} = \{\Delta P\}, \quad (3.2)$$

onde $[k]$ é a matriz de rigidez tangente, $\{\Delta u\}$ é o vetor de incrementos dos deslocamentos nodais e $\{\Delta P\}$ é o vetor de forças nodais incrementais. Esse sistema de equações é inicialmente resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado à temperatura ambiente. Mantendo as cargas externas constantes, a temperatura é elevada segundo uma lei predeterminada. A elevação de temperatura rompe o estado de equilíbrio original, gerando novo vetor de cargas incrementais que se compõe das cargas externas acrescidas às cargas internas e aos esforços devidos às tensões térmicas. Um critério de convergência é adotado para encerrar o processo iterativo e o colapso

estrutural é identificado pelo aparecimento de elementos negativos na diagonal durante o processo de eliminação de Gauss.

3.2 MODELAMENTO DE VIGAS MISTAS

Embora a análise 3D possa ser feita com o emprego do VULCAN, dependendo dos cenários de incêndio considerados e da complexidade da estrutura, o esforço computacional exigido pode ser elevado. Por essa razão, estudos paramétricos de elementos isolados ainda têm importância para gerar diretrizes de projeto e recomendações de norma que, na maioria das vezes, são econômicas quanto à proteção passiva em relação aos métodos convencionais.

As vigas mistas com lajes maciças estão protegidas na mesa superior, gerando uma distribuição não uniforme de temperatura ao longo da altura do perfil de aço. Medições experimentais feitas durante os ensaios de Cardington, BURGESS e PLANK (1999), indicam que a temperatura no flange superior é cerca de 85% da temperatura observada no flange inferior. A distribuição de temperaturas na seção transversal da viga é representada na Figura 3.4. Por outro lado, as vigas mistas dotadas de lajes com forma metálica trapezoidal possuem distribuição de temperatura praticamente uniforme ao longo da altura do perfil.

Segundo PLANK (1996), o estudo paramétrico de vigas mistas aço-concreto para as situações usuais na prática da construção metálica demonstra grande influência da relação vão-altura e das condições de contorno. O número de conectores tem pouca influência sobre a temperatura crítica de vigas mistas para os casos comuns da prática, BAILEY (1995), Figura 3.5. A resistência à compressão do concreto e a tensão de escoamento do aço obviamente têm influência sobre a capacidade resistente da viga.

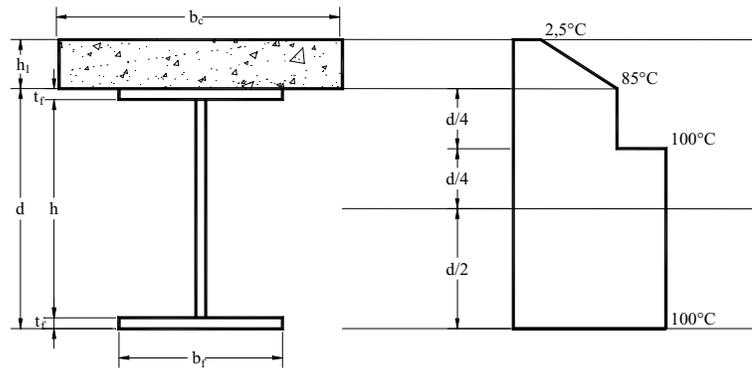


Figura 3.4 – Distribuição inicial de temperaturas na seção transversal.

Neste trabalho foram analisadas vinte vigas mistas simplesmente apoiadas, para quatro diferentes situações de carregamento, onde foram considerados como parâmetros variáveis o tipo de ligação e a aplicação de uma nova técnica de proteção passiva que é a proteção parcial da subestrutura. Estudaram-se os seguintes casos: vigas bi-rotuladas, vigas com ligação semi-rígida e vigas com ligação semi-rígida e proteção passiva parcial no centro do vão para os casos de 40 e 67% do vão protegido. Foram realizadas algumas análises de vigas não-uniformemente protegidas e com proteção parcial nas extremidades do vão.

A Tabela 3.1 apresenta as vigas que serviram como objeto de estudo neste trabalho. As vigas mistas têm relações vão-altura entre 11 e 24; elas foram verificadas à temperatura ambiente de acordo com a norma brasileira, adotando-se a situação em que são empregados conectores de cisalhamento com interação completa viga-laje, construção escorada e linha neutra da seção plastificada na mesa superior da viga. Em todos os casos foram adotados 4 conectores por metro com diâmetro de 19 mm e resistência à ruptura de 415 MPa. A laje é maciça, com largura efetiva igual a 0,25 do vão, e o concreto é suposto de resistência à compressão igual a 18 MPa e módulo de elasticidade igual a 25000 MPa. O aço é o A36 com limite de escoamento igual a 250 MPa.

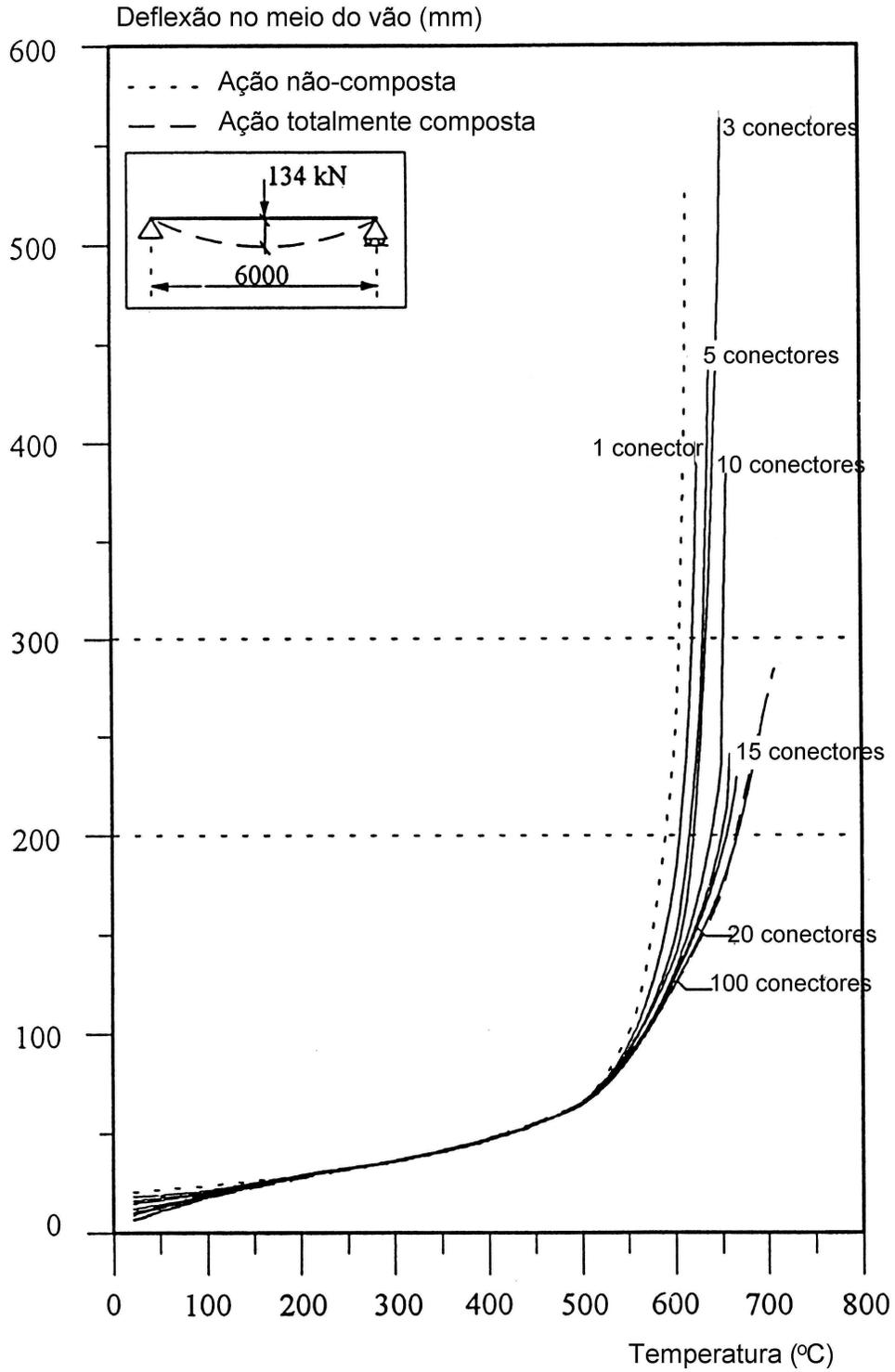


Figura 3.5 – Influência do número de conectores (Extraído de BAILEY (1995)).

Tabela 3.1 - Vigas mistas aço-concreto.

Vigas	Vão (mm)	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	bc (mm)	hc (mm)	Relação Vão/Alt.	Carga Última (N/mm)
C1	9000	800	320	12,50	8,00	2250	150	11,3	152,60
C2	6000	500	250	9,50	6,30	1500	120	12,0	122,71
C3	8000	650	300	12,50	8,00	2000	150	12,3	143,87
C4	6000	450	200	12,50	6,30	1500	120	13,3	111,76
C5	3000	200	130	9,50	4,75	750	100	15,0	102,08
C6	6000	450	200	9,50	6,30	1500	100	13,3	90,99
C7	9000	600	300	19,00	8,00	2250	150	15,0	132,70
C8	4000	250	120	9,50	4,75	1000	80	16,0	64,39
C9	5000	350	200	9,50	4,75	1250	100	14,3	88,88
C10	6000	350	200	9,50	6,30	1500	100	17,1	68,78
C11	8000	450	200	12,50	6,30	1800	100	17,8	60,49
C12	9000	550	250	9,50	6,30	1850	100	16,4	59,18
C13	5000	250	160	9,50	4,75	1250	80	20,0	50,69
C14	6000	400	200	9,50	6,30	1500	100	15,0	79,52
C15	9000	400	200	12,50	6,30	1800	100	22,5	42,04
C16	9000	450	200	12,50	6,30	1800	100	20,0	47,79
C17	8000	400	200	12,50	6,30	1800	100	20,0	53,21
C18	6000	300	180	9,50	6,30	1460	80	20,0	49,98
C19	9000	500	250	9,50	6,30	1850	100	18,0	52,86
C20	6000	250	160	9,50	6,30	1440	80	24,0	38,69

Com base na NBR 8800, calculou-se a carga uniformemente distribuída capaz de gerar um momento solicitante de cálculo, M_d , igual ao momento resistente, $\phi_b M_n$, que é considerada, no âmbito desse trabalho, como uma “carga uniformemente distribuída última” para a viga.

As vigas são modeladas pelo método de elementos finitos através do VULCAN. São utilizados elementos finitos de 500 mm de comprimento para os elementos de viga sem proteção e elementos variando de 200 a 900mm de comprimento para as vigas com proteção passiva. A mesa superior de concreto é discretizada em elementos de área igual a (comprimento do elemento de viga $\times b_c/4$) mm^2 , sendo b_c a sua largura efetiva que varia de viga para viga. A carga uniformemente distribuída é representada por cargas concentradas nodais.

3.3 TEMPERATURA CRÍTICA

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 no item 1.5.1.

Até 1985, a temperatura crítica era determinada como aquela correspondente a uma flecha máxima igual a 1/30 do vão. Esse valor foi adotado como um “valor seguro”, capaz de evitar danos súbitos ao forno e demais aparatos de medição no caso de escoamento da seção mais solicitada da peça. Posteriormente, a BS 476 (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 milímetros, e t o tempo decorrido desde o início do aquecimento, em minutos.

Uma taxa de deformação igual ou menor que a dada acima, suposta constante, indica que a flecha igual a $1/20$ do vão seria atingida em no mínimo 15 minutos após a flecha igual a $1/30$ do vão. Verifica-se mais uma vez 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. Mas, nesse trabalho, como em outros semelhantes, BAILEY (1995), PLANK (1996), seguindo a proposição da norma BS 476 Part 20 (1987), adota-se a temperatura crítica como aquela que corresponde a uma flecha máxima no centro do vão igual a $1/20$ do vão.

Capítulo 4

VIGAS MISTAS COM LIGAÇÃO BI-ROTULADA

4.1 INTRODUÇÃO

O tipo de ligação tem notável influência sobre a resposta de vigas e colunas em situação de incêndio. As ligações reais que se modelam como bi-rotuladas são frequentemente utilizadas nas estruturas metálicas, razão pela qual foram parametricamente estudadas nesse capítulo. Os ábacos e as equações geradas podem ser utilizados na avaliação da temperatura crítica de vigas em projetos estruturais.

4.2 DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS

As vigas mistas da Tabela 3.1 foram analisadas em situação de incêndio para cargas uniformemente distribuídas iguais a 50%, 60%, 70% e 80% da sua carga última referida anteriormente. Adotaram-se esses valores de carga em lugar daqueles previstos na NBR 14323, porque eles são referidos à capacidade resistente (ainda que nominal) das vigas. Na prática, esses carregamentos englobam as combinações 1, 2 e 3 dadas na NBR 14323.

A Figura 4.1 ilustra um malha de elementos finitos típica utilizada na análise de vigas mistas pelo VULCAN. Os nós do eixo da viga (de 1 a 11 na Figura 4.1) e os nós que definem os elementos que discretizam a mesa são lançados no mesmo plano, mas o programa utiliza um *off-set* igual à distância dos centros de gravidade da viga e da laje. Os elementos de conectores (de 51 a 59 na Figura 4.1) são verticalmente definidos entre

nós do eixo da viga e nós especiais situados na linha do centro de gravidade da laje (de 12 a 20).

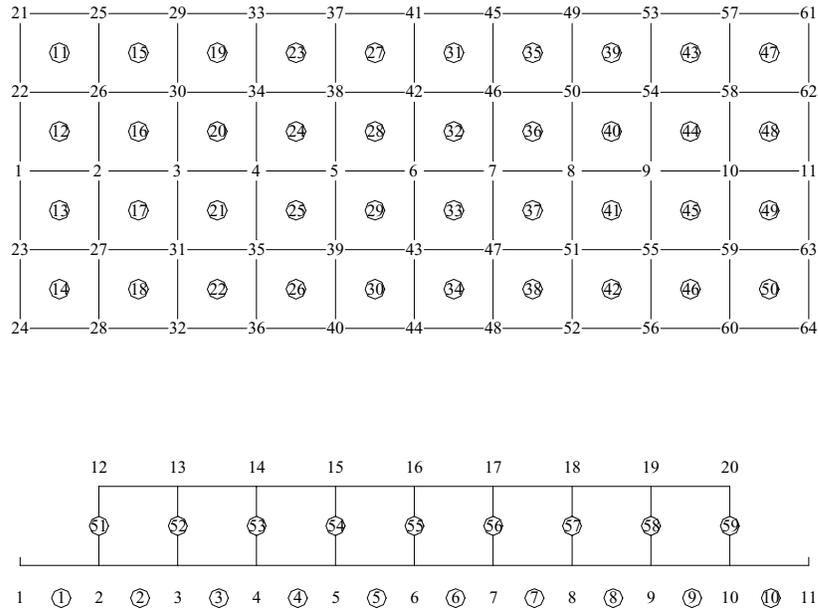


Figura 4.1 –Malha de elementos do VULCAN para viga mista bi-rotulada.

Os resultados das análises são mostrados a seguir . A Tabela 4.1 fornece as temperaturas críticas para todas as vigas em estudo e as Figuras 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam as curvas deslocamento do centro do vão x temperatura crítica de seis vigas analisadas para razão de carga igual a 0,6, com vãos de 3, 5, 6, 8 e 9m respectivamente. Essas curvas permitem a visualização do comportamento da viga mista bi-rotulada em situação de incêndio.

A partir destes resultados observa-se que a viga mista bi-rotulada tem uma temperatura crítica superior à encontrada quando se considera a viga simples isolada (550°C em média) como nos ensaios-padrão.

Tabela 4.1: Temperaturas críticas para o conjunto de vigas-mistas analisadas.

Vigas	Vão (mm)	Temperatura crítica (°C)				Relação Vão/altura	Carga última (N/mm)
		50%	60%	70%	80%		
C1	9000	735,00	712,00	694,00	670,00	11,3	152,601
C2	6000	746,00	721,00	693,00	673,00	12,0	122,705
C3	8000	742,00	720,00	691,00	672,00	12,3	143,873
C4	6000	750,00	726,00	695,00	669,00	13,3	111,763
C5	3000	788,00	739,00	714,00	693,00	15,0	102,081
C6	6000	741,00	719,00	695,00	670,00	13,3	90,985
C7	9000	742,00	723,00	704,00	681,00	15,0	132,701
C8	4000	754,00	732,00	712,00	697,00	16,0	64,387
C9	5000	750,00	732,00	710,00	673,00	14,3	88,879
C10	6000	745,00	721,00	699,00	688,00	17,1	68,775
C11	8000	717,00	709,00	693,00	671,00	17,8	60,486
C12	9000	705,00	696,00	683,00	654,00	16,4	59,178
C13	5000	744,00	720,00	699,00	689,00	20,0	50,692
C14	6000	742,00	719,00	697,00	680,00	15,0	79,521
C15	9000	711,00	700,00	685,00	669,00	22,5	42,042
C16	9000	709,00	699,00	687,00	664,00	20,0	47,792
C17	8000	728,00	709,00	684,00	673,00	20,0	53,209
C18	6000	724,00	702,00	690,00	679,00	20,0	49,981
C19	9000	706,00	697,00	683,00	659,00	18,0	52,863
C20	6000	724,00	705,00	689,00	678,00	24,0	38,694

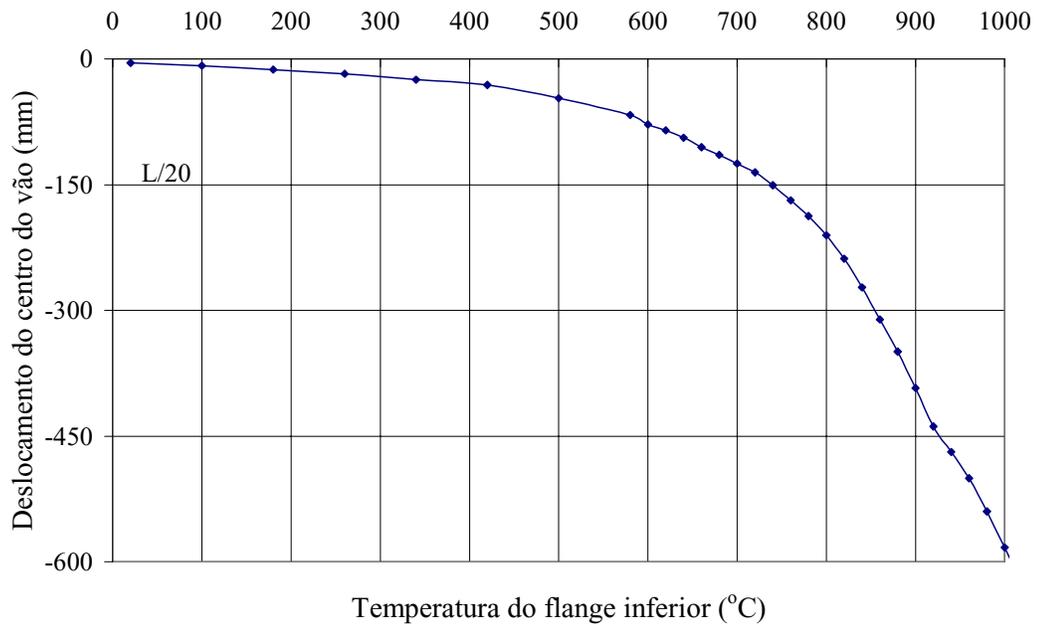


Figura 4.2 – Deslocamento x temperatura – 3m de vão.

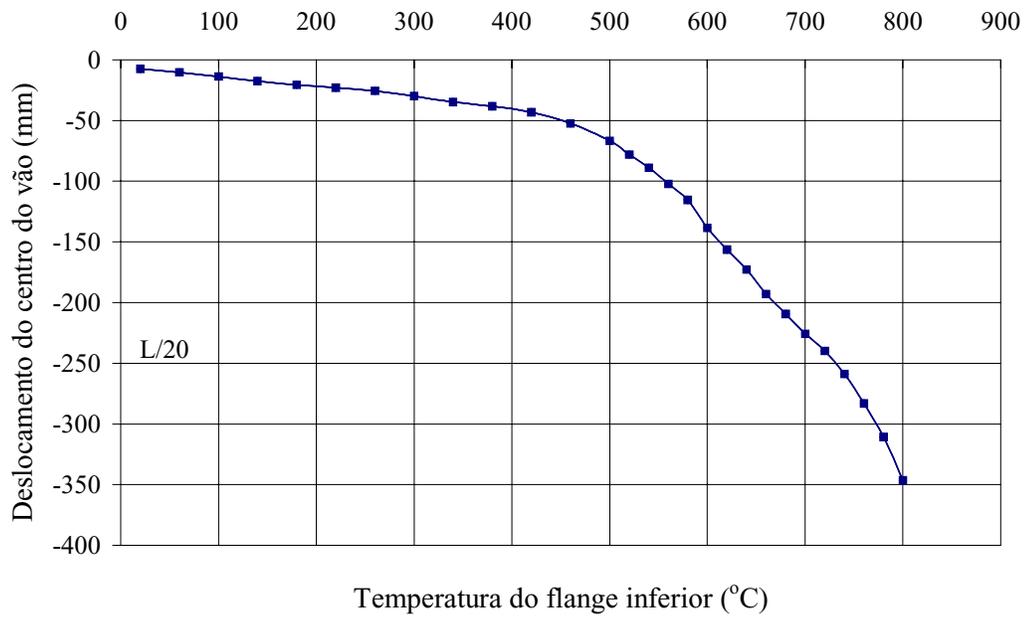


Figura 4.3 – Deslocamento x temperatura – 5m de vão.

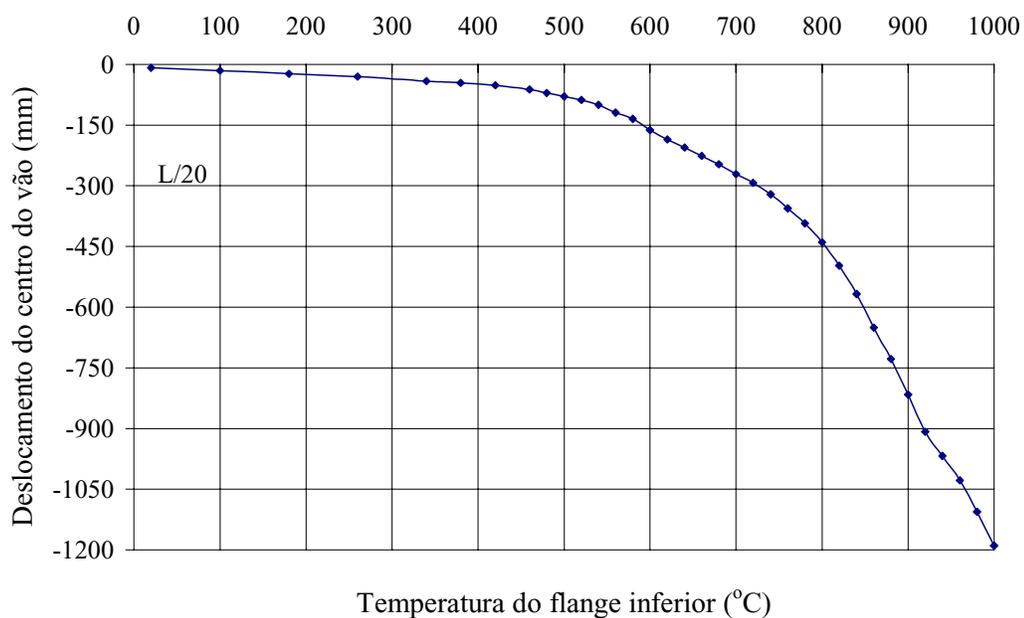


Figura 4.4 – Deslocamento x temperatura – 6m de vão.

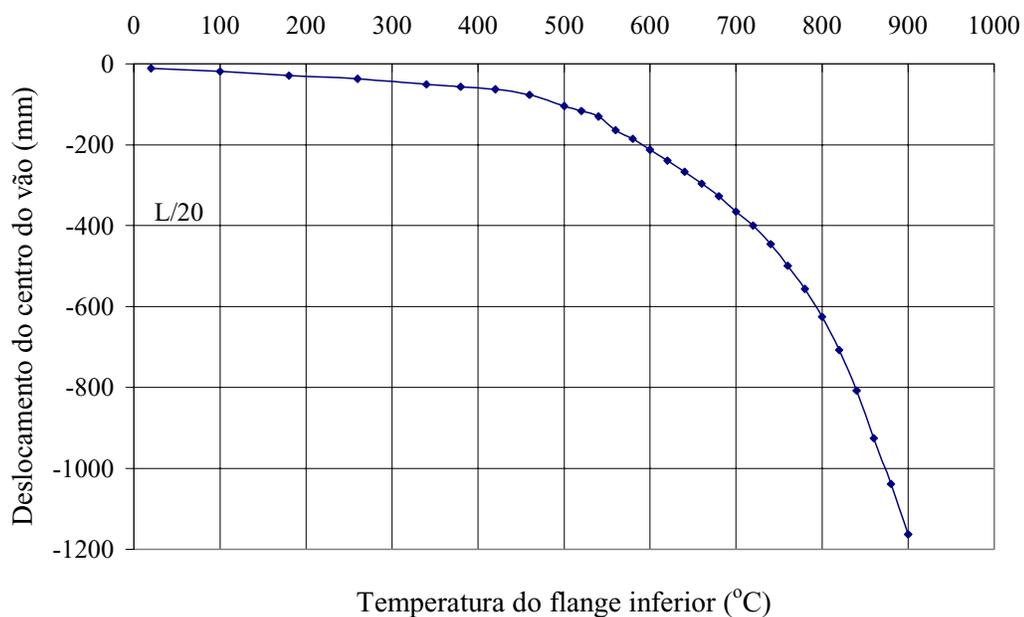


Figura 4.5 – Deslocamento x temperatura – 8m de vão.

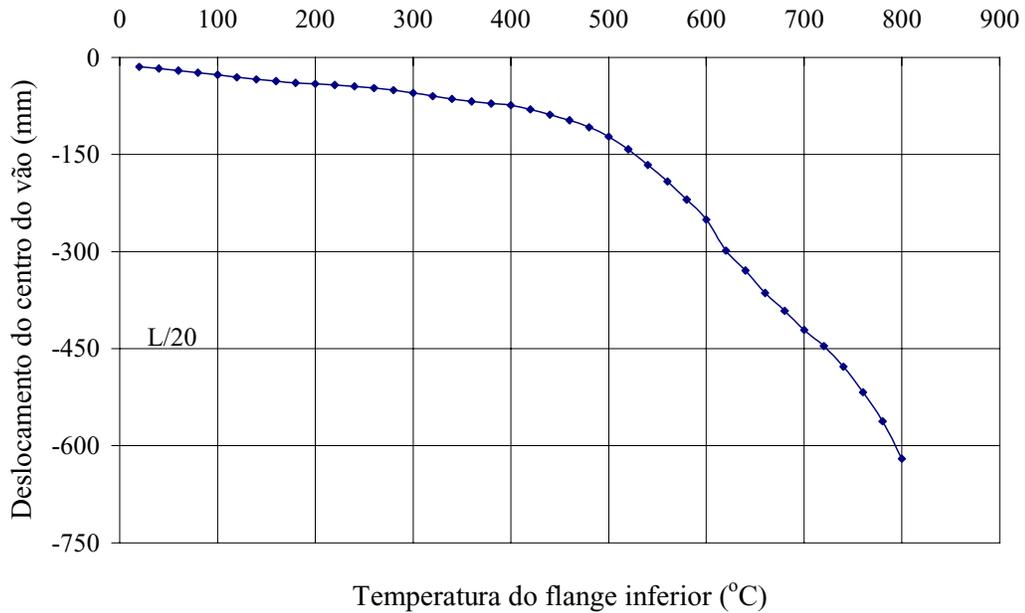


Figura 4.6 – Deslocamento x temperatura – 9m de vão.

4.3 RELAÇÃO VÃO/ALTURA PARA VIGAS BI-ROTULADAS

A existência de uma relação funcional linear entre a temperatura crítica de vigas de aço não-protegidas e a razão vão/altura $\mu = L/d$ é demonstrada em vários trabalhos, BURGESS *et al* (1991), CLARET *et al* (1999). No caso de vigas mistas, porém, a relação funcional $\theta_{crit} = f(\mu)$ leva a índices de correlação em uma análise de regressão linear inferiores a 50% indicando que propriedades da mesa de concreto devem ser consideradas. Propondo uma razão vão/altura modificada dada por:

$$\mu_1 = \frac{0,2L}{(d + h_f)} \cdot \frac{b_c d}{h_f^2} \quad (4.1)$$

sendo as dimensões de comprimento em milímetros, o índice de correlação da relação linear entre θ_{crit} e μ_1 passa a ser superior a 75% apenas para as razões de carga 0,5, 0,6 e 0,7. Isto, provavelmente, se deve ao fato de que, para razões de carga superiores a 0,7,

as deformações da viga são significativamente maiores e resultam em comportamento não-linear físico e geométrico. Em consequência, a temperatura crítica passa a ser função de outros parâmetros além da razão vão/altura. Modificando novamente o parâmetro μ_1 para incluir grandezas relacionadas à plastificação da viga, propõe-se para esses casos o parâmetro adimensional (note-se que distintos produtos adimensionais foram explicitados para clareza).

$$\mu_2 = \frac{10L}{(d + h_t)} \frac{b_c d}{h_t^2} \frac{I_x A_t}{Z_x b_c^3} \quad (4.2)$$

onde as seguintes grandezas foram incluídas: I_x , o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de flexão; A_t , área total da seção transversal não homogeneizada; Z_x , módulo plástico da seção de aço, usando o milímetro como unidade básica de comprimento.

Usando μ_1 para as razões de carga 0,5, 0,6 e 0,7 e μ_2 para a razão de carga 0,8, as relações entre a temperatura crítica e a razão vão/altura modificada são apresentadas na Tabela 4.2. Observa-se que a relação de dependência entre a temperatura crítica e as razões vão/altura modificadas μ_1 e μ_2 é fortemente linear, principalmente para razões de carga 0,5 e 0,6. A Figura 4.7 mostra o ábaco formado a partir dos gráficos destas funções que podem ser usadas para fins de projeto.

Tabela 4.2: Temperaturas críticas de vigas mistas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga.

Razão de carga	$\theta_{crit} = f(\mu_1, \mu_2)$ (°C)	Índice de correlação (%)	Desvio-padrão °C
0,5	$\theta_{crit} = 780,65 - 0,2691\mu_1$	93,16	6,32
0,6	$\theta_{crit} = 743,28 - 0,1668\mu_1$	92,18	4,07
0,7	$\theta_{crit} = 713,03 - 0,1075\mu_1$	75,15	6,00
0,8	$\theta_{crit} = 713,43 - 0,2213\mu_2$	76,21	6,18

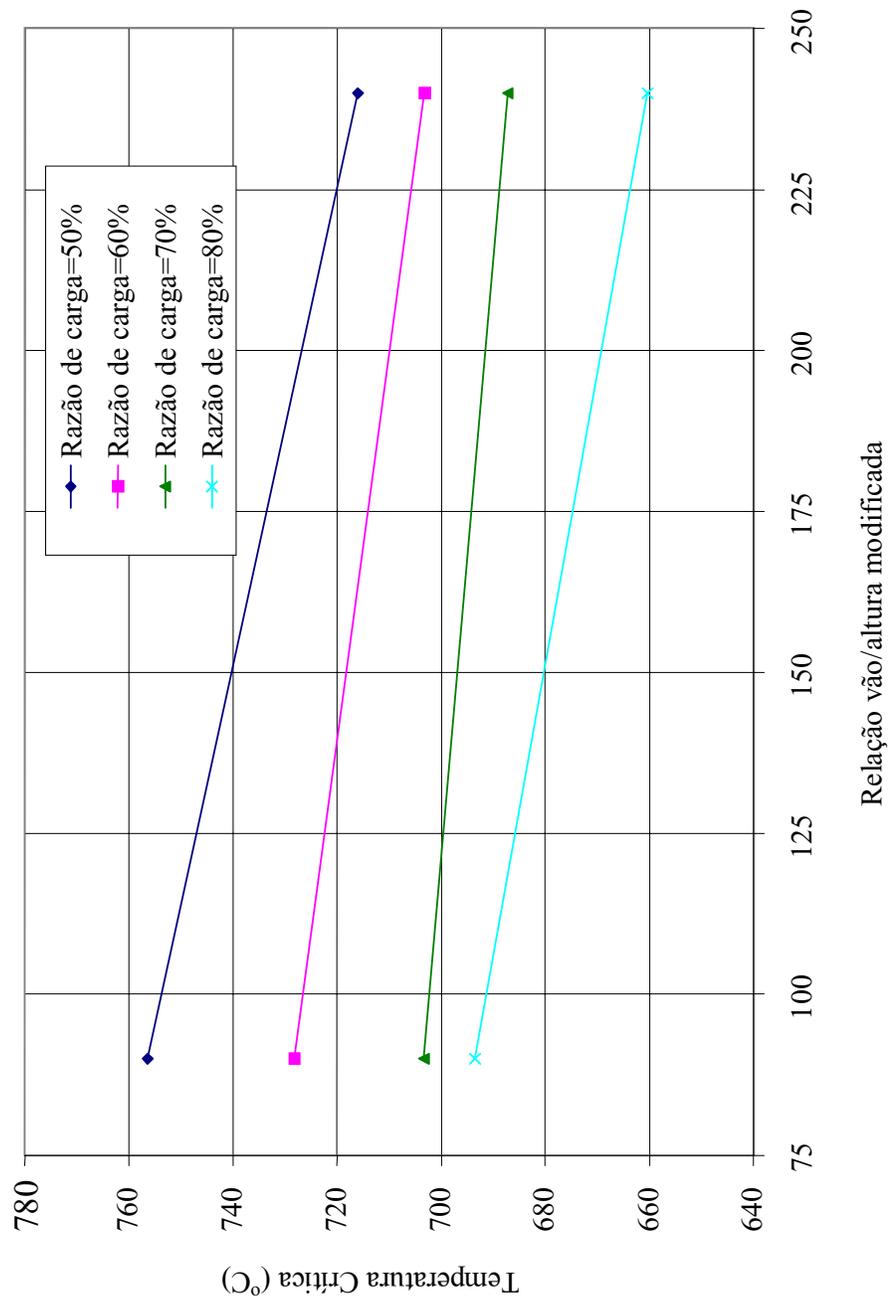


Figura 4.7 – Temperaturas críticas de vigas mistas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga.

4.4 APLICAÇÕES

Como aplicação desses resultados, apresentam-se a seguir quatro exemplos do cálculo de temperaturas críticas de vigas mistas bi-rotuladas. Apresentam-se também, as temperaturas alcançadas pelos perfis para um tempo de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos, considerando-os sem proteção passiva e protegidos contra incêndio. O material de proteção considerado é argamassa projetada que tem as seguintes propriedades:

Massa específica – 350 kg/m^3

Calor específico – $920 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$

Condutividade térmica – $0,07 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

4.4.1 VIGAS ANALISADAS

As vigas utilizadas como exemplos, Tabela 4.3, foram verificadas à temperatura ambiente segundo a NBR 8800 para interação total, construção escorada e linha neutra na mesa de concreto. Os perfis das vigas em análise são o VS300x37, VS400x58, VS500x86 e o VS600x125, para os exemplos 1,2,3 e 4 respectivamente.

Tabela 4.3: Geometria das vigas analisadas.

Vigas	Vão (mm)	d (mm)	hc (mm)	bc (mm)	Ix (mm ⁴)	Zx (mm ³)	At (mm ²)	Fator de Massividade (m ⁻¹)
Exemplo1	4000	300	100	1000	2.19E08	0.54E06	1.05E05	242
Exemplo2	6000	400	120	1500	6.15E08	1.19E06	1.87E05	189
Exemplo3	8000	500	120	2000	1.32E09	2.28E06	2.51E05	159
Exemplo4	9000	600	150	2250	2.77E09	3.94E06	3.53E05	131

4.4.2 TEMPERATURAS CRÍTICAS

Com os dados da Tabela 4.3, determinam-se as razões vão/altura modificadas, μ_1 e μ_2 , para os Exemplos 1,2,3 e 4. Os resultados encontrados são apresentados abaixo, Tabela 4.4. Esses valores levados na Figura 4.6 ou nas equações da Tabela 4.2 permitem obter as temperaturas críticas das vigas em análise que são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Temperaturas críticas e relação vão/altura modificada para vigas mistas analisadas pelo VULCAN, com diferentes razões de carga.

Vigas	μ_1	μ_2	Temperatura Crítica (°C)			
			Razão de carga 0,5	Razão de carga 0,6	Razão de carga 0,7	Razão de carga 0,8
Exemplo1	60	125	765	733	707	686
Exemplo2	96	138	755	727	703	683
Exemplo3	179	163	732	713	694	677
Exemplo4	144	157	742	719	698	679

A Tabela 4.5 mostra a temperatura no gás, θ_g , e a temperatura nos perfis, θ_s , para duas situações, sem proteção e protegidos com o material isolante utilizado, com espessuras de 2mm, 3mm, 5mm, 8mm, 10mm e 12mm, para tempos de resistência ao fogo iguais a 30 e 60 minutos.

Observa-se que para o critério de temperatura limite no aço igual a 550 °C, adotado em várias normas e regulamentos, as vigas necessitam de uma proteção mínima de 5mm de espessura para os Exemplos 1,2 e 3 e de 3mm para o Exemplo 4 para o tempo de resistência ao fogo (TRF) de 30 minutos, independentemente da razão de carga. Para uma resistência ao fogo de 60 minutos as vigas necessitam de proteção de 12mm e 10mm para os Exemplos 1 e 2 respectivamente e de 8mm para os Exemplos 3 e 4.

Tabela 4.5: Temperaturas alcançadas pelos perfis protegidos e não protegidos para um tempo de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos.

Exemplos	TRF (min)	θ_s perfil não protegido (°C)	θ_s perfil protegido (°C)					
			e=2mm	e=3mm	e=5mm	e=8mm	e=10mm	e=12mm
1	30	832	750	670	531	392	331	284
	60	941	915	886	802	669	592	528
2	30	829	707	609	463	333	278	238
	60	941	901	855	742	594	517	456
3	30	825	670	563	416	295	246	210
	60	940	886	825	693	540	466	408
4	30	819	622	509	366	256	212	181
	60	938	862	783	635	481	410	357

Quando um TRF= 30 minutos é exigido, a viga do Exemplo 1 é estável para um cobrimento de 2mm, para a razão de carga de 0,5 e de 3mm para as razões de carga de 0,6 a 0,8. A viga do Exemplo 2 é estável para um cobrimento de 2mm para a razões de carga de 0,5 e 0,6 e de 3mm para as razões de carga de 0,7 e 0,8. As vigas dos Exemplos 3 e 4 são estáveis com uma proteção de 2mm para qualquer razão de carga.

Conclusões análogas podem ser obtidas quando um TRF=60 minutos é exigido.

Nota-se, então, que, adotando-se as temperaturas críticas calculadas pelo VULCAN, todas as vigas em análise atingem temperaturas críticas superiores a 550 °C, o que possibilita uma redução na espessura do material de proteção e uma diminuição do seu custo.

Portanto, para emprego das relações paramétricas dadas na Tabela 4.2 em casos práticos propõe-se a seguinte rotina:

- (a) em função da geometria da seção transversal, calculam-se as razões vão/altura modificadas μ_1 e μ_2 ;
- (b) para o carregamento dado, determina-se a razão de carga e calcula-se a temperatura crítica θ_{crit} de acordo com as relações da Tabela 4.2;
- (c) conhecendo-se o material de proteção passiva, calcula-se a temperatura θ_s atingida pelo perfil no tempo requerido de resistência ao fogo para diferentes espessuras de proteção com o emprego da equação (1.5);
- (d) adota-se a menor espessura de proteção que resulta em $\theta_s < \theta_{crit}$.

Capítulo 5

RESISTÊNCIA AO FOGO DE VIGAS MISTAS: INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES

5.1 INTRODUÇÃO

No projeto das estruturas de edifícios podem ser usados métodos de projeto que envolvem ligações rígidas, semi-rígidas e simples ou rotuladas. O emprego de ligações rígidas implica na existência de continuidade dos ângulos das tangentes à linha elástica entre os elementos vizinhos após a deformação e a completa transferência de momentos através da ligação. Esse tipo de ligação é usado no projeto de pórticos de um andar e construções concretadas *in situ*, mas, em face do seu custo, não é usada frequentemente em edifícios de andares múltiplos.

Nas ligações semi-rígidas, a rigidez da ligação é utilizada, sendo expressa pela relação entre o momento transmitido pela ligação e o ângulo de rotação relativa das tangentes à linha elástica das barras vizinhas. Muitas pesquisas foram feitas nos últimos anos sobre o comportamento de ligações semi-rígidas à temperatura ambiente e sobre o seu efeito sobre o comportamento dos pórticos. Fisicamente elas são muito variadas, sendo os tipos mais comuns: ligação viga-flange da coluna (eixo de maior inércia), ligação viga-alma da coluna (eixo de menor inércia) e ligação viga-viga. Na prática, elas são feitas com o emprego de chapas de topo, cantoneiras (nos flanges e/ou na alma) e/ou por soldagem direta do contorno das seções, entre outros dispositivos.

Quando um pórtico é dimensionado com as conexões modeladas idealmente como ligações simples, haverá uma reserva de resistência ao fogo devida à sua rigidez real. Em conseqüência, a temperatura crítica de vigas, definidas considerando o critério de

deformação máxima, segundo a BS 476 Part 20 (1987), aumentará em face da rigidez das ligações, desde que as barras aí concorrentes suportem o momento a elas transferido.

Para permitir o modelamento de ligações semi-rígidas, um elemento de mola de dois nós e de comprimento nulo foi criado no VULCAN, com oito graus de liberdade em coordenadas locais. Esse elemento pode ser posto em qualquer posição dentro do pórtico já que ele inclui todos os graus de liberdade do elemento de viga-coluna. Os graus de liberdade do elemento de mola são desacoplados de modo que a sua matriz de rigidez em coordenadas locais é tridiagonal. Pode-se discretizar a estrutura com o emprego de elementos de mola nas posições das ligações, fornecendo-se as constantes de mola correspondentes.

5.2 DESENVOLVIMENTO E RESULTADOS

As vigas da Tabela 3.1 foram analisadas com o emprego do programa VULCAN, para cargas uniformemente distribuídas iguais a 50%, 60%, 70% e 80% da sua carga última, considerando ligações semi-rígidas com 25% da rigidez total $2E_{20}I_x/L$, sendo E_{20} o módulo de Young à temperatura ambiente e I_x o momento de inércia da seção mista. Naturalmente, o método construtivo da ligação deve garantir a rigidez mínima inicial correspondente aos 25% da rigidez total considerados.

A análise de vigas com ligações semi-rígidas pelo VULCAN segue as mesmas etapas já descritas na análise de vigas simplesmente apoiadas. Um elemento de mola é adicionado nas extremidades para simular analiticamente a rigidez parcial que se admite existir na ligação. Na ilustração mostrada na Figura 5.1, esses elementos de mola são os elementos de números 1 e 12. Observa-se que eles têm comprimento desprezível (1mm nas análises feitas aqui) e que não se estendem à mesa da viga nesse caso, já que ela é analisada isoladamente do restante da estrutura. Evidentemente, na análise tridimensional a continuidade da mesa deve ser considerada.

A Tabela 5.1 fornece as temperaturas críticas das vigas analisadas, sendo que estas foram determinadas como aquelas que correspondem à deformação máxima central igual a 1/20 do vão. Apresentam-se também gráficos, Figuras 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6, que mostram o deslocamento do centro do vão com o aumento de temperatura para as vigas mistas analisadas no capítulo anterior, seção 4.2, considerando-as com ligação semi-rígida.

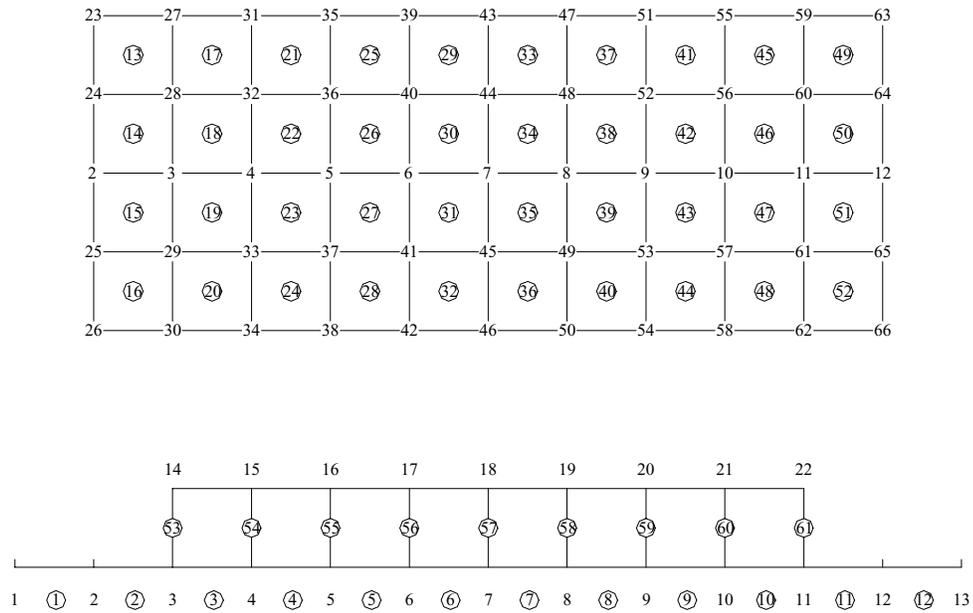


Figura 5.1 –Malha de elementos do VULCAN para viga com ligação semi-rígida.

O exame da Tabela 5.1 permite concluir que a admissão de uma rigidez parcial da ligação igual a 25% da rigidez total provoca uma elevação média das temperaturas críticas das vigas analisadas para 804°C, 781°C, 762°C e 747°C, respectivamente para os casos de 50%, 60%, 70% e 80% de carga. Obviamente esse ganho na resistência ao fogo das vigas se deve à manutenção da ligação a temperaturas relativamente baixas à custa de proteção passiva. Isto, entretanto, em geral, não significa acréscimo de custo, já que as colunas frequentemente são protegidas.

Tabela 5.1: Temperaturas críticas para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida, analisadas com a aplicação do VULCAN, em função da razão de carga.

Vigas	Vão (mm)	Temperatura crítica (°C)				Relação Vão/altura	Carga última (N/mm)
		50%	60%	70%	80%		
C1	9000	796	768	746	735	11,3	152,601
C2	6000	816	790	766	747	12,0	122,705
C3	8000	803	777	755	740	12,3	143,873
C4	6000	820	794	771	749	13,3	111,763
C5	3000	879	849	827	809	15,0	102,081
C6	6000	808	786	762	746	13,3	90,985
C7	9000	795	781	748	742	15,0	132,701
C8	4000	839	814	791	773	16,0	64,387
C9	5000	827	796	779	763	14,3	88,879
C10	6000	814	787	763	750	17,1	68,775
C11	8000	778	759	747	733	17,8	60,486
C12	9000	786	760	741	729	16,4	59,178
C13	5000	828	797	786	767	20,0	50,692
C14	6000	822	799	775	755	15,0	79,521
C15	9000	768	747	741	723	22,5	42,042
C16	9000	781	752	735	725	20,0	47,792
C17	8000	785	765	748	737	20,0	53,209
C18	6000	799	781	752	747	20,0	49,981
C19	9000	778	756	745	722	18,0	52,863
C20	6000	755	769	760	743	24,0	38,694

As curvas deslocamento no centro do vão *versus* temperatura mostram que o conceito de colapso das vigas é artificialmente adotado como correspondente à deformação máxima de $L/20$. Trata-se de uma limitação que poderia ser adotada de forma menos conservadora conforme a importância da viga. Vigas secundárias poderiam, por exemplo, ter sua temperatura crítica significativamente elevada, se fosse adotado um critério de deformação máxima correspondente a $L/10$.

5.3 TEMPERATURA CRÍTICA EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA PARA VIGAS COM LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA

A Tabela 5.2 fornece as relações da temperatura crítica com a relação vão/altura modificada, já vista anteriormente, para as diferentes razões de carga. Observa-se que os índices de correlação de θ_{crit} com a relação vão/altura modificada μ_1 (equação 4.1) indicam forte dependência linear entre esses parâmetros. Nesse caso, a relação vão/altura μ_2 que traduz a influência da plastificação da viga na temperatura crítica, não foi utilizada, porque a reserva de resistência devida à ligação semi-rígida resulta em deflexões menores. A Figura 5.7 apresenta o ábaco formado a partir das relações da Tabela 5.2 que pode ser usado para fins de projeto.

Tabela 5.2: Temperaturas críticas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga e 25% da rigidez total nos apoios.

Razão de carga	$\theta_{crit} = f(\mu_1)$ (°C)	Índice de correlação (%)	Desvio-padrão (°C)
0,5	$\theta_{crit} = 859,79 - 0,3309\mu_1$	84,26	15,70
0,6	$\theta_{crit} = 830,64 - 0,2915\mu_1$	87,75	12,00
0,7	$\theta_{crit} = 803,23 - 0,2444\mu_1$	80,64	13,31
0,8	$\theta_{crit} = 785,11 - 0,2268\mu_1$	80,98	12,21

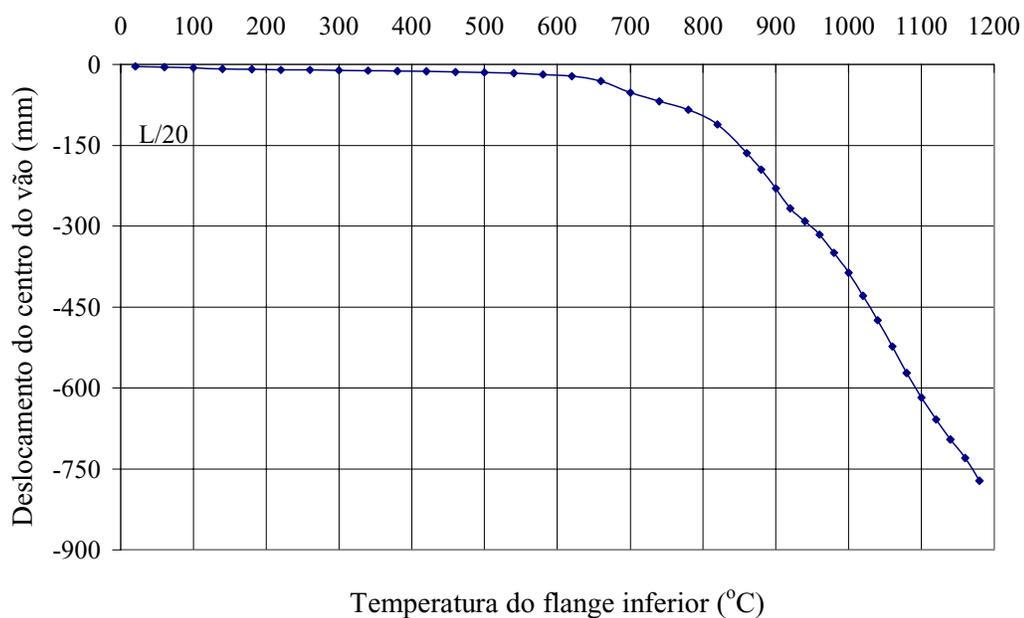


Figura 5.2 – Deslocamento x Temperatura – viga com 3m de vão.

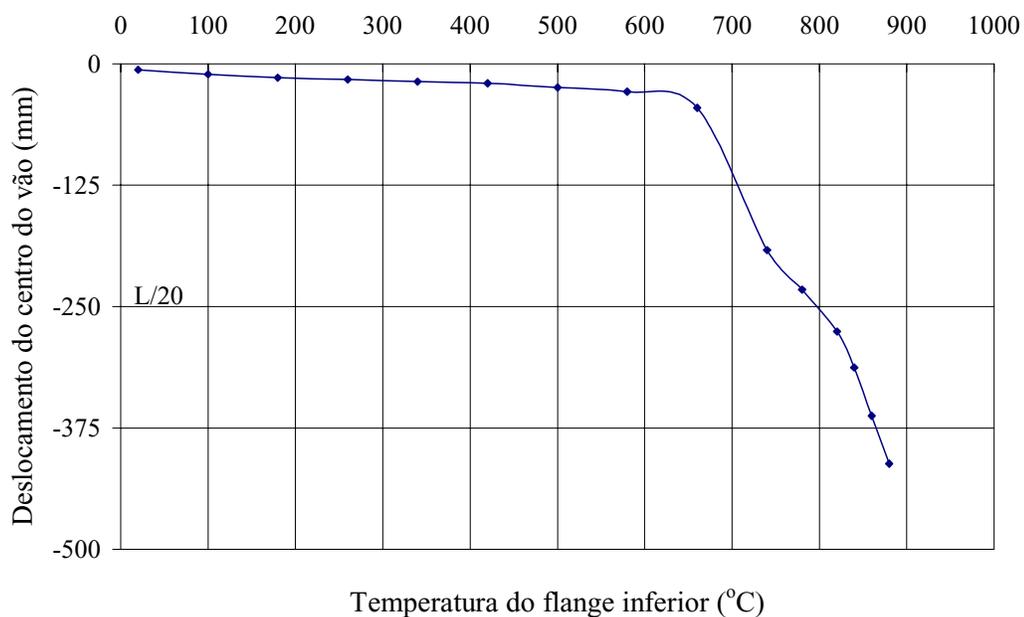


Figura 5.3 – Deslocamento x Temperatura – viga com 5m de vão.

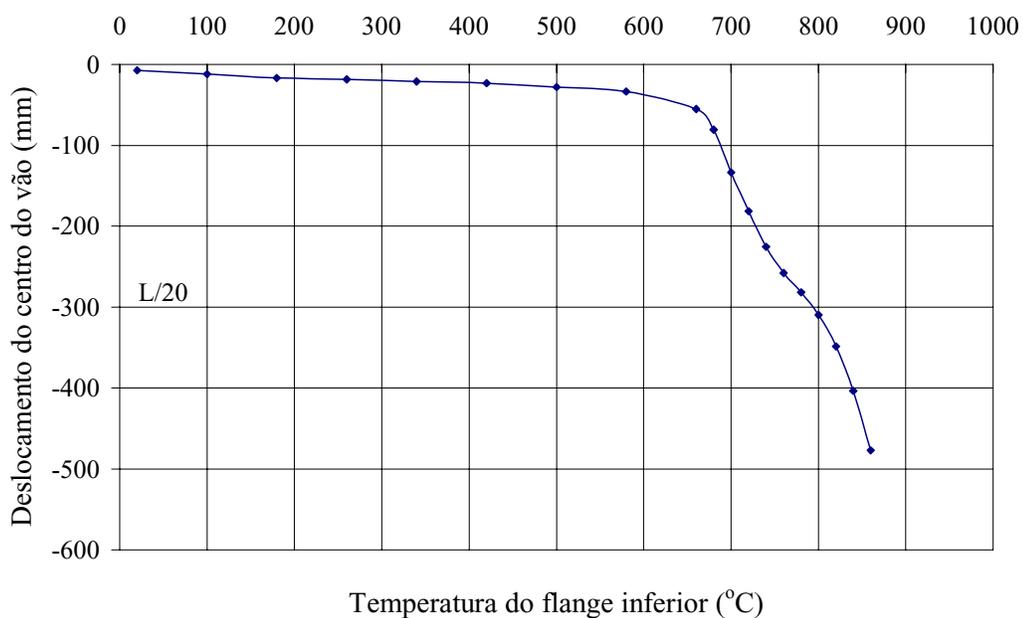


Figura 5.4 – Deslocamento x Temperatura – viga com 6m de vão.

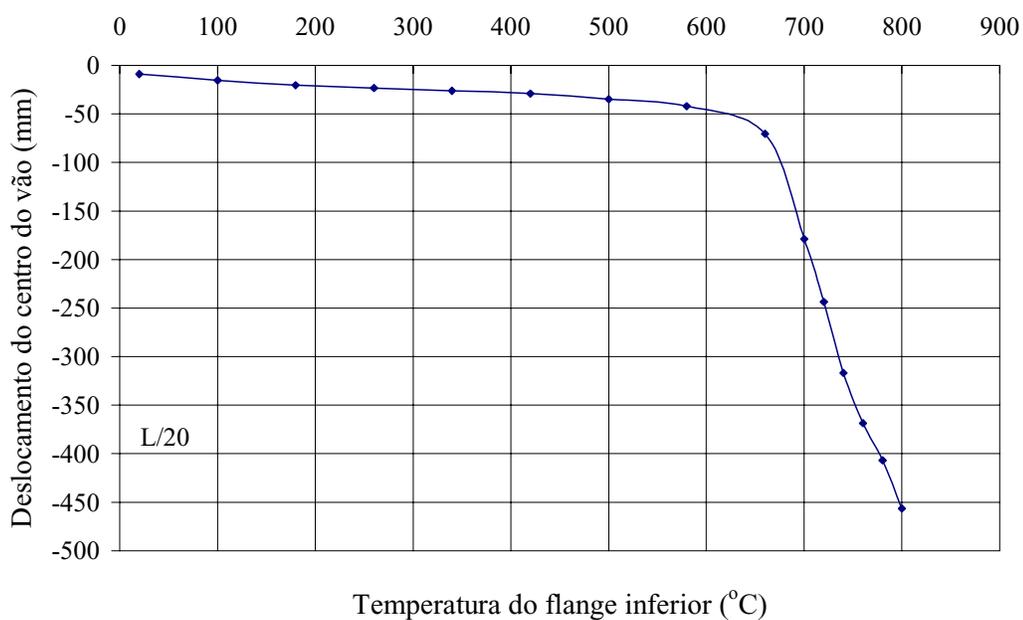


Figura 5.5 – Deslocamento x Temperatura – viga com 8m de vão.

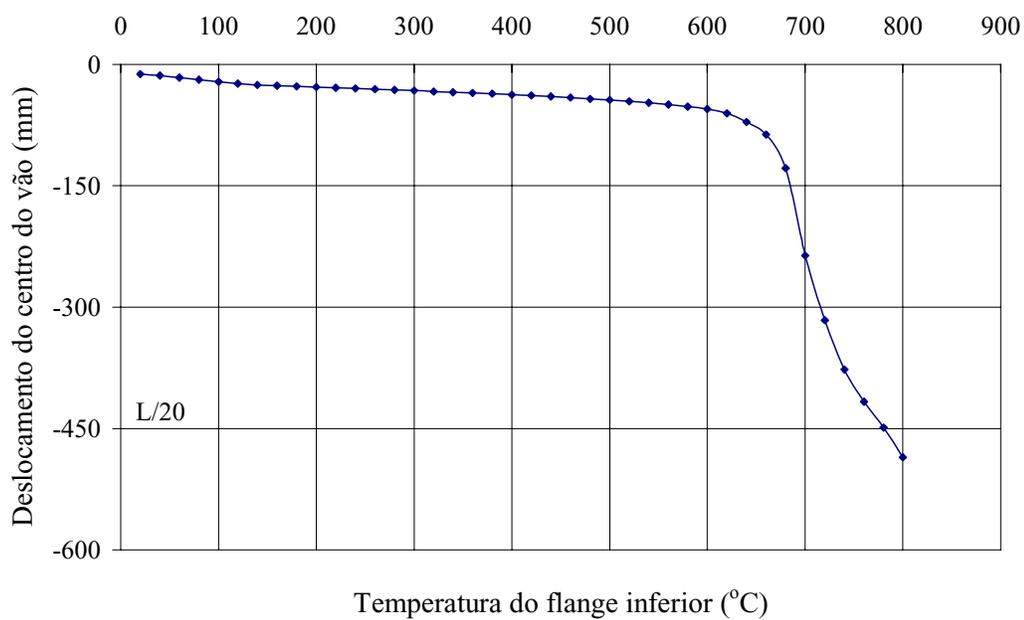


Figura 5.6 – Deslocamento x Temperatura – viga com 9m de vão.

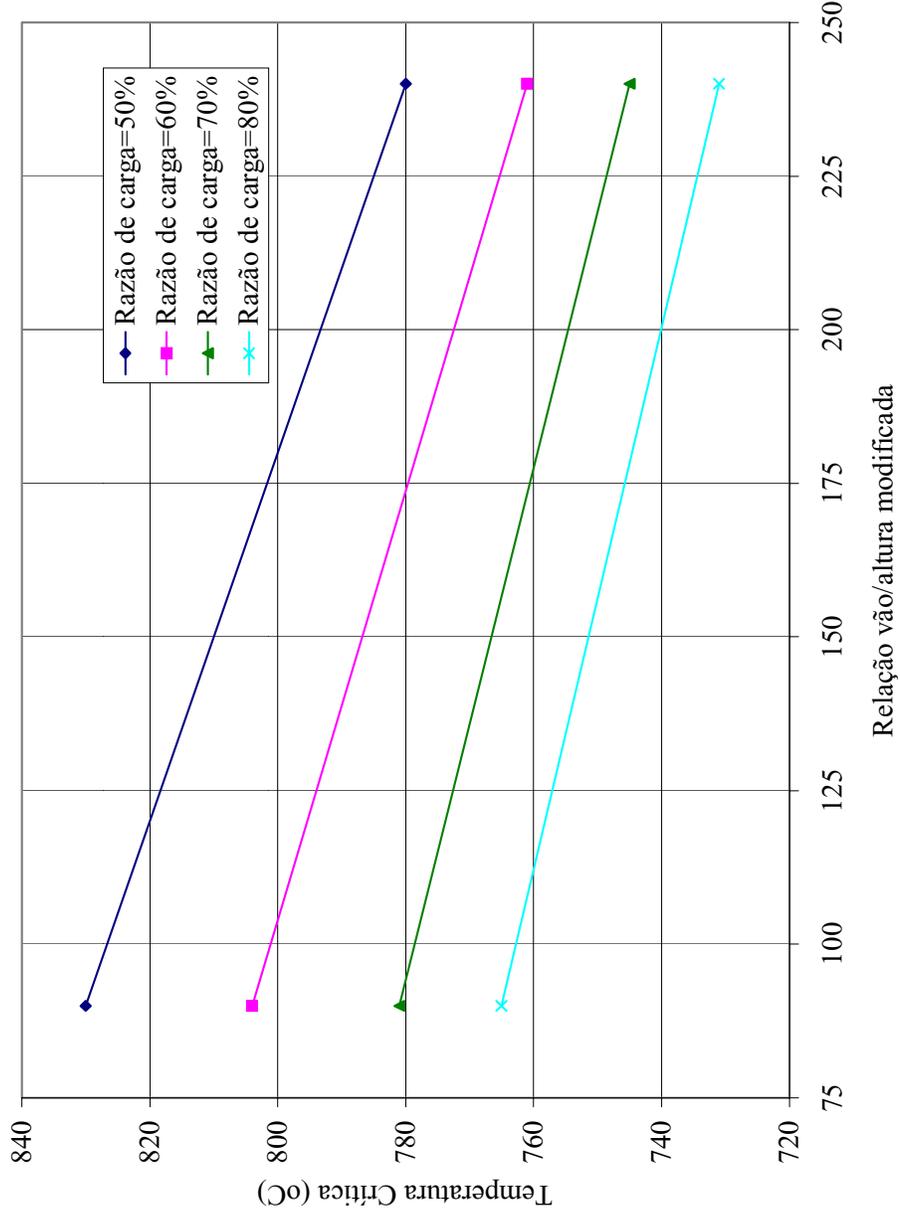


Figura 5.7 – Temperaturas críticas em função da relação vão/altura modificada para diferentes razões de carga e 25% da rigidez total nos apoios.

5.4 APLICAÇÕES

Para ilustrar o emprego das expressões dadas na Tabela 5.2, as quatro vigas mistas analisadas como exemplos no capítulo anterior foram consideradas com ligações semi-rígidas de 25% da rigidez total. A Tabela 5.3 mostra as temperaturas críticas obtidas para as diferentes razões de carga aqui consideradas.

Tabela 5.3: Temperaturas críticas e relação vão/altura modificada para vigas mistas analisadas pelo VULCAN, com diferentes razões de carga.

Vigas	μ_1	Temperatura Crítica			
		Razão de carga 0,5	Razão de carga 0,6	Razão de carga 0,7	Razão de carga 0,8
Exemplo1	60	840	813	789	772
Exemplo2	96	828	803	780	763
Exemplo3	179	801	778	759	744
Exemplo4	144	812	789	768	752

Para tempos de resistência ao fogo de 30 minutos e 60 minutos e diferentes espessuras de proteção passiva com argamassa projetada, as temperaturas verificadas nas vigas são mostradas na Tabela 5.4. A solução do problema da proteção passiva dessas vigas é obtida conjugando-se as Tabelas 5.3 e 5.4. Assim, vê-se que a viga do Exemplo 1 atinge 832°C (Tabela 5.4) em 30 minutos de exposição ao incêndio-padrão o que lhe permite permanecer não protegida, para a razão de carga de 0,5, se esse tempo de resistência ao fogo lhe fosse requerido, já que sua temperatura crítica é 840°C (Tabela 5.3). De modo análogo, observa-se que a mesma viga é estável em 30 minutos de exposição ao fogo para as razões de carga 0,6, 0,7, e 0,8 com cobertura passiva de apenas 2mm.

Sendo exigida da viga do Exemplo 1 uma resistência ao fogo de 60 minutos, observa-se que uma espessura de proteção passiva igual a 5mm seria suficiente para as razões de

carga 0,5 e 0,6, já que resultaria em uma temperatura máxima de 802°C (Tabela 5.4) que é inferior a 840°C e 813°C (Tabela 5.3) suas temperaturas críticas para aquelas razões de carga. Semelhantemente, para as razões de carga de 0,7 e 0,8, uma espessura de proteção de 8mm seria necessária. Verifica-se também que para 30 minutos de resistência ao fogo, as vigas dos exemplos 2, 3 e 4 permanecem estáveis com um cobrimento de 2mm para qualquer razão de carga. Conclusões análogas podem ser obtidas nos outros casos.

Tabela 5.4: Temperaturas críticas alcançadas pelos perfis protegidos e não protegidos para um tempo de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos.

Exemplos	Tempo de resistência ao fogo (min)	θ_s perfil não protegido (°C)	θ_s perfil protegido (°C)			
			e=2mm	e=3mm	e=5mm	e=8mm
1	30	832	750	670	531	392
	60	941	915	886	802	669
2	30	829	707	609	463	333
	60	941	901	855	742	594
3	30	825	670	563	416	295
	60	940	886	825	693	540
4	30	819	622	509	366	256
	60	938	862	783	635	481

Portanto, para emprego das relações paramétricas dadas na Tabela 5.2 em casos práticos propõe-se a seguinte rotina:

- (a) em função da geometria da seção transversal calcula-se a razão vão/altura modificada μ_1 ;

- (b) para o carregamento dado, determina-se a razão de carga e calcula-se a temperatura crítica θ_{crit} de acordo com as relações da Tabela 5.2;
- (c) conhecendo-se o material de proteção passiva, calcula-se a temperatura θ_s atingida pelo perfil no tempo requerido de resistência ao fogo para diferentes espessuras de proteção com o emprego da equação (1.5);
- (d) adota-se a menor espessura de proteção que resulta em $\theta_s < \theta_{crit}$.

5.5 ECONOMICIDADE DO MÉTODO QUE EMPREGA O VULCAN EM VIGAS MISTAS SEMI-RÍGIDAS

A consideração da rigidez parcial das ligações é evidentemente benéfica, elevando a resistência ao fogo das vigas mistas. O modelamento destas vigas feito com o elemento de mola do VULCAN exige que se mantenham as ligações da estrutura real à temperatura ambiente ou, pelo menos, abaixo de 400°C, quando, então, as propriedades físicas do aço permanecem praticamente inalteradas. Em termos práticos, essa “proteção das ligações” é uma extensão da proteção das colunas que, geralmente, não é dispensável.

Os reflexos desse modelamento no custo de proteção passiva podem ser avaliados, quando se consideram as temperaturas críticas obtidas para vigas simplesmente apoiadas e vigas com ligações semi-rígidas. A figura 5.8 ilustra a variação da temperatura crítica em função da razão de carga para uma viga de relação vão/altura igual a 15. Usando a metodologia da NBR 14323, conforme exposta por Fakury *et al* (2000) e as fórmulas recursivas apresentadas no capítulo IV e nesse capítulo, as temperaturas críticas constantes da Figura 5.8 foram determinadas. Observa-se um ganho na temperatura crítica de ordem de 80°C - 90°C quando se consideram os métodos simplificado da NBR 14323, VULCAN com ligações bi-rotuladas e VULCAN com ligações semi-rígidas.

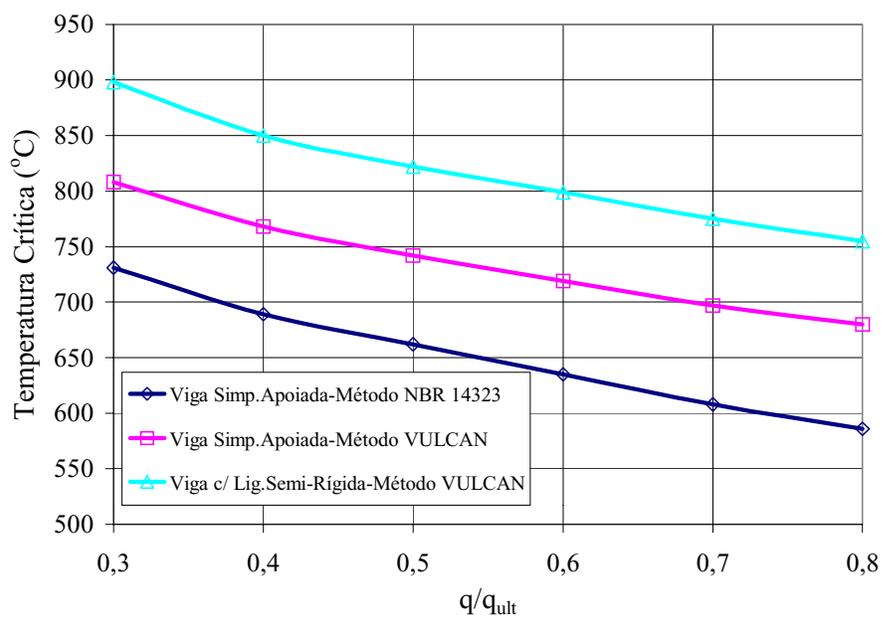


Figura 5.8 – Temperaturas críticas para vigas de relação vão/altura = 15.

Capítulo 6

VIGAS MISTAS COM PROTEÇÃO PARCIAL

6.1 INTRODUÇÃO

Proteção parcial da subestrutura é uma nova técnica de proteção passiva contra incêndio, que tem a finalidade de diminuir o custo da proteção passiva sem comprometer a estabilidade da estrutura. CLARET *et al* (1999) apresentam análises do comportamento de vigas de aço com proteção parcial ao longo do vão.

Nesta técnica, apenas uma porcentagem do vão é protegida. A extensão da zona protegida e a espessura da proteção são determinadas com o emprego do método de elementos finitos através do programa VULCAN.

A proteção parcial é potencialmente econômica em países onde os materiais de proteção têm custo elevado e o custo da mão-de-obra é relativamente baixo. A proteção parcial atua preservando a rigidez da viga a altas temperaturas, seja pela manutenção de baixas temperaturas na região central do vão (proteção parcial central), seja pela redução do vão aquecido (proteção parcial das laterais).

Este capítulo apresenta o estudo de vigas com ligação semi-rígida protegidas parcialmente em uma extensão de 40 e 67% do vão, com o material de proteção aplicado simetricamente a partir do centro da viga. Mostra também o resultado de algumas análises de vigas protegidas lateralmente em 40% do seu vão e vigas totalmente protegidas, com variação da espessura ao longo do vão.

A análise pelo VULCAN de uma viga sem proteção resulta em uma temperatura crítica uniforme, Figura 6.1(a), correspondente à deformação máxima no centro do vão. A

mesma viga protegida uniformemente resulta em uma temperatura crítica θ_2 uniforme, Figura 6.1(b). A adoção de proteção não uniforme, Figura 6.1(c), leva a uma temperatura θ_{3c} no centro do vão e θ_{3l} nas laterais, sendo ambas correspondentes à deformação máxima no centro do vão. De modo análogo, a proteção parcial da viga apenas na região central do vão leva a temperaturas θ_{4c} e θ_{4l} , respectivamente, no centro do vão e nas laterais. A proteção simétrica apenas das laterais do vão leva a uma temperatura θ_{5c} no centro do vão e θ_{5l} nas laterais, Figura 6.1(e).

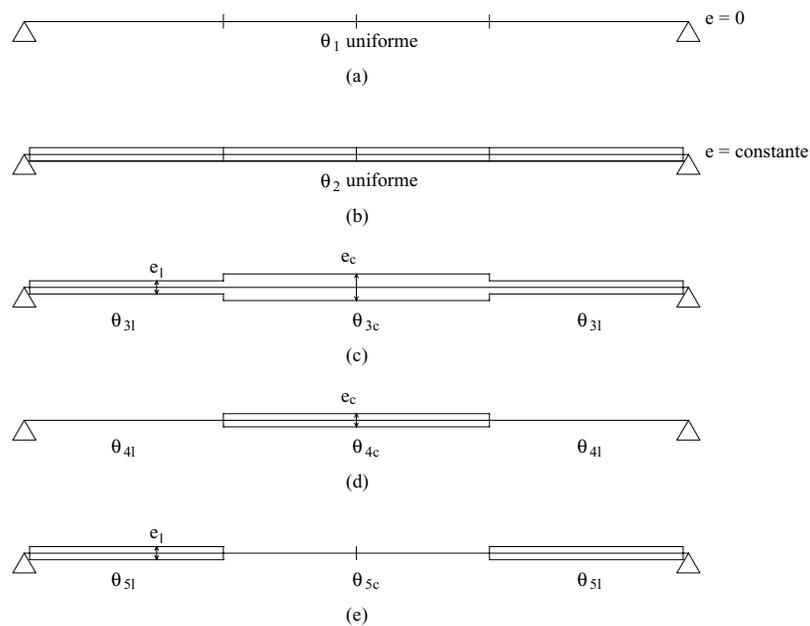


Figura 6.1 – Temperaturas na região protegida e na região não protegida.

Para determinar os tempos de resistência ao fogo (TRF) em cada uma das situações mostradas na Figura 6.1, adota-se um princípio de segurança que assim se traduz:

- (a) para as situações das Figuras 6.1(a) e 6.1(b), o TRF corresponde as temperaturas uniformes θ_1 e θ_2 , respectivamente;

- (b) para a situação da Figura 6.1(c), calcula-se o TRF correspondente a θ_{3l} arbitrando-se a espessura de proteção lateral e_l ; em seguida, calcula-se e_c de modo que θ_c não seja ultrapassada no tempo TRF;
- (c) para a situação da Figura 6.1(d), calcula-se o TRF correspondente a θ_{4l} ; em seguida, calcula-se e_c de modo que θ_{4c} não seja ultrapassado no TRF;
- (d) Para a situação da Figura 6.1(e), calcula-se o TRF para que θ_{5c} não seja ultrapassado e calcula-se, em seguida, e_l para que θ_{5l} não seja ultrapassado no tempo TRF.

6.2 VIGAS COM PROTEÇÃO PARCIAL CENTRAL

6.2.1 RESULTADOS DE ANÁLISES

As vigas da Tabela 3.1 foram analisadas com o emprego do VULCAN com 40% e 67% do vão central protegido, considerando ligação semi-rígida de rigidez igual a 25% da rigidez total e cargas uniformemente distribuídas iguais a 50%, 60%, 70% e 80% da sua carga última.

O programa VULCAN permite a introdução de diversos perfis de temperatura na seção transversal, sendo que a variação elemento a elemento permite a consideração de diversas distribuições longitudinais de temperatura. Na seção transversal a presença da mesa de concreto leva a um salto de temperatura entre o flange inferior e o flange superior, conforme ilustrado na Figura 6.2. Medidas experimentais realizadas nos ensaios de Cardington, BURGESS e PLANK (1999), mostram que, para total envolvimento da viga mista pelo fogo, a temperatura no flange superior é aproximadamente 85% da temperatura no flange inferior.

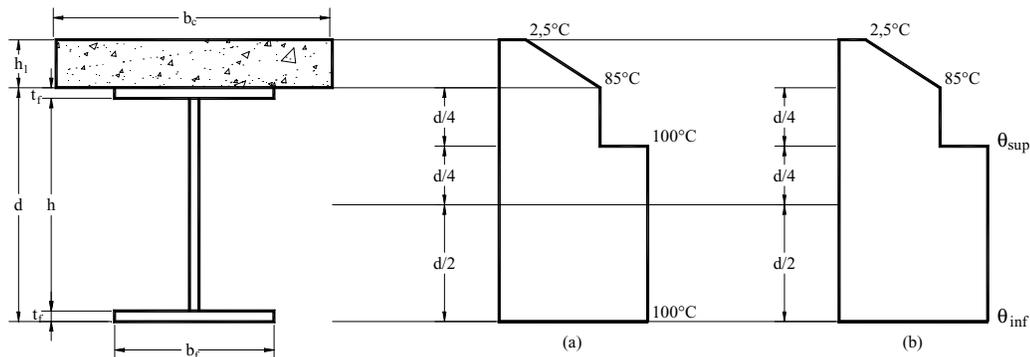


Figura 6.2 – Distribuição transversal de temperatura no perfil sem proteção (a) e no perfil protegido (b).

A proteção de um elemento que ocasiona a variação longitudinal de temperatura é simulada adotando-se, para os elementos protegidos, perfis iguais na forma, mas diferentes no incremento de temperatura, conforme a Figura 6.1(b). Assim, a Figura 6.1(a) indica que o flange inferior do elemento tem um acréscimo de temperatura de 80°C (diferença da temperatura indicada para a temperatura ambiente) e que o flange superior tem uma elevação de temperatura de 65°C . Simultaneamente, o elemento protegido tem uma elevação de temperatura no flange inferior de $(\theta_{\text{inf}} - 20)^\circ\text{C}$ e no flange superior de $(\theta_{\text{sup}} - 20)^\circ\text{C}$. Esses acréscimos de temperaturas são mantidos durante a análise pelo VULCAN até que ocorra uma instabilidade numérica e eles sejam reduzidos à metade sucessivamente até a convergência da solução. A relação de $(\theta_{\text{sup}} - 20)^\circ\text{C}$ para 65°C e de $(\theta_{\text{inf}} - 20)^\circ\text{C}$ para 80°C é tomada constante nas análises aqui realizadas denotando-se por α .

As Tabelas 6.1 e 6.2 fornecem as temperaturas das vigas, na região protegida, (θ_{pp}) , e na região não-protegida, (θ_{np}) , e as Tabelas 6.3 e 6.4 apresentam o tempo de resistência ao fogo para estas vigas, para a proteção de 40 e 67%, respectivamente. Os gráficos das

Figuras 6.3, 6.4, 6.5 e 6.6, ilustram as respostas estruturais obtidas em termos de deslocamento no centro do vão em função da temperatura no flange mais aquecido.

De acordo com os tempos de resistência encontrados, Tabela 6.3, as vigas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 40% apresentam os seguintes resultados: para 50% da carga última, todas as vigas têm no mínimo 35 minutos de resistência ao fogo; as vigas com 60% da carga última, todas têm no mínimo 30 minutos de resistência ao fogo e para 70% e 80 % da carga última, todas as vigas têm no mínimo 26 e 23 minutos de tempo de resistência ao fogo, respectivamente.

Da Tabela 6.4, tem-se que as vigas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 67%, alcançam os seguintes tempos de resistência ao fogo: vigas com 50% e 60% da carga última, todas apresentam no mínimo 144 e 114 minutos, respectivamente; as com 70 % e 80% da carga última, todas têm no mínimo um tempo de resistência ao fogo de 81 e 57 minutos, respectivamente.

Tabela 6.1: Temperaturas na região não protegida e temperaturas na região protegida para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 40%, $\alpha=75\%$

Vigas	Vão (mm)	Razão de Carga								Carga última (N/mm)
		50%		60%		70%		80%		
		θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	
C1	9000	885	615	853	593	829	576	808	561	152,60
C2	6000	889	618	862	546	837	531	814	566	122,71
C3	8000	888	617	861	545	833	579	812	544	143,87
C4	6000	894	621	861	598	838	582	817	568	111,76
C5	3000	912	633	880	558	851	591	825	573	102,08
C6	6000	888	617	861	546	837	531	812	565	90,99
C7	9000	903	627	870	604	843	586	823	572	132,70
C8	4000	900	625	869	551	841	584	820	570	64,39
C9	5000	905	573	865	601	841	584	821	571	88,88
C10	6000	896	622	864	600	839	583	818	569	68,78
C11	8000	869	603	838	582	815	567	794	552	60,49
C12	9000	860	597	834	579	811	564	792	503	59,18
C13	5000	913	578	873	606	844	587	826	574	50,69
C14	6000	898	569	860	598	835	581	815	567	79,52
C15	9000	880	611	846	588	825	573	804	559	42,04
C16	9000	874	607	844	587	820	570	798	555	47,79
C17	8000	873	607	848	537	820	57	799	556	53,21
C18	6000	911	633	875	554	845	587	825	573	49,98
C19	9000	865	865	841	533	815	566	793	551	52,86
C20	6000	904	627	873	607	845	587	825	573	38,69

Tabela 6.2: Temperaturas na região não protegida e temperaturas na região protegida para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 67%, $\alpha=50\%$

Vigas	Vão (mm)	Razão de Carga								Carga última (N/mm)
		50%		60%		70%		80%		
		θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	θ_{np}	θ_{pp}	
C1	9000	1075	416	1040	275	987	383	933	362	152,60
C2	6000	1141	224	1105	427	1069	413	1034	400	122,71
C3	8000	1102 ¹	426	1059 ²	410	1020 ³	270	986	382	143,87
C4	6000	1144	441	1105	427	1069	413	1034	400	111,76
C5	300	1300 ⁴	500	1300 ⁵	500	1300 ⁶	500	1300 ⁷	500	102,08
C6	6000	1139	402	1100	425	1063	411	1028	398	90,99
C7	9000	1092	422	1050	406	1008	391	983	261	132,70
C8	4000	1129	436	1073	415	1052	278	820 ⁸	220	64,39
C9	5000	1118	432	1083	419	1052	278	1019	270	88,88
C10	6000	1134	438	1095	423	1058	409	1013	392	68,78
C11	8000	1117	431	1076	417	1037	402	999	387	60,49
C12	9000	1084	419	1040	403	1005	266	957	371	59,18
C13	5000	1125	435	1082	418	1058	279	1004	389	50,69
C14	6000	1139	440	1101	425	1066	412	1031	399	79,52
C15	9000	1095	423	1051	406	1009	391	970	376	42,04
C16	9000	1090	421	1047	405	1006	390	978	260	47,79
C17	8000	1127	296	1078	417	1039	402	1015	269	53,21
C18	6000	1134	438	1096	423	1038	402	998	387	49,98
C19	9000	1087	420	1043	404	1001	388	971	257	52,86
C20	6000	1127	435	1090	421	1045	404	1006	390	38,69

Notas:

$$\theta^1 - \theta_{crit} \text{ em } L/21$$

$$\theta^5 - \theta_{crit} \text{ em } L/102$$

$$\theta^2 - \theta_{crit} \text{ em } L/21$$

$$\theta^6 - \theta_{crit} \text{ em } L/92$$

$$\theta^3 - \theta_{crit} \text{ em } L/23$$

$$\theta^7 - \theta_{crit} \text{ em } L/83$$

$$\theta^4 - \theta_{crit} \text{ em } L/121$$

$$\theta^8 - \theta_{crit} \text{ em } L/88$$

Tabela 6.3: Relação tempo em função da temperatura crítica para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 40%

Vigas	$\theta_{crit.}$ 50%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 60%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 70%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 80%	Tempo (min)
C1	885	42	853	34	829	30	808	27
C2	889	43	862	36	837	31	814	27
C3	888	43	861	36	833	31	812	27
C4	894	44	861	36	838	31	817	27
C5	912	49	880	40	851	33	825	28
C6	888	42	861	36	837	31	812	26
C7	903	48	870	39	843	33	823	30
C8	900	46	869	37	841	31	820	27
C9	905	47	865	36	841	31	821	28
C10	896	44	864	36	839	31	818	27
C11	869	38	838	31	815	27	794	24
C12	860	35	834	30	811	26	792	23
C13	913	49	873	38	844	32	826	29
C14	898	45	860	35	835	30	815	27
C15	880	41	846	33	825	29	804	26
C16	874	39	844	32	820	28	798	25
C17	873	39	848	33	820	28	799	23
C18	911	49	875	39	845	32	825	28
C19	865	37	841	31	815	27	793	24
C20	904	47	873	38	845	32	825	29

Tabela 6.4: Relação tempo em função da temperatura crítica para o conjunto de vigas-mistas com ligação semi-rígida e proteção parcial de 67%

Vigas	$\theta_{crit.}$ 50%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 60%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 70%	Tempo (min)	$\theta_{crit.}$ 80%	Tempo (min)
C1	1075	144	1040	114	987	81	933	57
C2	1141	222	1105	175	1069	138	1034	109
C3	1102	172	1059	129	1020	100	986	79
C4	1144	227	1105	175	1069	138	1034	109
C5	1300	641	1300	641	1300	641	1300	641
C6	1139	219	1100	169	1063	132	1028	105
C7	1092	161	1050	122	1008	93	983	79
C8	1129	205	1073	141	1052	123	985	79
C9	1118	191	1083	152	1052	123	1019	99
C10	1134	212	1095	164	1058	128	1013	95
C11	1117	190	1076	145	1037	112	999	87
C12	1084	152	1040	114	1005	90	957	66
C13	1125	200	1082	150	1058	128	1004	90
C14	1139	219	1101	170	1066	135	1031	107
C15	1095	164	1051	123	1009	93	970	72
C16	1090	158	1047	118	1006	90	978	75
C17	1127	202	1078	146	1039	112	1015	96
C18	1134	212	1096	164	1038	111	998	85
C19	1087	155	1043	115	1001	87	971	71
C20	1127	202	1090	158	1045	117	1006	90

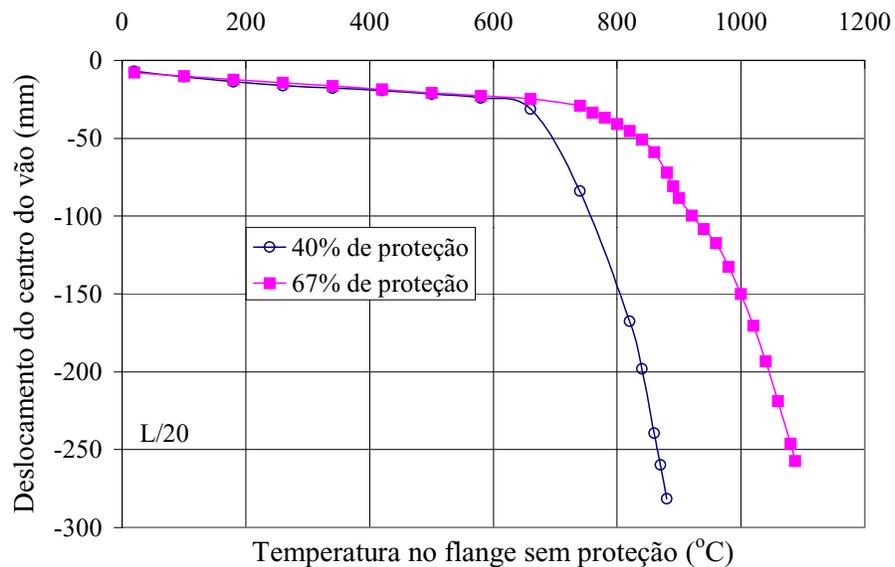


Figura 6.3 – Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 5m.

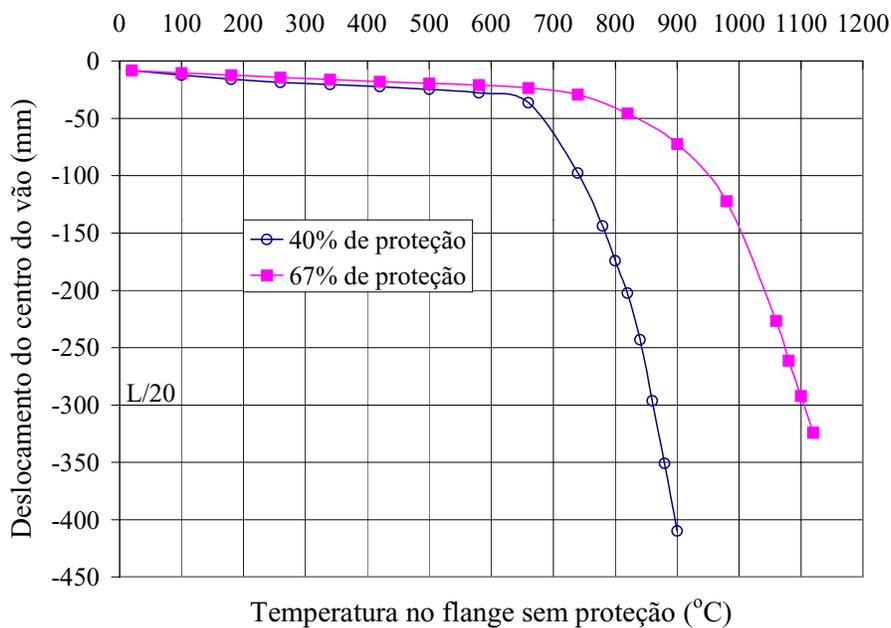


Figura 6.4 – Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 6m.

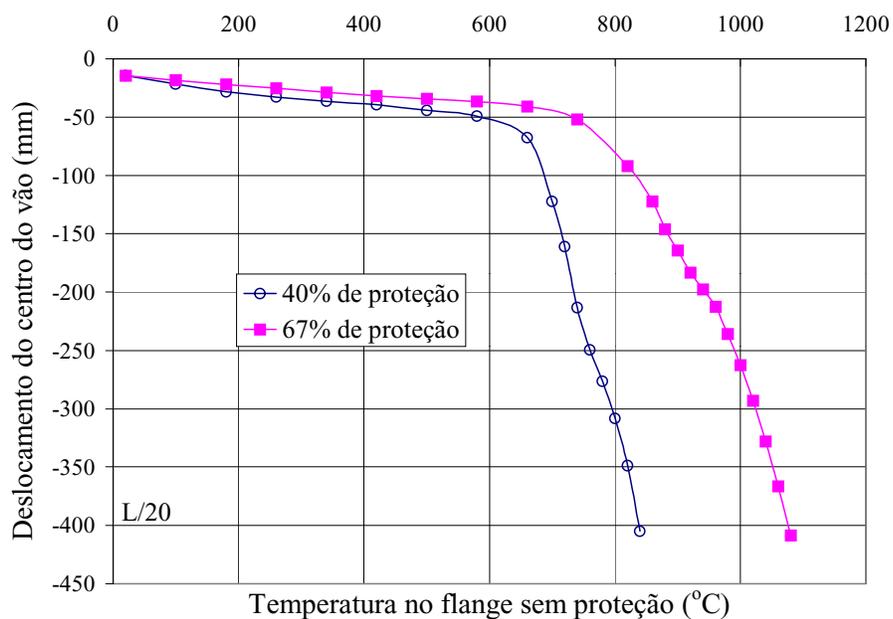


Figura 6.5 – Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 8m.

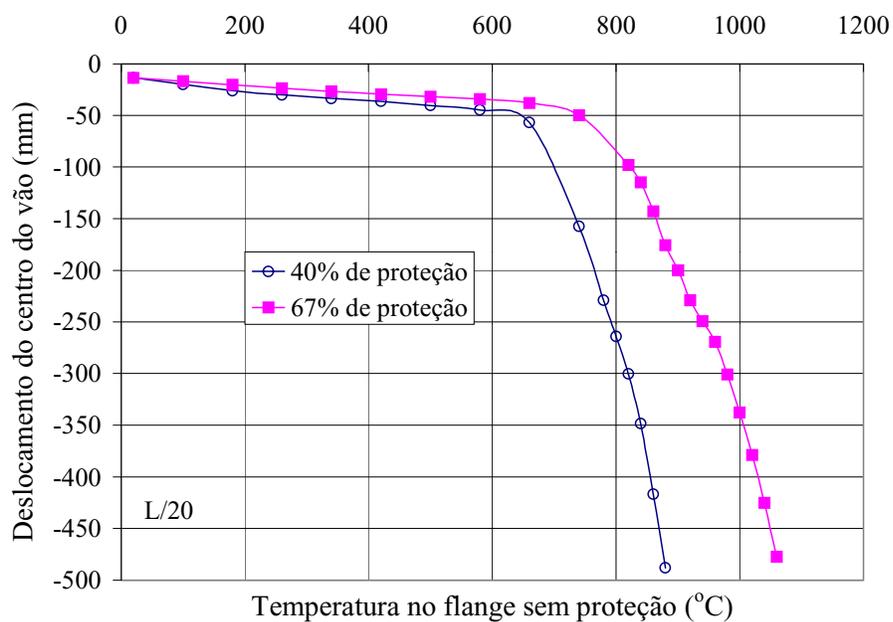


Figura 6.6 – Temperaturas críticas de viga mista com proteção parcial - vão de 9m.

6.2.2 APLICAÇÕES

As vigas mistas, utilizadas como exemplos no Capítulo 4 e 5 deste trabalho, foram analisadas no VULCAN para a razão de carga 0,6, considerando proteções parciais da zona central com extensões de 40% e de 67% do vão. Admitiu-se uma espessura de proteção do material também anteriormente citado, capaz de permitir um acréscimo de temperatura no flange inferior da zona protegida igual a 75% do acréscimo de temperatura do flange inferior exposto ao fogo.

Os resultados encontrados para a temperatura na região protegida e na região sem proteção, o tempo de resistência ao fogo (TRF) e a espessura de proteção correspondente, são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Espessura do material de proteção em função do TRF.

Exemplos	θ_{crit} (40% de Proteção)		TRF (min)	Espessura (mm)	θ_{crit} (67% de Proteção)		TRF (min)	Espessura (mm)
	(θ_{np})	(θ_{pp})			(θ_{np})	(θ_{pp})		
1	865	601	36	6	981	681	77	11
2	864	600	37	5	1003	696	89	10
3	839	583	32	4	962	667	69	7
4	870	604	39	4	952	660	65	6

Observa-se que a proteção parcial, central e simétrica, de 40% do vão é suficiente para a aquisição de um tempo de resistência ao fogo superior a 30 minutos em todas as vigas do exemplo. Analogamente, a proteção de 67% do vão leva a uma resistência mínima superior a 60 minutos.

Para avaliar o impacto no custo da proteção passiva devido ao emprego da proteção parcial, a Tabela 6.6 compara os tempos de resistência ao fogo (TRF) e o volume do

material de proteção passiva para as vigas desse exemplo calculadas pelo VULCAN com proteção parcial de 40% e 67% e pela NBR 14323 conforme método exposto em FAKURY *et al* (2000). A Tabela 6.7 apresenta a relação entre os volumes de material de proteção calculados pelos dois métodos considerados.

Tabela 6.6 – Volume de material de proteção para análises via o VULCAN e via a NBR 14323.

Exemplos	VULCAN, 40% de Proteção		VULCAN, 67% de Proteção		NBR 14323, Proteção Total			
	TRF (min)	Volume (l/m)	TRF (min)	Volume (l/m)	TRF (min)	Volume (l/m)	TRF (min)	Volume (l/m)
1	36	2,71	77	8,33	36	5,65	77	13,56
2	37	2,78	89	9,31	37	5,56	89	16,68
3	32	2,78	69	8,16	32	5,22	69	13,92
4	39	3,33	65	8,36	39	8,32	65	14,56

Tabela 6.7 – Economicidade da técnica de proteção parcial central.

Exemplos	Volume(l/m)		Relação de volume (%) VULC./NBR	Volume(l/m)		Relação de volume (%) VULC./NBR
	VULC.	NBR		VULC.	NBR	
1	2,71	5,65	48	8,33	13,56	61
2	2,78	5,56	50	9,31	16,68	56
3	2,78	5,22	53	8,16	13,92	59
4	3,33	8,32	40	8,36	14,56	57

Conclui-se que a técnica de proteção parcial de vigas permite economia média da ordem de 42% a 52% no volume de material para os exemplos dados.

Fazendo-se uma comparação da utilização da ligação semi-rígida e proteção parcial com ligação semi-rígida e proteção total, os dois casos analisados através do VULCAN, têm-se os resultados mostrados nas Tabelas 6.8, 6.9 e 6.10. Esses resultados indicam uma economia da ordem de 20% no volume de proteção passiva da técnica de proteção parcial em relação à de proteção total, quando se emprega o VULCAN.

Tabela 6.8 – Volume de material de proteção para análises via VULCAN, para vigas com ligação semi-rígida e proteção total.

Exemplos	θ_{crit} (°C)	TRF (min)	Espessura (mm)	Volume (l/m)
1	813	36	2	2,26
2	803	37	2	2,78
3	778	32	2	3,48
4	789	39	2	4,16

Tabela 6.9 – Volume de material de proteção para análises via VULCAN, para vigas com ligação semi-rígida e proteção parcial central de 40%.

Exemplos	θ_{crit} (40% de Proteção)		TRF (min)	Espessura (mm)	Volume (l/m)
	(θ_{np})	(θ_{pp})			
1	865	601	36	6	2,71
2	864	600	37	5	2,78
3	839	583	32	4	3,48
4	870	604	39	4	4,16

Tabela 6.10 – Economicidade da técnica de proteção parcial central em relação a proteção total, usando o VULCAN.

Exemplos	Volume(l/m)		Relação de volume (%) Prot. Parc. Central / Prot. Total
	VULCAN, Prot. Parc. Central de 40%	VULCAN, Prot. Total	
1	2,71	2,26	120
2	2,78	2,78	100
3	3,48	2,78	80
4	4,16	3,33	80

6.3 VIGAS COM PROTEÇÃO TOTAL NÃO-UNIFORME E PROTEÇÃO PARCIAL NAS LATERAIS

6.3.1 PROTEÇÃO TOTAL NÃO-UNIFORME

Foi pesquisada a temperatura crítica de vigas com proteção total não-uniforme (PTNU) assim distribuída: 40% do vão foi protegido com uma espessura e_1 do material, simetricamente a partir do centro; o restante da viga foi protegido com uma espessura $e_2 < e_1$. As vigas da Tabela 6.11, analisadas pelo VULCAN, resultaram nas temperaturas críticas aí indicadas. A Tabela 6.12 apresenta os volumes de material de proteção passiva necessários para garantir tempos de resistência ao fogo de 60 e 90 minutos, para a técnica de proteção total não-uniforme e a técnica de proteção parcial central de 40% (PPC). Verifica-se uma economia média de 32% no volume do material de proteção passiva quando se emprega a proteção parcial central de 40% em relação a proteção total não-uniforme, Tabela 6.13.

Tabela 6.11: Temperaturas críticas no centro e nas laterais do vão para o conjunto de vigas-mistas analisadas com a aplicação do VULCAN para razão de carga de 0,5.

$$\alpha=75\%$$

Vigas	Vão (mm)	Temperatura no centro do vão (°C)	Temperatura nas laterais do vão (°C)	Relação Vão/altura
C5	3000	732	861	15,0
C6	6000	712	837	13,3
C7	9000	718	844	15,0
C8	4000	719	846	16,0
C9	5000	718	845	14,3
C11	8000	692	814	17,8

Tabela 6.12: Volume de material projetado para proteção total da viga e proteção parcial no centro do vão de 40%.

Vigas	Volume de material para proteção de 40%(l/m)		Volume de material para 100% de proteção (l/m)	
	60minutos	90minutos	60minutos	90minutos
C5	2,81	4,68	4,06	6,71
C6	5,36	8,94	8,64	14,30
C7	4,99	7,49	7,07	12,06
C8	3,00	4,50	3,90	7,20
C9	5,68	8,77	6,71	12,38
C11	4,77	8,34	7,75	13,71

Tabela 6.13: Economicidade do método de proteção parcial central em relação ao método de proteção total não-uniforme.

Exemplos	Volume(l/m) para 60 minutos		Relação de volumes (%) PPC/PTNU	Volume(l/m) para 90 minutos		Relação de volumes (%) PPC/PTNU
	PPC	PTNU		PPC	PTNU	
C5	2,81	4,06	69	4,68	6,71	70
C6	5,36	8,64	62	8,94	14,30	63
C7	4,99	7,07	71	7,49	12,06	62
C8	3,00	3,90	77	4,50	7,20	63
C9	5,68	6,71	85	8,77	12,38	71
C11	4,77	7,75	42	8,34	13,71	61

6.3.2 VIGAS COM PROTEÇÃO LATERAL DE 40% DO VÃO

Uma possibilidade de preservação da resistência mecânica das vigas mistas em incêndio consiste na proteção de certa extensão em ambas as laterais. Para verificar a influência desse tipo de proteção, as vigas nomeadas na Tabela 6.11 foram analisadas com proteção lateral em uma extensão de 40% do vão (20% do vão para cada lado). Os volumes de material de proteção necessários são indicados na Tabela 6.14. Observa-se uma economia do material de proteção da ordem de 15% quando se emprega a proteção lateral dos vãos, Tabela 6.15, em relação à proteção parcial no centro do vão.

Tabela 6.14: Volume de material projetado para proteção parcial de 40% no centro e nas laterais da viga

Vigas	Volume de material para proteção de 40%(l/m) nas laterais do vão		Volume de material para proteção de 40%(l/m) no centro do vão	
	60 minutos	90 minutos	60 minutos	90 minutos
C5	2,50	4,06	2,81	4,68
C6	4,77	7,75	5,36	8,94
C7	4,16	6,66	4,99	7,49
C8	2,40	3,90	3,00	4,50
C9	4,12	6,71	5,68	8,77
C11	4,17	7,15	4,77	8,34

Tabela 6.15 : Economicidade do método de proteção parcial central em relação ao método de proteção parcial lateral.

	60 minutos		%	90 minutos		%
	60 minutos	90 minutos		60 minutos	90 minutos	
C5	2,50	2,81	89	4,06	4,68	87
C6	4,77	5,36	89	7,75	8,94	87
C7	4,16	4,99	83	6,66	7,49	89
C8	2,40	3,00	80	3,90	4,50	87
C9	4,12	5,68	73	6,71	8,77	76
C11	4,17	4,77	88	7,15	8,34	86

Capítulo 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 CONCLUSÕES

Do exposto neste trabalho, verifica-se que o emprego do método de elementos finitos na simulação do comportamento de vigas mistas em situação de incêndio permite o seu modelamento rigoroso, levando a boa concordância dos resultados analíticos com os resultados experimentais citados na literatura.

A exaustiva análise de vigas mistas bi-rotuladas permite relacionar a temperatura crítica, baseada no critério de deformação máxima no centro do vão igual a $L/20$, a relações vão/altura modificadas, μ_1 e μ_2 , com índices de correlação adequados. Estas relações paramétricas destinam-se ao uso em projeto conforme prevê a NBR 14323.

A consideração das ligações semi-rígidas com o emprego do método de elementos finitos permite verificar sua influência benéfica na resistência ao fogo de vigas mistas. Os casos analisados levaram a relações paramétricas da temperatura crítica com a relação vão/altura modificada, μ_1 , tendo índice de correlação aceitável para 25% da rigidez total nas ligações. Nas situações de projeto em que a ligação resulte ser protegida, a elevação da temperatura crítica resultará em economia significativa da proteção passiva.

A técnica de proteção parcial central, originalmente proposta por CLARET *et al* (2000), resulta em economia de proteção passiva em relação aos métodos convencionais. A proteção parcial lateral parece ser ligeiramente mais econômica que a proteção parcial central, se não for considerada a eventual dificuldade de aplicação da proteção nas

ligações. A proteção total não-uniforme é mais dispendiosa que essas duas últimas alternativas.

A proteção parcial central é mais econômica que a proteção total quando se emprega o VULCAN na determinação da temperatura crítica. Esta economicidade parece se acentuar para vãos médios (acima de 6m) e grandes.

7.2 SUGESTÕES

Considerando a flexibilidade de modelamento do comportamento estrutural em incêndio existente no VULCAN, sugere-se para pesquisas posteriores:

- (a) estudos paramétricos da resistência ao fogo de colunas isoladas;
- (b) estudos paramétricos de subestruturas planas vigas-colunas;
- (c) estudos da sensibilidade de subestruturas tridimensionais a parâmetros como a rigidez relativa colunas-vigas, deslocamento horizontais das vigas e deslocamentos verticais das colunas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 1999.

BABA, S.; NAGURA, H. Effect of material properties on the deformation of steel frames in fire. **Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng.**, v.2, n1, p. 47-57, 1985.

BAILEY, C. G. **Simulation of the structural behaviour of steel-framed buildings in fire.** 1995. 247f. Ph.D Thesis – Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.

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

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS476:** Fire tests on buildings materials and structures. Part 20: Method of determination of fire resistance of elements of construction (general principles). London, 1987.

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

BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. Steel Frame Analysis in Fire. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO

CIVIL”, 2., 1999, Belo Horizonte. Anais...[CD-ROM]. Belo Horizonte: Sociedade Mineira de Engenheiros/AMICEM, 1999. 44f.

CHENG, W.; MAK, K. Computer analysis of frames in fire. **ASCE J. Struct. Div.**, v. 101 (ST4), p. 855-867, 1975.

CLARET, A. M. Resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto modeladas pelo método de elementos finitos. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., 2000, Punta Del Este, Uruguai. Anais... [CD-ROM]. Punta Del Este: IET/FIUR/ASAIE, 2000. 11f.

CLARET, A. M. **Resistência ao fogo de estruturas: alternativas técnicas para a redução do custo da proteção passiva.** 2000. 37f. Relatório Interno L01/2000. Departamento de Engenharia Civil,. Escola de Minas, UFOP.

CLARET, A. M.; BURGESS, I.W.; PLANK, R. J. **Studies of the behaviour of welded steel beams in fire.** 1999. 80 f. Research Report DCSE/99/F/5. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.

EL-ZANATY, M.H.; MURRAY, D.W. Non-linear finite element analysis of steel frames. **ASCE J. Struct. Div.**, v109 n. ST2, p. 353–368, 1983.

FAKURY, R. H.; PIGNATTA, V.; MARTINS, M.M. Temperatura crítica de elementos estruturais de aço em situação de incêndio. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., 2000, Punta Del Este, Uruguai. Anais... [CD-ROM]. Punta Del Este: IET/FIUR/ASAIE, 2000. 16f.

FURUMURA, F.; SHINOHARA, Y. Inelastic behaviour of protected steel beams and frames in fire. **Report of the Research Laboratory of Engineering Materials**, n3, p. 1-14, 1978.

HUANG, Z.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire. **ACI Structures Journal**, v. 96, n1, p 273-293, 1999.

IDING, R.; BRESLER, B. Effect of fire exposure on steel frame buildings. **Final Report WJE**, n 78124, Janney Elstner and Associates Inc. , sept. 1981.

INTERNATIONAL ORGANISATION FOR STANDARDISATION. **ISO 834**: Fire resistance tests – elements of buildings construction. Geneva, 1985.

JAIN, P.; RAO, R. Analysis of steel frames under fire environment. **Int. Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 19, p. 1467-1478, 1983.

KNIGHT, D. The Behaviour of Steel Structures in Fire. **BHP Technical Bull**, v. 16, n.2, nov. 1972.

KRUPPA, J. Collapse temperature of steel structures. **ASCE J. Struct. Div.**, v.105 n.STA, p. 1769-1787, 1979.

MARCHANT, E. **A complete guide to fire and Buildings**. London: Medical e Technical Publishing Co. 1972.

NAJJAR, S. R.; **Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire**. 1994. Thesis (Ph.D).

OLAWALE, A. O. **Collapse Behaviour of Steel Columns in Fire**. 1988. Thesis (Ph.D) - Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.

OSSENBRUGGEN, P.J.; AGGARWAL, V.; CULVER, C. G. Steel column failure under thermal gradients. **ASCE J. Struct. Div.**, v. 99(ST4), p 727-739, 1973.

PINTO , J.A.A. Comportamento estrutural de pórticos de aço sob ação de incêndios. 1999. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - DECIV, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto.

PLANK,R. J. **Fire Engineering of Steel Structures**. Cadernos Técnicos de Construção Metálica CTCM -01/96. Núcleo de Construção Metálica, UFOP, Ouro Preto. 1996.

SAAB, H. A.; NETHERCOT, D. A. Modelling steel frame behaviour under fire conditions. **Engineering Structures**. v.13, n4, p. 371-382, 1991.

SAAB, H.A. **Nonlinear Finite Element Analysis of Steel Frames in Fire**. 1990. Thesis (Ph.D) - Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.

SHARPLES, J.R. **The Strength of Partially Exposed Steel Columns in Fire**. 1987. Thesis (M.Phil) - Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.

SOUZA JR., V. **Análises de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas**. 1998. 51f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - DECIV, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto.

WITTEVEEN, J. Some aspects with regard to the behaviour of the calculation of steel structures in fire. In: SYMPOSIUM – BEHAVIOUR OF STRUCTURAL STEEL IN FIRE, 2., 1967, Borehamwood Herts.

BIBLIOGRAFIA

BERTO, A. F. Proteção contra Incêndio de Estruturas de Aço, **A Construção**, São Paulo, n. 1927, p. 19-24, jan. 1985.

BERTO, A. F. Resistência ao Fogo, **A Construção**, Minas/Centro Oeste, n. 87, p. 23–26, jan.1984.

CLARET, A. M. **Segurança contra incêndio de edificações estruturadas em aço**. 1998. Apostila . Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP.

CLARET, A. M; SILVA, J. G. A. **Introdução à Engenharia de Incêndio**. 2000. Apostila – Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP.

FAKURY, R. H. **Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. 1999. 109f. Apostila . Departamento de Engenharia de Estruturas, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte.

RIBEIRO, L. F. L. **Elementos de Aço II**. Notas de aula do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, DECIV, Escola de Minas –UFOP, Ouro Preto, 1999.

SEITO, A. I. Tópicos da Segurança Contra Incêndio, **A Construção**, São Paulo, n. 2073, p. 25-28, nov. 1987.