GABRIELA BANDEIRA DE MELO LINS DE ALBUQUERQUE

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

São Paulo
2012

GABRIELA BANDEIRA DE MELO LINS DE ALBUQUERQUE

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do título
de Mestre em Engenharia

São Paulo
2012

GABRIELA BANDEIRA DE MELO LINS DE ALBUQUERQUE

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do título
de Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

São Paulo
2012

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única da autora e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 18 de dezembro de 2012.

Assinatura da autora _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Albuquerque, Gabriela Bandeira de Melo Lins de
Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação
de incêndio / G.B.M.L. de Albuquerque. -- ed.rev. -- São Paulo,
2012.
245 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica.

1. Concreto armado 2. Viga (Dimensionamento) 3. Incêndio
4. Método gráfico I. Universidade de São Paulo. Escola Politéc-
nica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica
II. t.

***Dedico este trabalho, com todo o meu amor,
a George, Júlia e Júlio, pais e avô queridos.***

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Valdir Pignatta e Silva, pela confiança, apoio e, sobretudo, valiosa orientação.

Aos amigos Cristiano Schmidt, Guilherme Monticelli, Lucas Fiorani e Nicolau Archilla Neto, pelo carinho e companheirismo.

RESUMO

As vigas de concreto armado perdem capacidade resistente quando em situação de incêndio. A ferramenta mais prática para o dimensionamento dessas peças é o método tabular, apresentado na ABNT NBR 15200:2012, em que a partir do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) se encontram a largura mínima da seção transversal e a menor distância admissível entre o centro geométrico da armadura e a face aquecida. Contudo, apesar de simples, ele limita os cálculos a poucos valores tabelados, não permitindo ao engenheiro buscar soluções diferentes. Por isso, nesta Dissertação, desenvolveu-se um método alternativo, com o auxílio do programa de computador sueco Super Tempcalc. *A priori*, definiu-se o campo de temperaturas de vigas sob lajes sujeitas ao incêndio-padrão ISO 834 (1999), em função do tempo. Em seguida, considerando-se a redução das resistências do concreto e do aço, calculou-se o momento fletor resistente para os diferentes casos estudados. Foram analisadas térmica e estruturalmente vigas com diversas larguras, alturas, cobrimentos, diâmetros e disposições de armaduras. Os momentos resistentes em situação de incêndio derivados do programa foram comparados a valores provindos de métodos simplificados, propostos pelas normas brasileira e europeia (Eurocode 2 parte 1-2, 2004) e, ainda, a um método mais avançado. Após a validação dos dados, criaram-se gráficos que associam o parâmetro μ , relação entre o momento fletor solicitante em situação de incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, ao tempo de resistência ao fogo (TRF), para cada situação de interesse. Esses gráficos, que envolvem tanto armaduras positivas quanto negativas, também permitem levar em conta a redistribuição de momentos, o que conduzirá à otimização na solução encontrada. Nos exemplos de aplicação realizados, os resultados obtidos a partir do método gráfico se mostraram, em geral, mais econômicos, quando comparados aos do método tabular.

Palavras-chave: Concreto armado. Vigas. Dimensionamento. Incêndio. Análise térmica. Método gráfico.

ABSTRACT

Reinforced concrete beams lose their load capacity when subjected to fire. The most practical tool for their design is the tabular method, presented in ABNT NBR 15200:2012, in which, from the time required for fire resistance (TRRF), the minimum width of the transversal section and the smallest admissible distance between the centroid of the rebar and the heated face can be found. Yet, albeit simple, it limits the calculation to a few fixed values, not allowing the engineer to seek different solutions. Hence, an alternative method was developed in this Dissertation, using the Swedish Super Tempcalc software. Firstly, the temperature field of beams subjected to ISO 834 (1999) standard fire situation was defined, as a function of time. Next, considering the reduction in concrete and steel strength, the resistance bending moment was calculated for the different cases studied. Beams with different widths, heights, covers, diameters and reinforcing bars dispositions were thermally and structurally analyzed. The resistance moments in fire situation obtained from the software were compared to values deriving from simplified methods, proposed by Brazilian and European (Eurocode 2 part 1-2, 2004) standards, besides a more advanced method. After data validation, graphs were created, associating the parameter μ , ratio between the applied bending moment in fire and the resistance bending moment at ambient temperature, to time for fire resistance (TRF), for each situation of interest. These graphs, involving both positive and negative reinforcement, also allow consideration of the redistribution of moments, which will lead to the optimization of the solution found. In the examples analyzed, the results deriving from the graphic method were generally more economic compared to the tabular method.

Key words: Reinforced concrete. Beams. Design. Fire. Thermal analysis. Graphic method.

LISTA DE SÍMBOLOS

A_{cj} - área do elemento finito de concreto comprimido j

A_{cl} - área do bloco de concreto comprimido da laje

A_{cn} - área do bloco de concreto comprimido da nervura de uma viga sob laje

A_s - área de aço total da armadura

A_{si} - área da seção transversal da barra i da armadura

A_{sj} - área das seções das barras presentes na camada de armaduras j

$A_{s,calc}$ - área de armadura calculada (necessária)

$A_{s,calc}(x)$ - mínima área de armadura negativa na seção localizada na distância x

$A_{s,calc}(0)$ - área de armadura negativa calculada (necessária)

$A_{s,ef}$ - área de armadura realmente instalada

a_z - espessura das zonas descartadas

b - largura da seção da viga

b_f - largura da laje

b_{fi} - largura efetiva da seção, obtida pelo método da isoterma de 500 °C

b_j - largura do elemento finito de concreto comprimido j

b_{min} - largura mínima da seção da viga

b_w - largura da nervura de uma viga sob laje

c - cobrimento

c_p - calor específico do material

$c_{p,u}$ - calor específico do concreto para umidade u

c_{p,θ_c} - calor específico do concreto à temperatura θ_c

c_1 - distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo

c_{1hi} - distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima

c_{1l} - distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo

c_{1m} - distância média à face do concreto para armaduras de vigas dispostas em camadas

c_{1vi} - distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga

c_{1vj} - distância da camada de armaduras j , de área A_{sj} , ao fundo da viga

d - altura efetiva da viga

d_{ef} - altura efetiva de vigas com talão

d_{fi} - altura efetiva da seção, obtida pelo método da isoterma de 500 °C

F_{cd} - força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da seção transversal à temperatura ambiente

$F_{cd,fi}$ - força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da seção em situação de incêndio

F_{cdl} - força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da laje à temperatura ambiente

F_{cdn} - força resultante de cálculo na área de concreto comprimido da nervura de uma viga sob laje à temperatura ambiente

F_{sd} - força resultante de cálculo na armadura à temperatura ambiente

$F_{sd,fi}$ - força resultante de cálculo na armadura em situação de incêndio

$f_{c,\theta}$ - resistência característica à compressão do concreto à temperatura θ

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente

$f_{cd,\theta}$ - resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura θ

$f_{cd,\theta M}$ - resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura θ do ponto M

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente

$f_{ctd,fi}$ - resistência de cálculo à tração do concreto em situação de incêndio

f_{pyk} - resistência característica à tração do aço de armadura ativa à temperatura ambiente

f_{pyki} - resistência característica à tração da barra i da armadura ativa à temperatura ambiente

$f_{sd,\theta P}$ - resistência de cálculo à tração do aço à temperatura θ do ponto P

$f_{y,\theta}$ - resistência característica à tração do aço de armadura passiva à temperatura θ

$f_{yd,\theta}$ - resistência de cálculo à tração do aço de armadura passiva à temperatura θ

f_{yk} - resistência característica à tração do aço de armadura passiva à temperatura ambiente

f_{yki} - resistência característica à tração da barra i da armadura passiva à temperatura ambiente

h - altura da seção da viga

$h_{c,ef}$ - altura da seção efetiva de concreto tracionado

h_f - espessura da laje

$k_{c,m}$ - fator médio de redução da resistência à compressão do concreto

$k_{c,\theta}$ - fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura θ

$k_{c,\theta i}$ - fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura θ da zona i

$k_{c,\theta j}$ - fator de redução da resistência à temperatura θ do elemento finito de concreto comprimido j

$k_{c,\theta M}$ - fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura θ do ponto M

$k_{ct,\theta}$ - fator de redução da resistência à tração do concreto à temperatura θ

$k_{s,\theta}$ - fator de redução da resistência à tração do aço à temperatura θ

$k_{s,\theta i}$ - fator de redução da resistência à temperatura θ da barra de aço i

$k_{s,\theta P}$ - fator de redução da resistência à tração do aço à temperatura θ do ponto P

L - comprimento do vão da viga

ℓ_{ef} - comprimento efetivo do vão

M_{Sd} - momento fletor solicitante de cálculo da seção à temperatura ambiente

$M_{Sd,fi}$ - momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio

$M_{Sd,fiR}$ - momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio redistribuído

M_{Rd} - momento fletor resistente de cálculo da seção à temperatura ambiente

M_{Rd}^* - momento fletor resistente de cálculo da seção à temperatura ambiente, sem a imposição de deformações específicas limites para os materiais

M_{Rdl} - momento fletor resistente de cálculo da laje à temperatura ambiente

M_{Rdn} - momento fletor resistente de cálculo da nervura de uma viga sob laje à temperatura ambiente

$M_{Rd,fi}$ - momento fletor resistente de cálculo da seção em situação de incêndio

$M_{Rd,fi(\theta=20^{\circ}C)}$ - momento fletor resistente de cálculo da seção em situação de incêndio, determinado para a temperatura inicial (ambiente, adotada igual a 20 °C)

n - número de zonas paralelas

$p_{d,fi}$ - valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio

$p_{G,k}$ - valor característico do carregamento uniformemente distribuído permanente

p_k - valor característico do carregamento uniformemente distribuído

$p_{Q,k}$ - valor característico do carregamento uniformemente distribuído variável

Q - quantidade de calor gerada no interior do concreto por unidade de volume e tempo

$R_{d,fi}$ - valor de cálculo do esforço resistente em situação de incêndio

S_d - valor de cálculo do esforço solicitante à temperatura ambiente

$S_{Gi,k}$ - valor característico da ação permanente i

$S_{Qj,k}$ - valor característico da ação variável j

t - tempo

u - umidade do concreto

w - largura da seção para a qual se aplica o método das faixas

x - distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada

x - altura da linha neutra da seção

x, y - coordenadas cartesianas do fluxo de calor condutivo

y - altura do bloco de concreto comprimido da seção à temperatura ambiente

y_{fi} - altura do bloco de concreto comprimido da seção em situação de incêndio

$y_{j,fi}$ - altura do elemento finito de concreto comprimido j

y_n - altura do bloco de concreto comprimido da nervura de uma viga sob laje à temperatura ambiente

z - distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente

z_{fi} - distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da seção transversal e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura em situação de incêndio

$z_{j,fi}$ - distância entre o CG do elemento finito comprimido j e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura em situação de incêndio

z_l - distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da laje e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente

z_n - distância entre o CG do bloco de concreto comprimido da nervura de uma viga sob laje e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura à temperatura ambiente

θ_c - temperatura do concreto

θ_g - temperatura dos gases

θ_s - temperatura da superfície aquecida

θ_{sj} - temperatura média das barras presentes na camada de armaduras j

θ_0 - temperatura do ambiente antes do início do aquecimento

$\partial\theta$ - gradiente térmico entre as extremidades do elemento aquecido

μ - momento relativo

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto à temperatura ambiente

$\gamma_{c,fi}$ - coeficiente de ponderação da resistência do concreto em situação de incêndio

γ_s - coeficiente de ponderação da resistência do aço à temperatura ambiente

$\gamma_{s,fi}$ - coeficiente de ponderação da resistência do aço em situação de incêndio

Φ_b - diâmetro das barras de aço da armadura longitudinal

Φ_t - diâmetro dos estribos

φ - fluxo de calor convectivo e radioativo por unidade de área da superfície de concreto

φ_c - fluxo de calor convectivo por unidade de área da superfície aquecida

φ_{cond} - fluxo de calor condutivo por unidade de área do elemento aquecido

φ_r - fluxo de calor radiante por unidade de área da superfície aquecida

α - redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção

α_{fi} - redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto em situação de incêndio

σ - constante de Stefan-Boltzmann

ε_{res} - emissividade resultante da superfície aquecida

λ - condutividade térmica do material

λ_{c,θ_c} - condutividade térmica do concreto à temperatura θ_c

ρ - massa específica do material

$\rho_{,\theta_c}$ - massa específica do concreto à temperatura θ_c

σ_{pico} - tensão de pico do concreto à temperatura ambiente

$\sigma_{pico,\theta}$ - tensão de pico do concreto à temperatura θ

Δ_{c1} - valor a ser descontado na dimensão c_1

δ - coeficiente para redistribuição de momentos fletores solicitantes

ψ_2 - fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis

SUMÁRIO

1 Introdução	19
1.1 Objetivos	19
1.2 Justificativas	19
1.3 Metodologia	20
1.4 Organização do texto	21
2 Princípios básicos	23
2.1 O incêndio	23
2.1.1 Caracterização do processo	24
2.1.1.1 Modelo de incêndio natural	25
2.1.1.2 Modelo de incêndio-padrão	26
2.1.1.2.1 TRRF e TRF	27
2.2 Transferência de calor	35
2.2.1 Convecção	35
2.2.2 Radiação	37
2.2.3 Condução	38
2.3 Efeito do fogo nos materiais	40
2.3.1 Concreto	45
2.3.1.1 Resistências	45
2.3.1.2 Condutividade térmica	49
2.3.1.3 Calor específico	50
2.3.1.4 Massa específica	52
2.3.2 Aço	54
3 Estado da arte	56
3.1 Revisão da literatura internacional	56

3.2 Literatura nacional	76
4 Métodos normalizados para dimensionamento.....	90
4.1 Método tabular	91
4.1.1 Ruptura por flexão.....	93
4.1.2 Armaduras negativas	95
4.1.3 Armaduras de canto	95
4.1.4 Armaduras em várias camadas	96
4.1.5 Armaduras ativas	98
4.1.6 Redução de c_1	98
4.1.7 Vigas contínuas e redistribuição de momentos	99
4.1.8 Vigas com largura variável	104
4.1.9 Aplicação de revestimento	105
4.1.10 Concreto com agregados calcários	106
4.2 Métodos simplificados	106
4.2.1 Esforços solicitantes em situação de incêndio	108
4.2.2 Método da isoterma de 500 °C	109
4.2.3 Método das zonas	111
4.3 Métodos avançados	114
4.3.1 Cisalhamento.....	116
4.4 Métodos experimentais	121
5 Momento fletor resistente em situação de incêndio	124
5.1 Análise térmica - Super Tempcalc	126
5.1.1 Dados de entrada	126
5.1.2 Hipóteses de cálculo	128
5.1.3 Resultados	129
5.2 Métodos de cálculo	130

5.2.1 Super Tempcalc.....	130
5.2.1.1 Dados de entrada.....	130
5.2.1.2 Hipóteses de cálculo	131
5.2.1.3 Resultados	134
5.2.2 ABNT NBR 15200:2012	134
5.2.3 Hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012	135
5.3 Exemplos de aplicação	136
5.3.1 Viga com armadura positiva	136
5.3.1.1 Cálculo com base no Super Tempcalc.....	136
5.3.1.2 Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012.....	143
5.3.1.3 Cálculo com base na hipótese simplificada da norma brasileira.....	147
5.3.1.4 Cálculo com base no método da isoterma de 500 °C.....	149
5.3.1.5 Comparação de resultados	150
5.3.2 Viga com armadura negativa	152
5.3.2.1 Cálculo com base no método da isoterma de 500 °C.....	153
5.3.2.2 Comparação de resultados	154
5.3.3 Resumo dos resultados.....	155
6 Método gráfico	157
6.1 Etapas de elaboração	159
6.2 Exemplos de aplicação	168
6.2.1 Viga biapoiada - Seção T calculada como retangular	168
6.2.2 Viga biapoiada - Seção T “real”	174
6.2.3 Viga contínua - Redistribuição de momentos fletores solicitantes.....	178
6.2.4 Resumo dos resultados - Método gráfico x Método tabular	184
6.3 Considerações gerais	188
7 Conclusões	190

REFERÊNCIAS	192
APÊNDICE - RESULTADOS DO MÉTODO GRÁFICO	206
Vigas com armaduras positivas em uma camada	206
Vigas com armaduras positivas em duas camadas	211
Vigas com armaduras negativas em uma camada	216
Vigas com armaduras negativas em duas camadas	231

1 Introdução

1.1 Objetivos

O objetivo geral da presente Dissertação consiste no estudo dos procedimentos a serem adotados para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. A seguir, indicam-se os objetivos específicos.

- Apresentar as diretrizes dos métodos para dimensionamento de vigas indicados na ABNT NBR 15200:2012, norma brasileira referente ao projeto de estruturas de concreto sob incêndio, desenvolvida com base no Eurocode 2 parte 1-2 (2004);
- Comparar os métodos simplificados propostos pelas normas brasileira e europeia para o cálculo do momento fletor resistente de uma seção transversal aquecida;
- Implementar um método para o dimensionamento dessas peças, em alternativa ao método tabular da norma brasileira;

1.2 Justificativas

Com base em dados de 2005 do Centre of Fire Statistics of the International Association of Fire and Rescue Service (CTIF), referentes a 85 países, a cada quatro segundos um incêndio é deflagrado (BRUSHLINSKY et al., 2006).

Portanto, torna-se essencial a verificação das estruturas submetidas a temperaturas elevadas. Além disso, esse tema se firma pelo intuito de colaborar com o desenvolvimento da área no País, haja vista que o estudo das estruturas de concreto armado expostas ao fogo ainda é pouco difundido no Brasil.

Dentre os elementos de concreto, decidiu-se estudar as vigas pelo fato de possuírem grande importância funcional, uma vez que servem de apoio para lajes e paredes e conduzem as cargas, com auxílio dos pilares, até as fundações. Destaca-

se, ainda, a influência das vigas em relação à estabilidade dos pórticos, já que elas trabalham de modo a garantir o contraventamento dos pilares. Em face do colapso de uma dessas peças ser capaz de interferir no comportamento global de uma estrutura, pontua-se a relevância do seu dimensionamento à ação do fogo. Por isso, nesta Dissertação, se discutirá de que forma ele pode ser melhor conduzido.

Adianta-se que o método tabular é o único recomendado pela ABNT NBR 15200:2012 que pode ser aplicado de forma direta para o dimensionamento, ou seja, sem o auxílio de programas de computador mais avançados ou ensaios experimentais. No entanto, exceto a sua praticidade, essa ferramenta possui limitações. Devido a essa circunstância, sustenta-se a necessidade de soluções complementares e, por conseguinte, se propõe a construção de um novo método para esse fim. Com o propósito de validar o mesmo, efetua-se no trabalho a análise de diferentes procedimentos normatizados para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio, que representa uma de suas variáveis.

1.3 Metodologia

Compilaram-se as informações para o desenvolvimento do estado da arte por meio do levantamento de bibliografias brasileiras e internacionais que abordavam aspectos distintos sobre o tema em questão e, além disso, de diferentes formas, i.e., analisaram-se trabalhos tanto numéricos como experimentais ou teóricos.

Os métodos para o dimensionamento de vigas foram discutidos com base nas informações presentes na ABNT NBR 15200:2012, no Eurocode 2 parte 1-2 (2004) e, em relação a determinados assuntos, também se apresentaram comentários de outros autores. Já a implementação do método alternativo foi realizada com o auxílio do programa de computador Super Tempcalc.

Os diferentes procedimentos que podem ser adotados para se encontrar o momento resistente em incêndio foram comparados mediante a realização de exemplos práticos, nos quais se ilustram, minuciosamente, as etapas de cálculo a serem efetuadas.

1.4 Organização do texto

Além do capítulo 1, **Introdução**, em que se justificou a proposta da Dissertação e se apresentaram os objetivos e a metodologia, este trabalho inclui mais seis capítulos, que são brevemente descritos nos parágrafos a seguir.

O capítulo 2, **Princípios básicos**, explora a caracterização do incêndio, as formas de transferência de calor e as propriedades dos materiais (concreto e aço) sob temperaturas elevadas.

O capítulo 3, **Estado da arte**, apresenta uma revisão de literaturas nacionais e internacionais que discutem acerca de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Ademais, expõem-se alguns comentários sobre cada uma dessas referências, que incluem artigos, Dissertações, Teses e livros.

O capítulo 4, **Métodos normatizados para dimensionamento**, descreve as diretrizes propostas pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para a aplicação dos métodos tabular, simplificado, avançado e experimental, recomendados para a verificação de vigas expostas ao fogo.

O capítulo 5, **Momento fletor resistente em situação de incêndio**, esboça, *a priori*, aspectos teóricos dos métodos preconizados pelas normas para o cálculo deste momento. Em seguida, apresenta exemplos de aplicação e realiza uma comparação dentre os resultados obtidos. Ainda nesse capítulo, propõe-se uma hipótese simplificada de cálculo, com base no método da norma brasileira.

O capítulo 6, **Método gráfico**, contextualiza as hipóteses e procedimentos adotados na elaboração desta ferramenta alternativa ao dimensionamento de vigas. Depois, apresenta exemplos de aplicação do método e, por fim, compara seus resultados àqueles obtidos por intermédio do método tabular.

O capítulo 7, **Conclusões**, tece as considerações finais do trabalho. Discorre-se, por exemplo, sobre os resultados procedentes dos diferentes métodos que podem ser aplicados para a determinação do momento resistente em incêndio, assim como se apresentam as conclusões a respeito da hipótese simplificada de cálculo sugerida

pela autora desta Dissertação. Também se delineiam comentários no que tange aos resultados do método gráfico, quando confrontados aos do método tabular.

O Apêndice, **Resultados do método gráfico**, se divide em quatro partes, onde se ilustram as ferramentas aplicáveis às vigas com armaduras positivas e negativas, dispostas em uma ou duas camadas.

2 Princípios básicos

2.1 O incêndio

O principal objetivo do dimensionamento das estruturas quanto à ação do fogo consiste em minimizar os riscos de colapso a fim de assegurar que as mesmas resistam até o momento em que as pessoas abandonem, em segurança, o local onde ocorre o sinistro. Portanto, mais do que uma preocupação à estrutura, esse dimensionamento é essencial à preservação da vida humana.

Além disso, outros objetivos são almejados ao se projetar adequadamente uma edificação para a circunstância de incêndio. Citam-se a preservação da segurança da equipe de combate, a limitação dos danos que podem ser causados nas propriedades próximas à zona comprometida e a redução das perdas patrimoniais da sociedade.

Definitivamente, evita-se o desperdício quando essa modalidade de ação é ponderada no dimensionamento. Os custos de projetos de segurança contra incêndios são relativamente menores, quando comparados aos de possíveis restaurações.

É importante esclarecer que esse fato se aplica a estruturas de grande porte e, por conseguinte, de difícil desocupação, em que o fogo pode gerar grandes perdas e pôr em risco a segurança dos ocupantes do local. Logo, nesses casos, é essencial considerar a ação do incêndio em projeto. Em contraste, estruturas de pequeno porte e de fácil desocupação estão isentas¹. Edificações horizontalizadas, galpões e depósitos exemplificam esse grupo.

Nas situações em que a verificação ao fogo se faz necessária, o incêndio é representado por meio de uma curva que relaciona a temperatura média dos gases no ambiente em chamas e o tempo. A partir da mesma são obtidos parâmetros para o dimensionamento das estruturas, conforme será apresentado a seguir.

¹ No anexo A da ABNT NBR 14432:2001 são apresentados mais detalhes sobre as edificações que estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo.

2.1.1 Caracterização do processo

A combustão consiste em uma reação química entre uma substância combustível, uma fonte de calor atuante nessa substância, um gás comburente e a reação em cadeia desses três elementos. Na falta de um deles, esse processo não ocorre ou, se já existente, se anula. O fogo é a reação física resultante da combustão, caracterizado por brasas, quando o material combustível é sólido, e por chamas, quando o mesmo é gasoso ou líquido. A partir desse processo físico-químico ocorre o incêndio e suas diferentes fases podem ser representadas mediante uma curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo (figura 2.1).

Figura 2.1 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio natural.

Na fase inicial ocorre a ignição de uma substância combustível presente no local e a energia térmica liberada pela mesma aquece lentamente os outros materiais inflamáveis. Assim, as temperaturas permanecem baixas e, caso o sinistro seja interrompido durante esse intervalo de tempo, a edificação não apresentará grandes danos estruturais. No entanto, a vida humana é comprometida principalmente nesse estágio, devido à liberação de grande quantidade de fumaça e gases tóxicos ou asfixiantes. A extinção do incêndio, sob essas circunstâncias, ocorre por meio de sistemas de proteção ativa² de combate ao fogo ou se o material que iniciou o processo de combustão queimar-se isoladamente, sem transmitir calor aos demais.

² Os sistemas de proteção ativa somente entram em ação, a partir de acionamento manual ou automático, quando ocorre o incêndio. Exemplos: alarmes de incêndio, chuveiros automáticos, hidrantes, extintores, detectores de calor e fumaça e iluminações de emergência.

Caso o fogo não seja controlado em sua fase inicial, as temperaturas começam a se elevar até o momento em que toda a carga de incêndio entra em ignição e o ambiente é tomado pelas chamas por completo. Esse instante, conhecido como inflamação generalizada ou *flashover*, é o mais crítico do incêndio para as estruturas. As medidas de proteção ativa não possuem mais capacidade, a ação do corpo de bombeiros é inviável, a fim de preservar sua segurança, e a edificação apresentará danos estruturais.

Em seguida, as temperaturas aumentam rapidamente, caracterizando a fase de aquecimento e, somente após a queima de todo material combustível, são reduzidas de forma gradual (fase de resfriamento). Abaixo, na figura 2.2, ilustram-se as fases do incêndio citadas anteriormente.

Figura 2.2 – Fase inicial do incêndio (ignição); inflamação generalizada (*flashover*), seguida da fase de aquecimento e fase de resfriamento (CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO, 2006; adaptado).

2.1.1.1 Modelo de incêndio natural

A curva temperatura-tempo que possui três fases bem demarcadas (fase inicial, aquecimento e resfriamento), apresentada na figura 2.1, é representativa de um

modelo de incêndio natural, uma vez que simula a real situação do ambiente em chamas. Porém, a sua aplicação não é usual na verificação de estruturas submetidas a esse tipo de ação.

Primeiramente, porque a determinação dessa curva, por intermédio de ensaios ou equações³, é extremamente complexa devido ao grande número de variáveis que são associadas a particularidades de cada situação em estudo, tais como: a geometria do compartimento, o grau de ventilação ou fator de abertura, as propriedades sensíveis à ação térmica dos elementos de vedação (massa específica, condutividade e calor específico) e a quantidade e especificação da carga de incêndio.

Ademais, caso essa curva seja utilizada como parâmetro de projeto, o mesmo realismo deve ser considerado também na análise estrutural. Contudo, devido ao estudo das estruturas de concreto armado nessas condições ainda ser muito recente, os conhecimentos difundidos ainda são insuficientes para essa prática. Prova disso é que, até hoje, nenhum edifício de concreto existente no mundo teve as estruturas totalmente projetadas para a situação de incêndio real.

2.1.1.2 Modelo de incêndio-padrão

Devido às razões apresentadas anteriormente, convencionou-se adotar um modelo simplificado para determinação da curva temperatura-tempo. Distinguida como curva de incêndio-padrão, sua principal característica é considerar a temperatura sempre crescente com o tempo. Desse modo, diferentemente das curvas de incêndio natural, possui apenas um ramo ascendente, equivalente à fase de aquecimento, conforme ilustrado na figura 2.3. Assim, destaca-se que essa curva não corresponde à situação real de incêndio, é apenas um modelo prático para efeito de projeto.

³ A formulação para determinação da curva de incêndio natural pode ser encontrada no Anexo A do Eurocode 1 parte 1-2 (2002), Kaefer e Silva (2003), Kaefer e Silva (2004) e Fernandes (2006).

Figura 2.3 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio-padrão.

A ABNT NBR 14432:2001, inspirada na ISO 834 (1999), recomenda a equação (2.1) para sua determinação.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log (8t + 1) \quad (2.1)$$

onde:

t = tempo [min];

θ_0 = temperatura do ambiente antes do início do aquecimento [°C];

θ_g = temperatura dos gases no instante t [°C].

De modo usual, estipula-se o valor de 20 °C para a temperatura ambiente.

2.1.1.2.1 TRRF e TRF

À curva de incêndio-padrão, representada na figura 2.3, foram associados tempos fictícios, determinados por consenso no meio técnico, que são utilizados como parâmetro para o dimensionamento de estruturas em situação do incêndio.

Conhecido como tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), esse parâmetro consiste no tempo mínimo que vigas, lajes ou pilares devem resistir quando submetidos a esse modelo de aquecimento (ABNT NBR 14432:2001).

O valor do TRRF para os quais esses elementos construtivos são dimensionados depende do tipo de ocupação ou uso e da altura da edificação em que os mesmos estão presentes, conforme pode ser observado nas tabelas⁴ 2.1 e 2.2.

É válido ressaltar que o TRRF é função do risco de incêndio, esclarecendo que na avaliação do risco deve ser considerado tanto o perigo da ocorrência do sinistro quanto suas consequências. Por exemplo: para uma edificação residencial com 6 metros de altura, o TRRF exigido é igual a 30 minutos, enquanto para outra do mesmo grupo, com 30 metros de altura, o TRRF é de 120 minutos. Admitindo-se que o edifício possua uma perfeita compartimentação vertical, conclui-se que o perigo da ocorrência de incêndio nos dois casos é o mesmo, embora as consequências da ação do fogo em edificações mais altas sejam muito mais graves, por isso o tempo mínimo de resistência exigido no dimensionamento é maior.

Enquanto isso, nas edificações em que as alturas são iguais e os tipos de ocupação ou uso são diferentes, exige-se maior TRRF para aquelas em que o valor da carga de incêndio específica é mais significativo, pois o perigo de propagação do fogo é maior. Exemplificando: para uma academia de ginástica de 6 metros de altura o TRRF exigido é igual a 30 minutos, enquanto para uma biblioteca, também com 6 metros, o TRRF é 60 minutos. As consequências de um colapso estrutural são similares, porém o perigo é maior numa biblioteca.

Ao longo desta Dissertação, falar-se-á, também, a respeito do tempo de resistência ao fogo (TRF) dos elementos construtivos. Ao passo que o TRRF consiste no tempo mínimo a que determinado elemento deve resistir, quando submetido ao incêndio-padrão, o TRF representa seu tempo máximo de resistência, i.e., compreende o período entre o início de exposição a esse tipo de incêndio até o instante do colapso. Dessa forma, enfatiza-se que, para garantir a segurança, $TRF \geq TRRF$.

A diferença entre esses dois parâmetros pode ser mais bem entendida por meio das tabelas para a verificação de elementos construtivos em situação de incêndio, apresentadas na ABNT NBR 15200:2012. Nessas tabelas, discutidas com mais

⁴ Os tempos indicados nessas tabelas foram retirados do anexo A da ABNT NBR 14432:2001, no entanto, em muitos estados há Instruções Técnicas (IT) do Corpo de Bombeiros local, que tem precedência em relação à ABNT. O método do tempo equivalente, apresentado no Anexo A da ABNT NBR 15200:2012, também pode ser utilizado para a determinação do TRRF.

detalhes no capítulo 4, indica-se que as vigas, por exemplo, devem possuir valores mínimos de largura (b_w) e distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1) para satisfazerem a determinado TRRF.

Supõe-se que o Corpo de Bombeiros exija que o TRRF de um edifício seja 60 minutos. Para resistir a esse tempo, uma viga contínua deve ter, no mínimo, b_w igual a 120 milímetros e c_1 de 25 milímetros. Contudo, partindo-se das dimensões reais da viga, se b_w for igual a 120 e o c_1 a 25 milímetros, o máximo que ela resiste, ou melhor, o seu TRF é de 60 minutos. Então, quando os dados de entrada considerados nas tabelas forem valores limites, encontram-se os tempos máximos.

Tabela 2.1 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h _s ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h _s > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião pública	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Nota: Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500 m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750 m². Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

Tabela 2.2 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação (continua).

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (shopping centers)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educacional e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitários e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras

Tabela 2.2 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação (continuação).

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educacional e cultura física	E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais, ginástica (artística, dança, musculação e outros), esportes coletivos (tênis, futebol, e outros que não estejam incluídos em F-3), saunas, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternais, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus, centros de documentos históricos, bibliotecas e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas

Tabela 2.2 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação (continuação).

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
G	Serviços automotivos	G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos) e borracharias (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casas de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatorios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros
		H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacias distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas

Tabela 2.2 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação (conclusão).

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio não atinja 1200 MJ/m ² .
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1200 MJ/m ² .
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

Nota: Quanto ao grupo I, os valores das cargas de incêndio específicas estão disponíveis no anexo C da ABNT NBR 14432:2001. Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

2.2 Transferência de calor

Qualquer corpo, independente de seu estado físico, é constituído por partículas (moléculas, átomos ou íons) e sua temperatura é determinada a partir do grau de agitação das mesmas. Essa movimentação gera uma energia cinética média, denominada energia térmica. Quanto mais alta a temperatura de um corpo, maior será o grau de agitação de suas partículas e, por conseguinte, maior será a energia térmica produzida.

Quando dois corpos com temperaturas diferentes são colocados em contato, existe uma troca de energia térmica entre eles e o corpo mais quente transfere sua energia para o de menor temperatura, até o instante em que o equilíbrio térmico é atingido. Essa energia térmica em trânsito, ocasionada por uma diferença de temperatura, é chamada de calor.

Durante o incêndio, as chamas de um compartimento transferem energia térmica até a superfície dos elementos construtivos por convecção e radiação. Depois de atingidos por esses dois fluxos, são aquecidos interiormente pelo processo de condução, conforme ilustrado na figura 2.4.

Figura 2.4 – Processos de transferência de calor atuantes numa viga.

2.2.1 Convecção

Analisa-se o processo de aquecimento dos gases de um ambiente em presença de uma fonte de calor por meio da figura 2.5. Primeiramente se aquecem os gases inferiores que, tornando-se menos densos, tendem a subir. Os gases presentes nas camadas superiores, mais frios e, portanto, com densidade maior, descem, por ação

da gravidade. Por isso, o aquecimento é mais intenso no teto do que no piso e moderado nas paredes, visto que os gases quentes se encontram nas camadas superiores.

Figura 2.5 – Aquecimento dos gases em um ambiente submetido a uma fonte de calor.

A turbulência decorrente da movimentação dos gases gera um fluxo de calor que atinge as estruturas. Assim, dá-se o nome de convecção a propagação de calor proveniente de um fluido em movimento até uma superfície sólida.

Em situação de incêndio, diz-se que o processo de convecção é livre porque o movimento dos fluidos, devido à diferença entre suas densidades, ocorre de forma natural, i.e., exclusivamente pela atuação do gradiente térmico. Em contrapartida, denomina-se convecção forçada aquela em que esse movimento é induzido artificialmente, mediante bombas, ventiladores ou ar condicionados.

Isaac Newton deduziu a equação (2.2) para a determinação do fluxo de calor convectivo. Reconhecida como Lei de Arrefecimento de Newton, foi proposta em 1701, por intermédio de um trabalho sob o título *Philosophical Transactions of the Royal Society*, de sua autoria.

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_s) \quad (2.2)$$

onde:

φ_c = fluxo de calor convectivo, por unidade de área da superfície aquecida [W/m^2];

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$];

θ_s = temperatura da superfície aquecida [$^\circ\text{C}$].

De acordo com Silva (1997), o coeficiente de transferência de calor por convecção, também conhecido como coeficiente de película, depende do tipo de fluido (ar, água,

óleo, etc.), sua velocidade (convecção natural ou forçada) e temperatura e, ainda, da geometria do sólido aquecido. Logo, observa-se que sua determinação exata é complexa, uma vez que depende de diversos parâmetros.

Por simplificação, para efeitos práticos, as normas indicam valores constantes, definidos em função do modelo de aquecimento. No caso de exposição ao incêndio-padrão, a ABNT NBR 15200:2012 recomenda α_c igual a $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$.

2.2.2 Radiação

Com base na Teoria do Eletromagnetismo, desenvolvida por James Maxwell, radiação é o processo de transferência de calor por ondas eletromagnéticas, também conhecidas como ondas caloríficas ou calor radiante, geradas devido ao alto grau de agitação das partículas do corpo que está sujeito à temperatura elevada. Segundo Drysdale (1999), essa modalidade de transferência de calor é emitida na maior parte do incêndio como consequência da difusão das chamas.

Quando o calor radiante incide num determinado corpo, uma parte pode ser absorvida ou refletida pela superfície e o restante transmitido pelo meio. Conforme a equação (2.3), calcula-se o fluxo de calor radiante absorvido por um corpo negro, também denominado corpo perfeito ou ideal, que absorve toda a energia radiante incidida sobre ele. Essa equação foi determinada de forma empírica por Josef Stefan, em 1879. Mais tarde, no ano de 1884, Ludwig Boltzmann a deduziu teoricamente.

$$\varphi_r = \sigma (\theta_s + 273)^4 \quad (2.3)$$

onde:

φ_r = fluxo de calor radiante, por unidade de área da superfície aquecida [W/m^2];

σ = constante de Stefan-Boltzmann [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}^4)$].

Para a determinação do fluxo de calor radiante absorvido pelas estruturas, que consistem em corpos reais, imperfeitos ou não ideais, aplica-se a equação (2.4).

$$\varphi_r = \sigma \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4 \right] \quad (2.4)$$

onde:

ε_{res} = emissividade resultante da superfície aquecida [adimensional].

A emissividade resultante da superfície aquecida indica a sua capacidade de transmitir (irradiar) ou observar calor, dado que, consoante a Lei de Kirchhoff, em determinada temperatura, a emissividade e a absorvidade de um corpo são iguais.

Essa grandeza adimensional varia no intervalo de $0 \leq \varepsilon_{res} \leq 1$, sendo igual a 1 para o corpo negro, que absorve e, conseqüentemente, irradia 100% do fluxo calorífico. Em um espelho, $\varepsilon_{res} = 0$, pois a energia radiante é totalmente refletida. A ABNT NBR 15200:2012 indica $\varepsilon_{res} = 0,7$ para superfícies de concreto.

Em relação à constante de Stefan-Boltzmann, admite-se $5,67 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}^4)$.

2.2.3 Condução

Na condução, a energia térmica se transfere de partícula a partícula, por meio de choques e vibrações, da extremidade, de determinado corpo, que possui maior temperatura para a sua extremidade mais fria.

Em 1822, Joseph Fourier apresentou, no livro *Théorie Analytique de la Chaleur*, a lei fundamental que rege a propagação de calor por condução, expressa pela equação (2.5). Assinalada como Lei de Fourier, foi deduzida com base na verificação de experimentos, e pode ser sobreposta a fluxos unidimensionais de calor em regime permanente, ou seja, em que a temperatura aplicada a determinado elemento é constante ao longo do tempo.

$$\varphi_{cond} = \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.5)$$

onde:

x = coordenada cartesiana do fluxo de calor [adimensional];

φ_{cond} = fluxo de calor condutivo, por unidade de área do elemento aquecido [W/m^2];

λ = condutividade térmica do material [W/(m² °C)];

$\partial\theta$ = gradiente térmico entre as extremidades do elemento aquecido [°C].

Durante o incêndio, o regime de condução é transiente. Aplicando-se a Lei da Conservação de Energia, que consiste na primeira Lei da Termodinâmica, ajusta-se a equação (2.5) a temperaturas variáveis. É necessário, ainda, expandi-la a fluxos bidimensionais de calor, haja vista que, nesta Dissertação, determinou-se a distribuição de temperaturas no interior de seções transversais de concreto em que tanto as faces laterais quanto a inferior foram submetidas a aquecimento. A partir dessas considerações, obtém-se a equação diferencial (2.6).

É importante esclarecer que, para sua resolução, devem-se impor condições iniciais e de contorno. Em relação à primeira, especifica-se a temperatura do elemento no instante inicial ($t = 0$) da transferência de calor. Nas condições de contorno, indicam-se as faces aquecidas via processos de convecção e radiação.

$$\varphi_{cond} = -\left(\rho c_p \frac{\partial\theta}{\partial t}\right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial\theta}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial\theta}{\partial y}\right) \quad (2.6)$$

onde:

y = coordenada cartesiana do fluxo de calor [adimensional];

c_p = calor específico do material [J/(kg °C)];

ρ = massa específica do material [kg/m³].

Os valores a serem adotados para a condutividade térmica, calor específico e massa específica do concreto serão indicados a seguir, ao longo do item 2.3.1.

Previamente, elucida-se que a condutividade térmica dita a velocidade com que determinado material se aquece frente a uma fonte de calor. Dessa forma, caracteriza sua condição de bom condutor.

Já o calor específico mensura a quantidade de energia térmica necessária para se elevar em 1 °C a temperatura de 1 kg, ou qualquer outra unidade de massa, do material. Logo, esse parâmetro indica sua capacidade de absorver calor, de modo que, quanto maior o calor específico, mais lento será o aquecimento, já que se demanda uma quantidade superior de energia para isso.

2.3 Efeitos do fogo nos materiais

As estruturas de concreto são conhecidas pelo seu bom comportamento quando submetidas ao fogo. Muitos edifícios de concreto armado que sofreram graves incêndios foram restaurados e colocados novamente em uso (BUCHANAN, 2001).

O material em estudo apresenta algumas vantagens. Não combustível e com baixa condutividade térmica, os elementos de concreto ainda são robustos e, por isso, demoram a aquecer. A baixa condutividade é função de sua estrutura porosa e de seus constituintes minerais, que possuem eminente capacidade de armazenamento de energia térmica. Uma vez que a transferência de calor ao longo de determinada seção de concreto é relativamente branda, mesmo após um tempo prolongado de aquecimento, as zonas internas não alcançam as temperaturas elevadas das superfícies diretamente expostas ao fogo, permanecendo relativamente frias (DHIR et al., 2008).

Entretanto, esse material também apresenta alguns problemas quando em situação de incêndio. A partir dos 100 °C, aproximadamente, sua capacidade resistente começa a cair pela degeneração de suas propriedades mecânicas: resistência à compressão e módulo de elasticidade.

Apesar de ser conhecido como uma “pedra artificial”, constituída por cimento, água e agregados, o concreto é tratado como um material homogêneo à temperatura ambiente. Todavia, sob a ação do calor, sua heterogeneidade se aflora e, segundo Khoury (2000), o decaimento das propriedades mecânicas pode ser atribuído a alguns fatores de seus componentes, i.e., mudanças físico-químicas na pasta de cimento, nos agregados e incompatibilidade térmica⁵ entre ambos, ou a fatores externos, tais como: nível de temperatura, taxa de aquecimento, carregamento aplicado e perda de umidade para a superfície.

⁵ As dilatações térmicas diferenciadas e tensões internas podem acarretar, durante o incêndio, sérias alterações à aderência entre a pasta de cimento e os agregados graúdos, transformando a zona de transição em um local repleto de microfissuras e vazios (ALONSO et al., 2003 apud LIMA et al., 2004). Pontua-se que o coeficiente de dilatação térmica da pasta é, sensivelmente, o dobro dos agregados, principalmente os silicosos (GONÇALVES, 2007).

O Boletim nº 38 da *fib*-CEB (2007) esclarece que, em algumas situações, pode haver incertezas quanto ao entendimento das mudanças físico-químicas que ocorrem na microestrutura desse material, pois, no passado, diversos pesquisadores realizaram testes de exposição ao fogo em concretos com agregados silicosos e, em seguida, disseminaram os resultados de forma genérica, ou seja, não ressaltaram seu comportamento complexo e heterogêneo, quando aquecido, referindo-se a “alterações no concreto”, e não em “determinado tipo” de concreto.

Assim, está implícito dizer que as alterações que ocorrem em sua microestrutura, durante a exposição a temperaturas elevadas, dependem das características dos materiais que são utilizados na mistura (tipo de cimento e agregados) e, ainda, de suas proporções, aplicadas na dosagem. Na figura 2.6, indicam-se as mudanças físico-químicas porque passam concretos dosados com cimento Portland.

Figura 2.6 – Mudanças físico-químicas, decorrentes de temperaturas elevadas, em concreto endurecido dosado com cimento Portland (COSTA, 2008).

Observa-se que as primeiras variações, aquelas que ocorrem a temperaturas mais baixas (entre 20 e 300 °C), referem-se à pasta de cimento ou, mais precisamente, à evaporação da água presente em sua estrutura. Ao longo desse processo, o vapor exerce pressões internas no concreto, podendo ocasionar o desprendimento ou lascamento de suas camadas superficiais. Conhecido como *spalling*, esse fenômeno também é responsável pela redução da capacidade do material, devido à perda de sua área resistente e, sobretudo, pela possível exposição da armadura ao fogo, vide figuras 2.7 e 2.8.

Apesar do aço não perder área resistente, suas propriedades mecânicas sofrem redução frente a incêndios. De acordo com Landi (1986), os problemas mais graves de uma estrutura de concreto armado ocorrem quando a sua armadura atinge temperaturas da ordem de 500 a 600 °C, considerando que, nesse intervalo, o aço perde sensivelmente sua resistência à tração, comprometendo-a como um todo.

Figura 2.7 – Fenômeno do *spalling* em viga de concreto (ABBASI; HOGG, 2006).

Figura 2.8 – *Spalling*, verificado após testes de exposição ao fogo, em vigas de concreto com alta resistência e resistência normal, respectivamente (DWAIKAT; KODUR, 2009).

Após algumas décadas de estudos sobre o *spalling*, verificou-se que a poropressão, mencionada outrora, representa apenas uma das causas atribuídas a sua conjuntura. Na tabela 2.3, apresentam-se outros fatores de influência a esse fenômeno que, segundo as informações do Boletim n° 38 da *fib*-CEB (2007), deve

ser distinguido em seis categorias. Dentre elas, atribui-se maior severidade ao de caráter explosivo. Kirchhof (2010) relata que o mesmo é passível de incidência logo nos primeiros estágios do sinistro e pode acarretar o destacamento de camadas tão grandes quanto 300 milímetros de comprimento.

Tabela 2.3 – Características das diferentes categorias de *spalling*.

Categoria de <i>spalling</i>	Fase de ocorrência (min)	Natureza	Som	Danos à estrutura	Fatores de influência
Agregados	7 – 30	Intensa	Estalo	Superficiais	6, 1, 13, 2 e 15
Cantos e quinas	30 – 90	Não violento	Nenhum	Podem ser sérios	14, 1, 4 e 12
Superficial	7 – 30	Violento	Fissuração	Podem ser sérios	6, 15, 10 e 4
Explosivo	7 – 30	Violento	Estrondo	Sérios	6, 1, 13, 3, 5, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 15 e 16
Delaminação	Quando o concreto perde capacidade resistente	Não violento	Nenhum	Podem ser sérios	14, 3, 7, 11 e 12
Após o resfriamento	Durante e após o resfriamento, pela absorção da umidade	Não violento	Nenhum	Podem ser sérios	14, 3, 7, 11, 12, 17 e 9
Caracterização dos fatores de influência					
1	Expansão térmica dos agregados	7	Carregamento Restrições	13	Tamanho dos agregados
2	Difusividade térmica dos agregados	8	Gradiente térmico	14	Temperatura máxima
3	Resistência ao cisalhamento do concreto	9	Tipo dos agregados	15	Umidade
4	Resistência à tração do concreto	10	Permeabilidade	16	Tamanho da seção transversal
5	Idade do concreto	11	Forma da seção transversal	17	Absorção de umidade
6	Taxa de aquecimento	12	Armadura		

Fonte: Boletim n° 38 da *fib*-CEB (2007).

Embora os fatores de influência do *spalling* já terem sido depreendidos pelos pesquisadores, na realidade, até hoje, não há modelos que preveem, efetivamente, a sua ocorrência. Na opinião de Silva (2012), uma vez aleatório em concretos de resistência normal ($f_{ck} \leq 50$ MPa), pode ser antieconômico tentar soluções para evitá-lo. Enquanto isso, Khoury (2000) indica algumas alternativas capazes de melhorar o desempenho, frente a esse fenômeno, tanto de concretos convencionas quanto de

alta resistência. Agregados de tamanho pequeno e com baixa dilatação térmica, por exemplo, aprimoram a compatibilidade térmica com a pasta de cimento.

O autor ainda explica que, sob altas temperaturas, a pasta de cimento com sílica ativa representa um pré-requisito ao *spalling*, pois sua estrutura densa e pouco permeável dificulta que o vapor “escape” do concreto, de modo a causar elevadas poropressões e o desenvolvimento de microfissuras. Desse modo, entende-se que o fator água/cimento não deve ser muito reduzido. Pode-se, também, recorrer à aplicação de fibras de polipropileno, para concretos com baixa permeabilidade.

Ressalta-se que é devido à permeabilidade reduzida o fato de alguns pesquisadores admitirem que concretos de alta resistência⁶ sejam mais suscetíveis a lascamentos, quando comparados aos de resistência normal. Conforme Kirchhof (2010), em estudos acerca de incêndios recentes em túneis, observou-se que as degradações térmicas, provenientes desse fenômeno, manifestaram-se de forma mais acentuada nesse tipo de material. Nesse contexto, Kodur e Dwaikat (2008a) desenvolveram um modelo numérico para a análise de vigas de concreto armado em situação de incêndio no qual se desconsiderou o *spalling* nas peças fabricadas com concretos de resistência normal. Admitiu-se essa hipótese com base nos estudos experimentais realizados por Aldea; Franssen e Dotreppe (1997), Benmarce e Guenfoud (2005) e Kodur (2003), em que pilares e vigas não apresentaram danos significativos mediante sua ocorrência.

Assim, nesta Dissertação, em que foram realizadas análises térmicas de seções transversais de vigas de concreto de resistência normal e, ainda, cálculo dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio dessas seções, também se desconsiderou esse fenômeno. Pontua-se que essas análises foram efetuadas por intermédio do programa de computador Super Tempcalc (FSD, 2007).

É oportuno lembrar que as mudanças físico-químicas que ocorrem na microestrutura do concreto, frente à ação de incêndios, acarretam oscilações não somente na resistência à compressão e no módulo de elasticidade, como explanado

⁶ No ponto de vista de Britez (2011), ainda persiste uma dúvida na comunidade acadêmica acerca do *spalling* em concreto de alta resistência em situação de incêndio. O autor realizou um ensaio de exposição ao fogo em determinado corpo de prova robusto de concreto de alta resistência, colorido, armado adequadamente e sem carregamento. Os resultados demonstraram que o fenômeno de lascamento não foi apreciável.

anteriormente. Condutividade térmica, calor específico e massa específica consistem em outras propriedades sensíveis à ação do fogo, denominadas pela ABNT NBR 15200:2012 como “propriedades térmicas”.

Elucida-se que na determinação do campo de temperaturas em uma seção de concreto armado, desconsiderando-se o *spalling*, modela-se apenas a massa de concreto, sem a armadura. A explicação para essa hipótese é que devido à massa desse material ser muito superior à pequena massa das barras, assume-se que o aço irá absorver instantaneamente a temperatura do concreto.

Portanto, consideram-se apenas as “propriedades térmicas” desse material. Porém, no que concerne ao cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio das seções, modela-se a armadura e, por conseguinte, aplica-se a resistência à tração do aço, variável ao longo do tempo de exposição ao fogo, assim como a resistência à compressão do concreto. Dessa forma, apresentar-se-ão, a seguir, as diretrizes de cálculo referentes apenas às propriedades que foram utilizadas como dados de entrada para essas análises.

2.3.1 Concreto

2.3.1.1 Resistências

A resistência característica à compressão do concreto em situação de incêndio pode ser obtida consoante a equação (2.7).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2.7)$$

onde:

$f_{c,\theta}$ e f_{ck} = resistências características à compressão do concreto à temperatura θ e à temperatura ambiente, respectivamente [MPa];

$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência à compressão do concreto à temperatura θ [adimensional].

A tabela 2.4 fornece os fatores de redução da resistência quanto a concretos preparados com agregados silicosos e calcários, valores preconizados pela ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 parte 1-2 (2004), respectivamente. Para valores intermediários de temperatura, pode-se fazer interpolação linear.

Tabela 2.4 – Valores de $k_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal (2000 a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários, respectivamente.

Temperatura do concreto (°C)	$k_{c,\theta}$ (adimensional)	
	Agregados silicosos	Agregados calcários
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,6	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fontes: ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Na figura 2.9, representam-se graficamente os fatores de redução da resistência.

Figura 2.9 – Fatores de redução da resistência de concretos preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.

O valor de cálculo da resistência à compressão do concreto deve ser determinado mediante a aplicação do coeficiente de ponderação $\gamma_{c,fi} = 1,0$, como indicado na equação (2.8).

$$f_{cd,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\gamma_{c,fi}}$$

$$f_{cd,\theta} = f_{c,\theta} \quad (2.8)$$

onde:

$f_{cd,\theta}$ = resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura θ [MPa];

$\gamma_{c,fi}$ = coeficiente de ponderação da resistência do concreto em situação de incêndio [adimensional].

Em conformidade com a ABNT NBR 6118:2007, base para o projeto de estruturas de concreto à temperatura ambiente, a distribuição de tensões nesse material se faz de acordo com um diagrama parábola-retângulo com tensão de pico calculada com base na equação (2.9). Esse diagrama, indicado na figura 2.10, foi proposto por Hubert Rüsch, em meados de 1940 (GRAZIANO, 2005).

$$\sigma_{pico} = \alpha f_{cd}$$

$$\sigma_{pico} = 0,85 f_{cd} \quad (2.9)$$

onde:

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente [MPa];

α = redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente [adimensional];

σ_{pico} = tensão de pico à temperatura ambiente [MPa].

Segundo Fusco (1995), o valor de α é resultante do produto de três coeficientes, ilustrados por intermédio da equação (2.10). Graziano (2005) fornece valores levemente distintos, como apresentado na equação (2.11).

O primeiro coeficiente estipula o acréscimo da resistência do concreto após vinte e oito dias de idade, enquanto o segundo admite que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 centímetros é superestimada, pois se sabe que essa propriedade, uma vez aferida em corpos de prova de tamanho maior seria menor,

por haver menos influência do atrito dessas peças com os pratos utilizados na prensa de ensaio.

O componente principal de α consiste no efeito Rusch. Indicado pelo último dos três coeficientes, representa uma redução na resistência à compressão do concreto devido à duração prolongada do carregamento. Isso é impedido de ocorrer à temperatura ambiente devido à aplicação do redutor α à resistência de cálculo do material (f_{cd}).

$$\alpha = 1,2 \times 0,95 \times 0,75 \therefore \alpha \cong 0,85 \quad (2.10)$$

$$\alpha = 1,22 \times 0,95 \times 0,73 \therefore \alpha \cong 0,85 \quad (2.11)$$

Figura 2.10 - Diagrama tensão-deformação, idealizado, do concreto (ABNT NBR 6118:2007).

Contudo, a ação de um incêndio é de curta duração, portanto o efeito Rusch não se manifesta e não há necessidade de se aplicar α . O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) se omite sobre isso, mas o Boletim nº 46 da *fib*-CEB (2008) traz essa recomendação. Pontua-se que nos testes rápidos de prensa, a resistência do concreto é avaliada para carregamentos aplicados ao longo de segundos ou minutos. A duração de um incêndio é da ordem de minutos ou horas. Em contrapartida, a vida útil de determinada estrutura consiste em décadas. Assim, o tempo de incêndio é mais próximo do tempo de ocorrência dos testes, quando comparado ao tempo da vida útil da estrutura. Em analogia, o mesmo pode ser dito sobre a resistência.

Visto que, em situação de incêndio, o redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto (α_{fi}) deve ser igual a 1, no diagrama de tensões do material à temperaturas elevadas, adota-se a tensão de pico indicada na equação (2.12).

$$\sigma_{pico,\theta} = \alpha_{fi} f_{cd,\theta}$$

$$\sigma_{pico,\theta} = f_{cd,\theta} \quad (2.12)$$

onde:

α_{fi} = redutor da resistência de cálculo à compressão do concreto em situação de incêndio [adimensional].

$\sigma_{pico,\theta}$ = tensão de pico à temperatura θ [MPa].

2.3.1.2 Condutividade térmica

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) expõe duas curvas representativas de valores limites para a condutividade térmica do concreto, conforme ilustrado na figura 2.11. Porém, recomenda a aplicação do limite inferior, expresso por meio da equação (2.13), para a obtenção de valores mais realísticos em análises de distribuição de temperaturas. Isso porque o mesmo foi deduzido com base em testes de exposição ao fogo em diferentes tipos de estruturas de concreto, enquanto o limite superior, indicado pela equação (2.14), a partir de experimentos em estruturas mistas de aço e concreto.

Por esse motivo, a ABNT NBR 15200:2012 se omite sobre o limite superior e esclarece que a equação (2.13) é apropriada a concretos de densidade normal, i.e., 2000 a 2800 kg/m³, produzidos com agregados silicosos. Além disso, de forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, admite-se λ igual a 1,3 W/m°C.

Figura 2.11 – Limites superior e inferior da condutividade térmica de concreto submetido ao fogo.

- Para $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$:

$$\lambda_{c,\theta_c} = 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.13)$$

$$\lambda_{c,\theta_c} = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.14)$$

onde:

λ_{c,θ_c} = condutividade térmica do concreto à temperatura θ_c [W/(m °C)];

θ_c = temperatura do concreto [°C].

Essa propriedade é influenciada, principalmente, pela natureza dos agregados, visto que eles podem ocupar 60 a 80% do volume do concreto. A umidade da pasta de cimento consiste em outro fator importante (Boletim n° 38 da *fib*-CEB, 2007).

Como se pode observar na figura 2.11, a condutividade térmica desse material diminui com o aumento da temperatura. Isso ocorre porque a água retida nos poros da pasta de cimento é liberada na forma de vapor e substituída pelo ar do ambiente, aumentando assim a porosidade do material. Logo, como a condutividade do ar é menor que a da pasta de cimento ou, ainda, menor que a da água, vide tabela 2.5, essa propriedade do concreto é reduzida (Sousa, 2009).

Tabela 2.5 – Condutividade térmica de determinados materiais à temperatura ambiente.

Material	Condutividade térmica (W/m°C)
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pasta de cimento endurecida saturada	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Fonte: Boletim n° 38 da *fib*-CEB (2007).

2.3.1.3 Calor específico

De acordo com a ABNT NBR 15200:2012, para concretos secos (umidade = 0 %), produzidos com agregados silicosos ou à base de calcário, determina-se o calor específico segundo as equações (2.15) a (2.18).

- Para $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 100\text{ °C}$:

$$c_{p,\theta_c} = 900 \quad (2.15)$$

- Para $100\text{ °C} < \theta_c \leq 200\text{ °C}$:

$$c_{p,\theta_c} = 900 + (\theta_c - 100) \quad (2.16)$$

- Para $200\text{ °C} < \theta_c \leq 400\text{ °C}$:

$$c_{p,\theta_c} = 1000 + \frac{(\theta_c - 200)}{2} \quad (2.17)$$

- Para $400\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}$:

$$c_{p,\theta_c} = 1100 \quad (2.18)$$

onde:

c_{p,θ_c} = calor específico do concreto à temperatura θ_c [J/(kg °C)].

Bernhart (2004) esclarece que essa propriedade é pouco influenciada pelo tipo de agregado. Em contraste, a umidade consiste em um fator determinante ao calor específico do concreto, sobretudo em temperaturas abaixo de 200 °C. Desse modo, com base na norma brasileira, quando ela não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico para concretos com agregados calcários ou silicosos pode ser modelada por um valor constante situado entre 100 e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 e 200 °C, como indicado a seguir.

- Para umidade = 0% em peso: $c_{p,u} = 900\text{ J/(kg °C)}$;
- Para umidade = 1,5% em peso: $c_{p,u} = 1470\text{ J/(kg °C)}$;
- Para umidade = 3% em peso: $c_{p,u} = 2020\text{ J/(kg °C)}$.

Esses valores de pico, ilustrados na figura 2.12, correspondem à quantidade de energia térmica necessária para que a água livre da pasta de cimento seja evaporada. Por conseguinte, quanto maior a umidade, maior o calor específico do concreto, haja vista que é preciso mais calor para se aquecer a água.

Figura 2.12 – Calor específico de concreto submetido à elevação de temperatura e diferentes teores de umidade.

De acordo com Sousa (2009), durante essa conversão da fase líquida para a fase gasosa, há uma estabilização na temperatura do concreto e, somente após toda a água evaporável ter sido removida, sua temperatura se elevará.

Sobre os teores de umidade, Costa (2008) expõe que $u \leq 4\%$ é mais representativo de estruturas de concreto armado, enquanto $4\% < u \leq 10\%$, de estruturas mistas de aço e concreto. Além disso, usualmente, os elementos de concreto armado situados em ambientes secos internos às edificações tendem a ter $u \leq 1,5\%$, enquanto, os elementos externos, $u \leq 3\%$.

A ABNT NBR 15200:2012 indica que, simplificadamente, a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, admite-se $c_{p,\theta c}$ igual a 1000 J/(kg°C).

2.3.1.4 Massa específica

A massa específica do concreto se reduz frente às elevadas temperaturas ocasionadas durante os incêndios, como indicado na figura 2.13. Isso ocorre, primariamente, pela evaporação da água livre e, secundariamente, pelo aumento do volume devido à expansão térmica, decorrente das transformações mineralógicas porque sofrem os agregados acima dos 500 °C (COSTA, 2008).

Figura 2.13 – Massa específica de concreto aquecido e $\rho=2400 \text{ kg/m}^3$ (valor à temperatura ambiente).

A ABNT NBR 15200:2012 apresenta as equações (2.19) a (2.22) para se determinar a variação da massa específica do concreto com a temperatura.

- Para $20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 115 \text{ }^{\circ}\text{C}$:

$$\rho_{\theta_c} = \rho(20 \text{ }^{\circ}\text{C}) \quad (2.19)$$

- Para $115 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^{\circ}\text{C}$:

$$\rho_{\theta_c} = \rho(20 \text{ }^{\circ}\text{C}) \left(1 - 0,02 \frac{(\theta_c - 115)}{85} \right) \quad (2.20)$$

- Para $200 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^{\circ}\text{C}$:

$$\rho_{\theta_c} = \rho(20 \text{ }^{\circ}\text{C}) \left(0,98 - 0,03 \frac{(\theta_c - 200)}{200} \right) \quad (2.21)$$

- Para $400 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^{\circ}\text{C}$:

$$\rho_{\theta_c} = \rho(20 \text{ }^{\circ}\text{C}) \left(0,95 - 0,07 \frac{(\theta_c - 400)}{800} \right) \quad (2.22)$$

onde:

ρ_{θ_c} = massa específica do concreto à temperatura θ_c [kg/m^3];

À temperatura ambiente, estipula-se para o concreto simples massa específica de 2400 e para o armado 2500 kg/m^3 (ABNT NBR 6118:2007). Como na análise térmica se modela apenas a massa de concreto, admite-se $\rho(20 \text{ }^{\circ}\text{C}) = 2400 \text{ kg/m}^3$.

2.3.2 Aço

A resistência característica à tração do aço de armadura passiva em situação de incêndio pode ser obtida pela equação (2.23).

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.23)$$

onde:

$f_{y,\theta}$ e f_{yk} = resistências características à tração do aço de armadura passiva à temperatura θ e à temperatura ambiente, respectivamente [MPa];

$k_{s,\theta}$ = fator de redução da resistência à tração do aço à temperatura θ [adimensional].

A tabela 2.6 fornece os fatores de redução da resistência aplicáveis quando a deformação específica do aço no escoamento (ε_{yi}) é maior ou igual a 2‰ (usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes) ou quando ε_{yi} é menor que 2‰ (geralmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes). A interpolação linear é permitida para valores intermediários de temperatura.

Tabela 2.6 – Valores de $k_{s,\theta}$ para aços de armadura passiva.

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta}$ (adimensional)		
	Tração		Compressão
	CA-50	CA-60	CA-50 ou CA-60
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Na figura 2.14, ilustram-se graficamente os fatores de redução da resistência.

Figura 2.11 – Fatores de redução da resistência para aços de diferentes categorias.

O valor de cálculo da resistência do aço deve ser determinado por intermédio da aplicação do coeficiente de ponderação $\gamma_{s,fi} = 1,0$, conforme a equação (2.24).

$$f_{yd,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{\gamma_{s,fi}}$$

$$f_{yd,\theta} = f_{y,\theta} \quad (2.24)$$

onde:

$f_{yd,\theta}$ = resistência de cálculo à tração do aço de armadura passiva à temperatura θ [MPa];

$\gamma_{s,fi}$ = coeficiente de ponderação da resistência do aço em situação de incêndio [adimensional].

3 Estado da arte

3.1 Revisão da literatura internacional

No século XIX, quando edifícios de múltiplos andares de aço começaram a ser construídos, o concreto era utilizado como material de revestimento do aço [contra corrosão e incêndio], sem função estrutural, mas com grandes espessuras, em vista de o concreto não ser um isolante ideal. Anos após, o concreto foi também aproveitado como elemento estrutural, trabalhando em conjunto com o aço para resistir aos esforços, inicialmente na função de piso. Em histórica publicação, Freitag (1899) comenta sobre o comportamento do concreto em altas temperaturas. Ensaios demonstraram que havia redução de resistência, mas não era preocupante, em vista do uso para lajes de pequenos vãos. Em seguida surgem as estruturas mistas (vigas e pilares) de aço e concreto. Mais tarde, iniciou-se a construção de edifícios de múltiplos andares de concreto armado. Mörch (1948) escreve interessante artigo alertando para a necessidade de verificação de estruturas de concreto armado em incêndio, associando-a apenas à armadura no seu interior (SILVA et al., 2008, p. 136).

Segundo a pesquisa realizada, os primeiros estudos expressivos sobre o comportamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio surgiram na década de 80. Entre eles, citam-se os realizados por Lin; Gustaferro e Abrams (1981), Dotreppe e Franssen (1985) e Lin; Ellingwood e Piet (1988).

Lin; Gustaferro e Abrams (1981) iniciaram o trabalho esclarecendo que, em vigas contínuas submetidas a temperaturas elevadas, ocorre uma redistribuição de momentos solicitantes, do positivo para o negativo, e comentaram que essa redistribuição poderia ser favorável à resistência dessas peças (figura 3.1). Assim, decidiram verificar experimentalmente essa hipótese, realizando testes de exposição ao fogo, conforme a curva-padrão americana ASTM E119, em onze vigas, sendo apenas uma simplesmente apoiada e as demais contínuas. Com seções transversais retangulares e submetidas a forças concentradas, elas foram posicionadas sobre apoios de aço que não impedissem a rotação e nem mesmo a expansão de seu comprimento, ocasionados pela transferência de calor. Apenas em um caso, utilizou-se concreto do tipo leve e, nos outros, concreto de densidade normal. Após os testes, os resultados confirmaram a hipótese indicada no início do trabalho, ou seja, as vigas contínuas demonstraram maior resistência ao fogo

quando comparadas às vigas simplesmente apoiadas, que não são contempladas por uma redistribuição de momentos.

Dotreppe e Franssen (1985) apresentaram um modelo numérico para análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Com o objetivo de solucionar o problema termomecânico (avaliação da distribuição de temperaturas e comportamento estrutural), aplicou-se o método dos elementos finitos, dividindo as estruturas em elementos de vigas com dois nós (cada um com três graus de liberdade), discretizou-se a seção transversal com malha de elementos retangulares e se utilizou o procedimento de Newton-Raphson para ponderar o comportamento não linear do material. Validou-se o modelo desenvolvido confrontando resultados numéricos a experimentais. Para isso, analisou-se uma viga de concreto armado simplesmente apoiada com seção retangular, aquecida conforme o incêndio-padrão ISO 834, e submetida a duas forças concentradas.

Figura 3.1 – Redistribuição de momentos fletores solicitantes numa viga contínua de concreto armado em situação de incêndio (LIN; GUSTAFERRO; ABRAMS, 1981).

Lin; Ellingwood e Piet (1988) também desenvolveram um modelo numérico no qual, para a análise térmica, solucionou-se a equação diferencial para fluxos bidimensionais de calor com base na aproximação de derivadas por diferenças finitas. Enquanto isso, para a análise estrutural, discretizaram-se as vigas em uma série de segmentos e, em seguida, computaram-se os esforços axiais e momentos

resultantes para diferentes intervalos de exposição ao fogo. Novamente, o modelo foi validado por intermédio da comparação a resultados experimentais. Realizaram-se testes de exposição ao fogo em seis vigas de concreto armado que simulavam o vão extremo de uma viga contínua. Todas as peças foram submetidas a cargas concentradas e fabricadas com concreto de densidade normal. Possuíam diferentes seções transversais e, além disso, aqueceram-se quatro delas conforme a curva-padrão ASTM E119, que representa um incêndio de longa duração e intensidade moderada, e as demais com base em uma curva temperatura-tempo na qual foram aplicados parâmetros de compartimentação e ventilação reais, a fim de representar um incêndio de curta duração e grande intensidade. A principal diferença entre esses modelos é que o primeiro admite apenas a fase de aquecimento do incêndio, enquanto o segundo incorpora a fase de resfriamento. A figura 3.2 ilustra uma das vigas aquecidas de acordo com a curva padronizada, após a realização do teste de exposição ao fogo.

Figura 3.2 – Peça de concreto armado, que simula o vão extremo de uma viga contínua, após teste de exposição ao fogo, modelado pela curva-padrão ASTM E119 (LIN; ELLINGWOOD; PIET, 1988).

Ressalta-se que os resultados experimentais obtidos nesses três primeiros estudos foram largamente aplicados para a validação de resultados obtidos posteriormente, por outros autores, conforme será observado ao longo deste capítulo. Ademais, tanto Lin; Gustaferro e Abrams (1981) quanto Lin; Ellingwood e Piet (1988) pontuaram que o esforço de cisalhamento não representa um problema significativo na resistência ao fogo das vigas e que a ruptura por flexão consiste no caso mais usual de colapso dessas peças.

Nesse contexto, El-Hawary et al. (1996) analisaram o efeito do tempo de aquecimento no comportamento à flexão de vigas de concreto armado expostas ao fogo e, posteriormente, resfriadas com água. Os mesmos ensaiaram quatro peças com seções transversais retangulares. Primeiramente, efetuaram o teste de exposição ao fogo, em que todas foram submetidas a um aquecimento de 650 °C, por diferentes intervalos de tempo (0, 30, 60 e 120 minutos). Depois da exposição, as vigas foram imediatamente borrifadas com água. Nessa etapa, não foram aplicados carregamentos. Um dia após a realização desse teste, estimaram as resistências à compressão do concreto em cada uma das peças, de modo não destrutivo, utilizando-se o martelo de Schmidt. Em seguida, as vigas foram posicionadas em uma máquina de teste de 250 kN e submetidas a duas forças concentradas de mesma intensidade. Esse carregamento foi aplicado em incrementos sucessivos de 5 kN, até o instante em que as peças atingiram o colapso. A cada incremento de carga, mediram-se as tensões, na seção do meio do vão, e os deslocamentos verticais, também nessa seção e nos pontos de aplicação das forças. Com base nos dados coletados, analisaram-se os efeitos do fogo nas forças últimas e na resistência à compressão do concreto. Após os experimentos, os autores compararam os resultados obtidos das vigas aquecidas por 30, 60 e 120 minutos àqueles provenientes da viga de referência (não aquecida). Como esperado, os deslocamentos verticais aumentaram, as forças últimas diminuíram sensivelmente, bem como os valores das resistências à compressão do concreto.

O estudo realizado por Lin; Ellingwood e Piet (1988) também se tornou base para vários outros trabalhos, pois levou a uma conclusão importante: a resistência à flexão das vigas expostas ao fogo é função, principalmente, do histórico de temperaturas na armadura. Logo, alguns autores, como Zha (2003) e Shi et al. (2004), perceberam a necessidade de analisar a influência, nesse aspecto, da espessura do cobrimento das barras de aço.

Zha (2003) realizou um estudo numérico-experimental. No modelo numérico, para a análise térmica, considerou-se o método simplificado de Hertz (HERTZ¹, 1981 apud Zha, 2003). A análise mecânica foi efetuada por meio do DYNA3D (WHIRLEY; ENGELMANN, 1993), programa de computador que realiza análise não linear de

¹ HERTZ, K. **Sample temperature calculations of fire exposed concrete constructions**. Lyngby: Technical University of Denmark, 1981. 53 p. (Institute of Building Design, Report n. 159).

estruturas em situação de incêndio, em regime transiente, com a aplicação de elementos finitos tridimensionais, conforme ilustrado na figura 3.3. Validou-se o modelo comparando os resultados numéricos, obtidos mediante a análise de uma viga simplesmente apoiada com seção retangular e aplicação de duas forças concentradas, a resultados obtidos com base em duas normas: BS 8110 parte 2 e Eurocode 2 parte 1-2.

Já Shi et al. (2004) efetuaram testes de exposição ao fogo em seis vigas simplesmente apoiadas, com cobrimentos variando de 10 a 30 milímetros. Elas foram aquecidas, em três faces (laterais e inferior), conforme a curva de incêndio produzida pelo forno elétrico utilizado na análise experimental. Nessa curva, o aumento da temperatura é menor ao longo do tempo de aquecimento, quando comparada à curva ISO 834. Salienta-se que, dentre as vigas analisadas, testou-se a primeira, submetida a duas cargas concentradas, apenas para se obter a capacidade máxima à flexão em situação normal. Testou-se a segunda, sem nenhum carregamento aplicado, para se determinar a distribuição de temperaturas. As restantes foram testadas com o objetivo de se avaliar, efetivamente, a influência do cobrimento da armadura no comportamento dessas peças.

Nesses dois trabalhos, concluiu-se que o acréscimo do cobrimento contribui para a melhoria da resistência ao fogo das vigas de concreto armado. No entanto, Shi et al. (2004) enfatizaram que deve haver um limite para esse aumento e que a influência maior é exercida pelo cobrimento inferior, o lateral pouco afeta.

Figura 3.3 – Modelo de elementos finitos tridimensionais, aplicado pelo programa de computador DYNA3D, para a análise mecânica de uma viga de concreto armado sob aquecimento (ZHA, 2003).

Nessa mesma linha, El-Hawary et al. (1997) também estudaram a influência do cobrimento e do tempo de aquecimento, porém, no comportamento de vigas com a zona de cisalhamento exposta ao fogo e, posteriormente, resfriadas com água. Os mesmos analisaram oito peças com seções transversais retangulares. Elas foram divididas em dois grupos: quatro com cobrimentos de 2,0 centímetros de espessura e as demais com cobrimentos de 4,0 centímetros. Realizaram-se nessas vigas os mesmos testes descritos anteriormente por El-Hawary et al. (1996), i.e., exposição a um aquecimento de 650 °C por diferentes intervalos de tempo, estimativa das resistências à compressão do concreto por meio do martelo de Schmidt e aplicação de cargas concentradas. É importante esclarecer que a única diferença consistiu na região exposta ao fogo, nesse caso, a zona de cisalhamento. A conclusão principal obtida nesse trabalho foi que a espessura do cobrimento não é preponderante na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado.

Também é válido indicar alguns estudos analíticos que foram desenvolvidos entre as décadas de 80 e 90, tais como os trabalhos realizados por Gustaferro e Lin (1986) e Tassios e Chronopoulos (1991).

Gustaferro e Lin (1986) apresentaram equações para o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio de vigas simplesmente apoiadas e contínuas. Elucida-se que, para a aplicação desse método, são necessários os valores das temperaturas nos materiais para determinado tempo de exposição ao fogo. Também foram apresentados gráficos, que relacionavam a largura das vigas aos momentos fletores solicitantes e resistentes, para a determinação do tempo de resistência ao fogo. Assim como em Lin; Gustaferro e Abrams (1981), esses dois autores comentaram, novamente, sobre a redistribuição de momentos que ocorre nas vigas contínuas e complementaram essa abordagem com algumas precauções que devem ser tomadas, em projeto, para que essas peças consigam “acomodar” o acréscimo do momento solicitante negativo, como, por exemplo, aumentar o comprimento de ancoragem ao longo desse trecho. O método analítico desenvolvido nesse trabalho foi validado por intermédio de comparações a resultados experimentais e, além disso, aceito por vários *building codes* americanos.

Antes de apresentar o próximo trabalho, explana-se que, quando expostas ao fogo, as vigas de concreto armado tendem a expandir seu comprimento, resultando no deslocamento de seus apoios e, ainda, a se deformar por flexão, gradualmente, para baixo, gerando rotação nos mesmos. Quando essas deformações de origem térmica forem impedidas pelas próprias condições de apoio da viga ou condições de contorno (razões construtivas, ou seja, elementos como pilares ou paredes, localizados próximos à peça, de modo a restringir as deformações) surgirão “esforços indiretos” na estrutura: forças de compressão, em resposta à tentativa de alongamento, e momentos negativos, contrários à flexão para baixo.

Tassios e Chronopoulos (1991) expuseram que as deformações térmicas e a distribuição não linear de tensões, que viola o princípio “seções planas permanecem planas após as deformações”, ocorrem em função do gradiente não linear de temperaturas, que se forma ao longo da altura das vigas em situação de incêndio (figura 3.4). Por isso, decidiram analisar a influência do gradiente no comportamento estrutural, apresentando equações para a determinação dessas deformações térmicas em peças que não apresentam impedimento às mesmas. O modelo analítico foi fundamentado a partir dos princípios da estática, método dos termoelementos (assume que a estrutura é composta por fibras longitudinais independentes, que são livres para se deformar no sentido axial) e aplicação de tensões internas fictícias para o reestabelecimento da planicidade das seções aquecidas. Os autores também incluíram algumas indicações para a realização desses cálculos em estruturas que apresentam restrição a essas deformações. Validou-se o modelo desenvolvido por meio de resultados experimentais obtidos por Dotreppe² (1980) apud Tassios e Chronopoulos (1991), a partir de testes de exposição ao fogo em uma viga contínua, com seção transversal T, submetida a um carregamento uniformemente distribuído. Ao final do trabalho, pontuou-se que é importante, na prática, admitir os efeitos causados pela ação do gradiente térmico e, em alternativa ao modelo apresentado inicialmente, no qual, em certas circunstâncias, a aplicação pode ser um pouco trabalhosa, indicaram-se soluções simplificadas para essa consideração.

² DOTREPPE, J. C. **Méthodes numériques pour la simulation du comportement au feu de structures en acier et en béton armé**. 1980. Thèse (d'Agrégation de l'Enseignement Supérieur) - Université de Liège, Liège, 1980.

Figura 3.4 – Gradiente térmico não linear que se forma ao longo da altura de vigas em situação de incêndio (TASSIOS; CHRONOPOULOS, 1991)

Bratina e co-autores (BRATINA et al., 2003; BRATINA; SAJE; PLANINC, 2007) verificaram parâmetros importantes que devem ser admitidos e outros que podem ser desconsiderados em modelos numéricos para a análise não linear de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

Em Bratina et al. (2003), apresentou-se um modelo em que a determinação do campo de temperaturas nas seções transversais foi realizada via método dos elementos finitos, aplicando-se o programa de computador desenvolvido por Saje e Turk³ (1987) apud Bratina et al. (2003). O mesmo método foi utilizado para a análise mecânica e, segundo os autores, a nova proposta de elementos finitos, baseada na teoria de Reissner (1972) e adaptada de Planinc; Saje e Cas (2001), mostrou-se essencial para a precisão dos resultados obtidos nessa etapa. Ressalta-se que foram considerados os efeitos da plastificação nos materiais e da fluência no aço. A fim de validar o modelo proposto, compararam-se os resultados numéricos a experimentais, nesse caso, os obtidos por Gustaferro; Abrams e Salse⁴ (1971) apud Bratina et al. (2003), que realizaram um teste de exposição ao fogo, conforme a curva-padrão ASTM E119, numa viga simplesmente apoiada, com seção transversal T e submetida a um carregamento uniformemente distribuído. Ao final desse estudo, os autores observaram a importância da consideração da fluência porque, caso contrário, os deslocamentos verticais das peças serão subestimados. O modelo de Dotreppe e Franssen (1985), por exemplo, desconsidera esse parâmetro.

³ SAJE, M.; TURK, G. **HEATC. Computer programme for nonlinear transient heat conduction problems**. Ljubljana: University of Ljubljana, 1987.

⁴ GUSTAFERRO, A. H.; ABRAMS, M. S.; SALSE, E. A. B. **Fire-resistance of prestressed concrete beams, study C: structural behaviour during fire tests**. Skokie: Portland Cement Association, 1971. 28 p. (Research and Development Bulletin RD009.01B)

Posteriormente, em Bratina; Saje e Planinc (2007), aperfeiçoou-se o modelo desenvolvido em Bratina et al. (2003). Congregaram-se fluência e tensões transientes, ambas no concreto, fase de resfriamento do incêndio, tensões térmicas nos materiais e tensões localizadas, que surgem em decorrência do amolecimento do concreto exposto às altas temperaturas. Logo, consiste em um modelo numérico que permite verificar o quanto cada tipo de tensão contribui para a deformação total da estrutura. Com o objetivo de validar os resultados adquiridos por meio dessa ferramenta, compararam-se os mesmos aos resultados experimentais obtidos por Lin; Ellingwood e Piet (1988). Concluiu-se que a consideração da fluência e de tensões transientes no concreto não exerce influência no tempo de resistência ao fogo de estruturas isostáticas. A figura 3.5 apresenta os diferentes parâmetros que podem ser obtidos mediante a aplicação do modelo desenvolvido nesse trabalho.

Figura 3.5 - Parâmetros obtidos ao longo da análise de uma seção transversal referente ao vão extremo de uma viga contínua: campo de temperaturas (a), deformações térmicas (b), deformações totais (c - *geometric*), deformações elásticas (d - *mechanical*), deformações plásticas (e), tensões de compressão no concreto (f), deformações devido à fluência (g) e deformações transientes (h) (BRATINA; SAJE; PLANINC, 2007).

No mesmo segmento de Bratina e co-autores, Biondini e Nero (2006) apresentaram um modelo numérico para análise não linear, via método dos elementos finitos, de vigas de concreto armado em situação de incêndio. No entanto, houve um diferencial na formulação adotada: aplicou-se uma classe especial de algoritmos evolutivos, denominados de autômatos celulares, com o objetivo de analisar os processos de transferência de calor por condução, convecção e radiação e, ainda, acoplar a análise térmica à mecânica. Confirmou-se a precisão da análise térmica comparando os campos de temperaturas, para determinadas seções de concreto armado, a valores fornecidos pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004), vide figura 3.6. Validou-se a análise mecânica confrontando os resultados numéricos provenientes da análise de uma viga simplesmente apoiada, com seção retangular aquecida em três faces (laterais e inferior) conforme a curva-padrão ASTM E119, e submetida a um carregamento uniformemente distribuído, a resultados experimentais obtidos por Hertz (1985) e a estimativas obtidas por intermédio do método simplificado de Hertz, proposto pela norma europeia.

Figura 3.6 – Validação da análise térmica, realizada com o auxílio de autômatos celulares, por meio da comparação aos ábacos de isotermas fornecidos pela norma europeia (BIONDINI; NERO, 2006).

À luz dos trabalhos realizados por Poh e Bennetts (1995) e Lie e Irwin (1993), mais voltados para pilares, Kang e Hong (2004) apresentaram um modelo numérico para a análise de membros horizontais de concreto armado sob flexão em situação de incêndio. Os mesmos dividiram o método em duas etapas de cálculo: análise da

seção e solução do membro. Na primeira, aplicou-se o esquema de segmentação. Em cada uma dessas seções segmentadas, determinou-se a distribuição de temperaturas, via método dos elementos finitos, e as deformações. Com base na teoria de Bernoulli-Navier para o cálculo de vigas, definiram-se as deformações devido às cargas aplicadas. Para a obtenção das deformações térmicas, assumiram-se deformações virtuais, a fim de que fossem satisfeitas as condições de equilíbrio. Com o propósito de se obter o comportamento estrutural de todo o membro, novamente se aplicou a teoria de Bernoulli-Navier, integrando-se, ao longo do eixo longitudinal, as curvaturas, também calculadas durante a análise da seção. Validou-se o modelo por intermédio da comparação aos resultados experimentais, provenientes da análise de uma viga simplesmente apoiada, obtidos por Lin; Gustafsson e Abrams (1981).

Hsu e Lin (2006) desenvolveram um método numérico para a avaliação da capacidade residual de carregamento, flexão e cisalhamento em vigas de concreto armado que foram submetidas a incêndio. Assim como em Lin; Ellingwood e Piet (1988), solucionou-se o problema térmico pela aproximação de derivadas por diferenças finitas. A análise mecânica foi realizada por meio de um programa de computador que aplica o *lumped method* (divide as vigas em segmentos e admite que, em cada um deles, temperaturas e propriedades mecânicas são uniformes, i.e., não variam com a posição, somente com o tempo de exposição ao fogo). A proximidade entre os momentos fletores residuais obtidos numericamente e a partir dos ensaios realizados por El-Hawary et al. (1996) comprovou a precisão do modelo. As forças de cisalhamento residuais foram validadas mediante os resultados experimentais obtidos por Lin; Chen e Lin⁵ (1999) apud Hsu e Lin (2006).

Ademais, Hsu; Lin e Huang (2006) estudaram o efeito das temperaturas elevadas no módulo de elasticidade das vigas a partir do mesmo modelo numérico apresentado em Hsu e Lin (2006) e, também, com base no trabalho de Zhao e Chen (1998), que conceberam equações para o cálculo aproximado dessa propriedade mecânica por meio do *interface layer method*. Mais uma vez, utilizaram-se os resultados experimentais de El-Hawary et al. (1996) para confirmar a validade do método.

⁵ LIN, I. J.; CHEN, S. T.; LIN, C. J. The shear strength of reinforcing concrete beam after fire damage. In: STRUCTURE safety evaluation after fire damage. Taiwan: Scientific & Technical Publishing, 1999. p. 117-136.

Jiangtao; Zhaoudao e Kai (2011) analisaram a capacidade residual de carregamento e flexão por meio de experimentos em vigas contínuas. Sete peças com seções transversais T foram submetidas, primeiramente, a testes de exposição ao fogo, com aquecimento conforme a versão de 1975 da ISO 834, e, em seguida, a aplicação de cargas concentradas em seus respectivos vãos. Nesse trabalho, os autores ainda compararam os comportamentos pós-incêndio.

Kodur e co-autores (KODUR; DWAIKAT, 2008a, 2008b; DWAIKAT; KODUR, 2008, 2009; KODUR; PAKALA, 2010) realizaram vários estudos relevantes sobre vigas em situação de incêndio.

Em Kodur e Dwaikat (2008a), apresentou-se um modelo numérico, no formato de um programa de computador, para traçar o comportamento dessas peças com base em três etapas: determinação da curva temperatura-tempo, representativa do tipo de incêndio, análise térmica e análise da capacidade resistente. Assim, a primeira etapa consiste em modelar o aquecimento que será, posteriormente, empregado em três faces da seção (laterais e inferior). Em seguida, divide-se a viga em segmentos ao longo do vão, de modo que a seção média de cada um deles seja representativa de seu comportamento. Para cada tempo de exposição ao fogo, realiza-se a análise térmica para a avaliação do campo de temperaturas em cada segmento. Por fim, na análise da capacidade resistente, torna-se possível traçar o comportamento da viga, desde sua fase linear-elástica até a fase de colapso, a partir do cálculo da relação momento-curvatura para cada segmento. Ressalta-se que, na segunda e terceira etapas, aplica-se um modelo de elementos finitos macroscópicos. Também é oportuno esclarecer que o programa de computador desenvolvido nesse trabalho estipula o momento fletor como a ação preponderante do carregamento, ou seja, esforços de cisalhamento e normais são desconsiderados. Além disso, ele permite considerar cenários reais de incêndio, carregamento e colapso (são incorporadas quatro causas de colapso em incêndio para definir por qual delas a viga se rompeu). Os efeitos do *spalling* em concretos de alta resistência também foram incorporados, em conformidade com a proposta simplificada de Kodur; Wang e Cheng (2004). Para a validação do modelo, empregaram-se os resultados experimentais de Lin; Gustafsson e Abrams (1981) e Dotreppe e Franssen (1985).

Kodur e Dwaikat (2008b) analisaram parâmetros que influenciam no comportamento à flexão das vigas de concreto armado expostas ao fogo por intermédio do modelo numérico proposto em Kodur e Dwaikat (2008a). Um deles foi o cenário de incêndio, estudado a partir de três modelos padronizados, citam-se as curvas ASTM E119 (versão de 2001), ASTM E1529 (versão de 1993), representativa de materiais à base de hidrocarbonetos, e a curva de incêndio externo (BUCHANAN, 2001), e dois modelos representativos de incêndios reais, i.e., que incorporavam a fase de resfriamento. Também se analisou a influência da espessura do cobrimento da armadura (admitiram-se valores de 30, 40 e 50 milímetros), do tipo de agregado (calcário e silicoso) e do comprimento do vão (4, 6 e 8 metros). Avaliou-se o nível de carregamento, que consiste na relação entre o carregamento aplicado em incêndio e a capacidade máxima da peça à temperatura normal, estipulando-se taxas de 30, 40, 50, 60 e 70%. E, finalmente, estudaram-se quatro critérios de colapso: quando a temperatura nas barras de aço (zona de tensão) excede a temperatura crítica de 593 °C; o carregamento solicitante em situação de incêndio excede o resistente; o máximo deslocamento vertical da viga excede, em qualquer tempo de exposição ao fogo, $L/20$, em que L representa o vão da peça; a taxa de deslocamento vertical excede o limite dado pela expressão $L/9000d$, em que d consiste na altura útil da seção. Esses parâmetros foram analisados a partir de vigas simplesmente apoiadas e submetidas a carregamentos uniformemente distribuídos. As seções transversais retangulares e dimensões dos vãos eram iguais em todas as análises, exceto nas vigas em que essas dimensões foram estudadas.

Após esse estudo paramétrico, Dwaikat e Kodur (2008) aperfeiçoaram o modelo desenvolvido em Kodur e Dwaikat (2008a) a fim de analisar os efeitos de restrição às deformações térmicas na resistência ao fogo das vigas de concreto armado. Nessa análise, a restrição foi considerada por intermédio da força de compressão axial, resultante da tentativa de alongamento das peças. Novamente, os cálculos se dividem em três etapas, o diferencial está na análise da capacidade resistente, na qual se calcula essa força em cada segmento, de forma análoga a uma viga de concreto protendido, e, em seguida, seu efeito é aplicado nas relações momento-curvatura. A validação dos resultados numéricos foi realizada por meio da comparação a resultados obtidos a partir do SAFIR, programa de computador que realiza análise termomecânica de estruturas em situação de incêndio via método dos

elementos finitos. Para isso, analisou-se uma viga biapoiada, submetida a um carregamento uniformemente distribuído e com seção transversal exposta à curva-padrão ASTM E119 de 2001 em três faces. Justificou-se que a escassez de dados na literatura sobre testes de exposição ao fogo em que as restrições às deformações térmicas foram consideradas foi o motivo pelo qual o método não foi validado a partir de resultados experimentais. Os autores ainda analisaram, a partir do modelo numérico desenvolvido, a influência da força de restrição no comportamento à flexão de vigas biapoiadas e biengastadas, ambas submetidas a diferentes rigidezes na direção axial, modeladas a partir de elementos de mola, como mostra a figura 3.7.

Figura 3.7 – Seção transversal e modelos estáticos das vigas em que se analisou a influência da força de restrição axial, modelada por intermédio de elementos de mola, no comportamento à flexão (DWAIKAT; KODUR, 2008).

Dwaikat e Kodur (2009) também realizaram testes de exposição ao fogo em seis vigas de concreto armado em que foram admitidas as seguintes variáveis: resistência do concreto (alta ou normal), condições de apoio (simplesmente apoiada ou submetida à restrição à deformação axial), cenário de incêndio (curva-padrão ASTM E119, 2008 ou curvas reais de incêndios, com severidades de curta e longa duração) e nível de carregamento (taxas de 55 e 65%). Todas as vigas analisadas possuíam as mesmas dimensões de vãos e seções transversais e foram submetidas a duas cargas concentradas. O objetivo desse estudo experimental consistiu em verificar a influência desses parâmetros no comportamento das vigas e utilizar os resultados obtidos para a validação do modelo apresentado em Dwaikat e Kodur (2008), até então certificado apenas por meio de resultados também numéricos.

Kodur e Pakala (2010) desenvolveram um método, com base no princípio da energia equivalente, para avaliar o tempo de resistência ao fogo de vigas submetidas a cenários reais de incêndio. Esse método estima, portanto, um “tempo equivalente”, mediante a comparação entre as energias transferidas durante esses tipos de cenários a outros padronizados. O cálculo é realizado da seguinte forma: parte-se do princípio que exposições ao fogo apresentarão a mesma severidade se transferirem a mesma quantidade de energia para a viga que está submetida ao sinistro. Depois disso, determina-se a quantidade total de energia transferida para essa peça a partir da curva de incêndio real. Essa quantidade é representada pela área abaixo da curva. Em seguida, avalia-se a área abaixo da curva de incêndio-padrão, em vários tempos, até o instante em que essa área seja igual à determinada anteriormente. Esse tempo, em que as energias provenientes dos dois cenários de incêndio se igualam, traduz o tempo equivalente de resistência ao fogo. Esses procedimentos podem ser mais bem entendidos por intermédio da figura 3.8, em que as áreas A e B devem ser igualadas a fim de se encontrar um tempo equivalente na curva-padrão (*standard fire*). Para a validação desse método foram analisadas setenta e duas vigas, com diferentes condições de apoio (simplesmente apoiada, com restrição à deformação axial, com restrição à rotação nos apoios e com ambas as restrições às deformações térmicas) e curvas de exposição ao fogo (dezessete cenários de incêndios reais e um padronizado) por meio do programa de computador apresentado em Dwaikat e Kodur (2008). Além da comparação a resultados numéricos obtidos via método dos elementos finitos, empregaram-se fórmulas empíricas e outros métodos para o cálculo do tempo equivalente.

Figura 3.8 – Procedimentos de cálculo para a aplicação do método com base no princípio da energia equivalente (KODUR; PAKALA, 2010).

Assim como Dwaikat e Kodur (2008), que desenvolveram um modelo numérico para que fossem avaliados os efeitos das restrições às deformações térmicas no comportamento ao fogo das vigas, outros autores escolheram esse tema para ser alvo de estudo. Apontam-se os trabalhos de Bernhart (2004), Cvetkovska; Todorov e Lazarov (2011), Riva e Franssen (2008), Chythanya (2009), Wu e Lu (2009) e Gonçalves (2007).

Bernhart (2004) analisou, por meio do programa de computador SAFIR (FRANSSEN; KODUR; MASON, 2002), os efeitos de diferentes condições de apoio na resistência ao fogo dessas peças, haja vista que o tipo e intensidade das restrições dependem, entre outros, desse parâmetro. Foram estudadas vigas biapoiadas e biengastadas submetidas a restrições axiais de intensidade variável (aplicação de molas), do mesmo modo que Dwaikat e Kodur (2008). Ainda se analisaram vigas contínuas (dois e três vãos), em que determinados apoios impediam deformações axiais. Nessa etapa, também foram estudados os efeitos de diferentes comprimentos das armaduras negativas situadas nos apoios. Em todos os elementos analisados nesse trabalho, as seções transversais retangulares foram submetidas a um aquecimento de quatro horas, conforme incêndio padrão ISO 834, em três faces (laterais e inferior).

Em recente estudo, Cvetkovska; Todorov e Lazarov (2011) também analisaram a resistência ao fogo de algumas vigas modeladas com elementos de mola para caracterizar níveis variáveis de restrições na direção axial. Essas peças foram estudadas por intermédio do programa de computador FIRE (CVETKOVSKA, 2002), no qual os módulos FIRE-T e FIRE-S, ambos com base no método dos elementos finitos, realizam a análise térmica não linear em regime transiente e a análise mecânica não linear a partir das relações tensão-deformação, respectivamente. Idem para a pesquisa desenvolvida por Riva e Franssen (2008), que analisaram vigas biengastadas por meio do programa ABAQUS (ABAQUS, 2006), adotando-se uma malha de elementos de fibras para sua discretização, conforme ilustrado na figura 3.9. É oportuno citar que, nos dois trabalhos indicados, estipulou-se o aquecimento das peças conforme incêndio padrão ISO 834 e que Riva e Franssen (2008) implementaram, a partir dos resultados numéricos, a determinação da capacidade de carga e deslocamentos nas vigas, para qualquer tempo de exposição ao fogo, via análise plástica.

Figura 3.9 - Malha de elementos de fibras, utilizada no programa de computador ABAQUS, para a discretização de vigas de concreto armado (RIVA; FRANSSEN, 2008).

Chythanya (2009) analisou e comparou o comportamento de vigas com diferentes condições de apoio, porém, nos modelos que apresentavam impedimento às deformações térmicas, não aplicou molas para caracterizar nível de restrição variável. Analisaram-se peças simplesmente apoiadas, biapoiadas, engastadas e em balanço por intermédio do ALGOR, programa de computador que utiliza o método dos elementos finitos em seus dois módulos: “transferência de calor em regime transiente” e “simulação mecânica”. As vigas, representadas por modelos tridimensionais, foram submetidas a aquecimento conforme a curva ASTM E119 de 2001, ao longo de três de suas superfícies (laterais e inferior), e a um carregamento uniformemente distribuído em sua superfície superior. Validou-se o módulo térmico do programa comparando seus resultados aos obtidos por intermédio do modelo numérico apresentado em Kodur e Dwaikat (2008a). A figura 3.10 apresenta os deslocamentos verticais, em relação a uma peça simplesmente apoiada, calculados a partir da análise termomecânica realizada no ALGOR.

Figura 3.10 – Análise dos deslocamentos verticais, por meio do programa de computador ALGOR, numa viga de concreto armado simplesmente apoiada em situação de incêndio (CHYTHANYA, 2009).

Em contrapartida, Wu e Lu (2009) analisaram vigas em que foram impostos, por elementos de molas, níveis variáveis tanto de restrições axiais quanto rotacionais (figura 3.11). Ademais, verificaram a influência de alguns parâmetros, tais como, dimensões dos vãos, configurações e taxas de carregamento, no comportamento dessas peças, submetidas ao aquecimento ISO 834. Realizou-se esse estudo a partir do desenvolvimento de um modelo numérico, no qual se estipularam o método dos elementos finitos e a aproximação de derivadas por diferenças finitas como bases para a análise térmica e se empregou o princípio dos trabalhos virtuais para a solução da análise mecânica. Validou-se o modelo pelos resultados experimentais das vigas, submetidas a restrições tanto axiais quanto rotacionais, presentes no pórtico analisado por Guo e Shi⁶ (2003) apud Wu e Lu (2009), uma vez que, os autores pontuaram a falta de testes de exposição ao fogo em peças com esse tipo de configuração, igualmente à Dwaikat e Kodur (2008). No pórtico, tanto as seções transversais dos pilares quanto das vigas estavam aquecidas conforme a curva temperatura-tempo produzida pelo forno elétrico.

Figura 3.11 – Modelo estático e seção transversal das vigas em que foram estudados, a partir de elementos de molas, níveis variáveis de restrições axiais e rotacionais (WU; LU, 2009).

Gonçalves (2007) também analisou o comportamento de vigas submetidas a níveis variáveis de restrições horizontais e rotacionais por intermédio de elementos de molas de diferentes rigidezes. Diz-se “horizontais” e não “axiais” uma vez que o autor ainda estudou casos, tanto em vigas com apenas um vão quanto contínuas, nos quais as forças de restrição eram excêntricas, ou seja, não estavam localizadas no eixo das peças. Nas vigas de apenas um vão, estipularam-se forças atuantes na base da seção e a $\frac{1}{4}$ da altura em relação à base. Enquanto isso, nas contínuas, aplicou-se apenas a segunda configuração. Nessa análise, realizada a partir do programa de computador SAFIR (FRANSSEN, 2005; FRANSSEN; KODUR;

⁶ GUO, Z.; SHI, X. **Behaviour of reinforced concrete at elevated temperature and its calculation**. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.

MASON, 2002), admitiu-se que a localização da força de restrição é fixa ao longo do tempo em que transcorre a simulação de incêndio, caracterizado conforme a versão de 1975 da ISO 834. Também se desenvolveu, nesse trabalho, o SimFIRb, modelo numérico que permite calcular o momento fletor resistente em situação de incêndio de seções transversais de vigas de concreto armado. Nesse modelo, o campo de temperaturas na seção é obtido com o auxílio do SAFIR e o momento é determinado com base no equilíbrio de forças atuantes na seção discretizada com malha de elementos finitos retangulares. É relevante explicar que, nesse cálculo, verificam-se as deformações específicas limites tanto do concreto quanto do aço. Os resultados numéricos desse modelo foram comparados aos obtidos por meio dos métodos da isoterma de 500 °C e das zonas, que consistem nos métodos simplificados de cálculo propostos pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Nessa mesma intenção, Rigberth (2000) já havia comparado os momentos fletores resistentes em incêndio obtidos a partir de programas de computador, que aplicam métodos de cálculo mais avançados, aos métodos da norma europeia. Para esse estudo, o autor empregou o Super Tempcalc (versão de 1999 do manual produzido pela FSD), no qual a análise térmica é efetuada via métodos dos elementos finitos e a determinação do momento é realizada unicamente por equilíbrio de forças. Logo, ao contrário do SimFIRb, modelo numérico desenvolvido em Gonçalves (2007), não há imposição das deformações específicas limites para ambos os materiais. As seções estudadas também foram aquecidas conforme a curva ISO 834 de 1975. A figura 3.12 apresenta a comparação entre os momentos fletores resistentes de uma viga com seção transversal T, obtidos para diferentes intervalos de exposição ao fogo e por meio de diferentes métodos de cálculo.

Figura 3.12 – Comparação entre os momentos fletores resistentes, de uma viga com seção transversal T, obtidos a partir dos métodos da isoterma de 500 °C e das zonas (Hertz) e pelo programa de computador Super Tempcalc (RIGBERTH, 2000).

Dentre os trabalhos citados anteriormente, em sua maioria artigos e teses, também é interessante expor alguns livros que tratam do tema em questão. Boutin (1983), por exemplo, caracteriza o primeiro e único livro latino, encontrado ao longo desta pesquisa, a discutir, exclusivamente, acerca de estruturas de concreto armado sob ação do fogo. Essa obra também apresenta ferramentas práticas ao cálculo dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio para determinadas seções transversais de vigas (aquelas com larguras de 12 a 52 centímetros). Em meio a essas ferramentas, disponibilizaram-se tabelas com a distribuição de temperaturas nas seções, em função de diferentes tempos de aquecimento, modelado de acordo com a versão de 1968 da curva ISO 834 e aplicado nas faces laterais e inferior das peças. Essas temperaturas foram calculadas com base na aplicação do método das diferenças finitas à equação de Fourier para fluxos bidimensionais de calor. Esquematizaram-se, ainda, as equações para o cálculo desses momentos e se realizou um exemplo de aplicação, em que, não obstante a verificação do comportamento à flexão (comparação do momento fletor resistente em incêndio ao solicitante, nessas condições), avaliou-se o esforço de cisalhamento, à luz das prescrições expostas no Document Technique Unifié⁷ (1980) apud Boutin (1983), norma vigente há época, na França, para a verificação dessas estruturas.

Na mesma linha de Boutin (1983), Lennon et al. (2007a) apresentaram um exemplo prático do cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio para a seção de determinada viga, contudo, com base nos métodos simplificados propostos pelo Eurocode 2 parte 1-2 (2004), e realizaram a verificação ao cisalhamento dessa peça, também apoiados nas diretrizes da norma europeia. Lennon et al. (2007a) consiste em mais um livro que aborda somente estruturas de concreto armado sob temperaturas elevadas, assim como CRSI (1980), Boletim n° 38 da *fib*-CEB (2007), Boletim n° 46 da *fib*-CEB (2008), Dhir et al. (2008) e Guo e Shi (2011). Malhotra (1982), Lie (1992), Harmathy (1993), Buchanan (2001), Purkiss (2007) e Lennon et al. (2007b) também tratam do assunto, entretanto, em um contexto mais amplo, apresentando informações sobre a ação do incêndio em outros tipos de estruturas como, por exemplo, as metálicas e de madeira.

⁷ DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIÉ (DTU). **Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton**. Paris: CSTB, 1980.

3.2 Literatura nacional

Irrompeu, em maio de 1947, violento incêndio no edifício que está sendo construído para sede da Agência do Banco do Brasil em São Paulo. Parte da estrutura deste edifício, toda ela em concreto armado, ficou seriamente atingida, dando lugar, em inspeção posterior, a importantes observações, colhidas pelo I.P.T. O presente trabalho resume as de maior interesse. (MOLINARI, 1949, p. 1).

É com este resumo que se inicia o trabalho mais antigo encontrado na pesquisa de literaturas nacionais sobre estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Trata-se de uma separata da Revista Politécnica. Molinari (1949) esclareceu que, na época, os dois primeiros pavimentos do edifício em estudo já tinham sido executados e existiam alguns montantes do terceiro. Além disso, pontuou que devido ao ineditismo, no Brasil, de sinistro nesse tipo de estrutura, não havia experiência para a avaliação visual dos danos que foram causados no concreto e, nem mesmo, referências de estudos realizados sobre esse assunto no País. Portanto, os conhecimentos tinham base, apenas, em trabalhos europeus, que tratavam de alguns incêndios ocorridos durante as guerras, trabalhos experimentais americanos e, ainda, na observação do comportamento do concreto exposto, em laboratório, a temperaturas elevadas, a partir de ensaios realizados no próprio Instituto de Pesquisa Tecnológicas (IPT), em 1942. Dessa forma, procedeu-se a análise por meio da consideração dos vários aspectos tecnológicos do problema, como a apreciação do estado tanto do concreto quanto das armaduras, verificação dos deslocamentos (medida de flechas e desaprumos), observação das fissuras e fratura do material. Dentre as técnicas aplicadas, verificou-se a fissuração microscópica do concreto, por exemplo, a partir da repercussão do som às pancadas de um martelo de pedreiro, enquanto a fratura foi estudada a partir das diferentes colorações do material. Ao término dessa análise, concluiu-se que o incêndio foi de grande severidade à estrutura, reduzindo consideravelmente suas características de resistência. Assim, decidiu-se demolir toda a parte afetada pelo fogo. As figuras 3.13 a 3.15 apresentam algumas imagens dos danos causados ao edifício em questão.

Figura 3.13 – Vista parcial, após o incêndio, do edifício de concreto armado que estava sendo construído para sede da Agência do Banco do Brasil em São Paulo (MOLINARI, 1949).

Figura 3.14 – Armadura de um dos montantes não concretados, amolecida e retorcida pela ação do fogo. Seu aspecto permitiu avaliar em 1000 °C a temperatura alcançada durante o incêndio no segundo pavimento (MOLINARI, 1949).

Figura 3.15 - Vista parcial da viga parede do terceiro pavimento: concreto desagregado, ferros dobrados pela ação do calor e ferros aparentes, sem aderência com o concreto em alguns casos (MOLINARI, 1949).

Já na década de 70, mais precisamente em fevereiro de 1972, as chamas tomaram o edifício Andraus, caracterizando o primeiro grande incêndio em um prédio alto de concreto armado (figura 3.16). Em seguida, em maio de 1974, o edifício Joelma foi submetido a esse tipo de sinistro, enquanto, em setembro de 1978, o mesmo aconteceu com o Conjunto Nacional (vide figuras 3.17 e 3.18, respectivamente). Ao contrário da estrutura que estava sendo construída para sede da Agência do Banco do Brasil, essas puderam ser recuperadas e não houve necessidade de demolição. Contudo, foram incêndios que chocaram a população, haja vista o grande número de pessoas mortas e feridas. Logo, esses episódios, que ocorreram na cidade de São Paulo, certamente, representaram o estopim para que a ação do fogo em estruturas de concreto se tornasse assunto de grande interesse na época.

Figura 3.16 – Incêndio no edifício Andraus (BOMBEIROS EMERGÊNCIA).

Figura 3.17 – Incêndio no edifício Joelma (BOMBEIROS EMERGÊNCIA).

Figura 3.18 – Incêndio no Conjunto Nacional (VEJA SÃO PAULO, 2005 apud COSTA, 2008).

Prova disso é que, pouco tempo após o incêndio no edifício Andraus, Petrucci (1972) apresentou um trabalho, em que abordou esse tema, no Colóquio sobre Durabilidade do Concreto, realizado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Ferreira (1978) e Almeida (1978) fizeram o mesmo, no entanto, no Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação das Estruturas, realizado também pelo IBRACON. Pontua-se que Almeida (1984) prosseguiu esse estudo, em sua Dissertação de Mestrado, sob a orientação do professor Francisco Romeu Landi que, em 1977, ministrou a disciplina de pós-graduação “Projeto de edifícios e comportamento dos materiais com relação a incêndio”, pelo Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). As notas de aula dessa disciplina e os trabalhos apresentados pelos alunos foram compilados em Landi (1977). Ademais, algumas dessas informações foram, em seguida, organizadas em um Boletim Técnico (LANDI, 1986). Cita-se, também, Rosso (1979, 1979-1980, 1980), que apresentou um artigo na Revista Incêndio, hoje fora de circulação, e Margarido (1987), que expôs um trabalho nos anais do Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção contra Incêndios, realizado pela EPUSP. Dentre os trabalhos desenvolvidos nesse período (décadas de 70 e 80), alguns delinearam, com mais destaque, informações sobre vigas de concreto armado em situação de incêndio.

Petrucci (1972) citou a classificação, segundo Green, dos danos causados nessas peças devido à exposição ao fogo: classe 1 - chamuscada, pequenos descascamentos e praticamente não apresentando armadura exposta; classe 2 - descascamento extensivo somente ao longo dos cantos revestindo a armadura principal, microfissuração da superfície, cobrimento do concreto apresentando vazios, coloração preta a cor de rosa; classe 3 - descascamento substancial, revelando armadura intacta, cerca de 50% do perímetro da armadura principal em contato com o concreto, não mais de uma barra de armadura principal deformada, concreto cor laranja amarelado, fissuras de vários milímetros no sentido da largura, deformações não excessivas; classe 4 - danos severos, incluindo extensivo descascamento mostrando praticamente toda a armadura inferior, apresentando deformações significativas ou trincas, várias barras poderão estar deformadas, concreto cinza esbranquiçado ou laranja amarelado. Ainda se apresentaram os critérios para reforço dessas peças: classe 1 - tratamento superficial do

revestimento; classe 2 - requer recolocação do concreto; classe 3 - examinar mais detalhadamente para classificar em 2 ou 4; classe 4 - apresenta redução apreciável na resistência, logo, remoção é necessária ou execução de reforço usando concretagem e armadura adicional.

Ferreira (1978) também expôs comentários sobre os danos causados nas vigas, provenientes da ação do calor, e propôs técnicas para a recuperação das mesmas. Relatou-se que, geralmente, as trincas são causadas por flexão, cisalhamento ou retração. As duas primeiras ocorrem por movimentações intensas durante o incêndio, citam-se movimentos de dilatação horizontal da estrutura, abatimentos verticais ocasionados pelo colapso de pilares, rompimento de uma sequência linear de vigas e lajes ou, ainda, devido a uma ou mais vigas contidas, i.e., uma impede a dilatação da outra, podendo, dessa forma, se auto-esmagar. As trincas de retração são provocadas pela diminuição do tamanho da peça, decorrente da desidratação do concreto após o sinistro. Por se tratarem de trincas inativas, recomenda-se o tratamento por injeção de epóxi, técnica adequada a esse caso (figura 3.19). O autor também explica que a dilatação da armadura principal, podendo ela apresentar “embarrigamentos” em função da instabilidade, seguida da perda de aderência entre o concreto e o aço, promove o aparecimento de fissuras e trincas nos ombros das vigas, em sua parte inferior, num ângulo de aproximadamente 45° , tendendo a separar cunhas nos dois lados do fundo da peça (figura 3.20). Para recomposição, é preciso retirar o concreto fissurado e o substituir por concreto projetado, obedecendo-se a técnicas adequadas. Já as barras de ferro deformadas devem ser eliminadas e substituídas por outras, soldando-se, cortando-se ou se transpassando aos elementos sãos da armadura original. Para recuperar a aderência, é necessário retirar o concreto nos pontos em que essa propriedade tenha sido perdida. Assim, poderá ser aplicada uma nova camada de concreto projetado, precedida da retirada de qualquer revestimento que possa se interpor a essa execução. Ressalta-se que as vigas também estão sujeitas aos fenômenos de esfoliação e calcinação superficial do concreto, devido à desidratação de suas camadas periféricas. Isso pode ser observado pela aparência ligeiramente rosada do material, por sua baixa resistência (camadas se esfarinham quando submetidas à abrasão) e pelo surgimento de uma rede de fissuras, em forma de mapa. Dependendo da situação, deve-se ou não proceder à retirada dessa região comprometida.

Figura 3.19 – Trincas de retração, marcadas pelas setas, e já submetidas ao tratamento de injeção de epóxi (FERREIRA, 1978).

Figura 3.20 – Instabilidade da ferragem principal de uma viga (FERREIRA, 1978).

Nesse mesmo contexto, Almeida (1984) teceu comentários sobre restauração de vigas, apresentando as etapas que devem ser trilhadas para a aplicação de diferentes métodos de reforço como, por exemplo, os tradicionais (introdução de armadura suplementar e aumento da seção) ou utilização de adesivo estrutural para colagem de chapas e perfis metálicos. Ainda foram indicados critérios de geometria, dimensão das seções das vigas, configurações de armaduras e espessuras de cobrimentos que se apresentam mais favoráveis na resistência ao fogo dessas peças. O autor também comentou sobre o comportamento estrutural de vigas simplesmente apoiadas e contínuas e enfatizou o seu melhor desempenho, por conta da redistribuição de momentos que ocorre durante o incêndio.

Em conformidade com Almeida (1984), Margarido (1987) ressaltou a “reserva de segurança” em vigas contínuas e sugeriu que essas peças possuísem armadura negativa ao longo de todo o seu comprimento para se tornarem ainda mais resistentes ao calor ou que, pelo menos, 20% dessa armadura fosse levada até os apoios extremos. Também foram apresentados ábacos de curvas isotérmicas que permitiam relacionar, para cada tempo de exposição ao fogo, as temperaturas atingidas em diferentes pontos internos das vigas.

Em estudos mais recentes, as Dissertações de Mestrado de Soares (2003), Castro (2005) e Miraval (2009) apresentaram métodos distintos para o cálculo dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio de seções transversais de vigas de concreto armado. Em todos os trabalhos, analisaram-se seções retangulares submetidas em três faces (laterais e inferior) a intervalos de 30, 60, 90 e 120 minutos de exposição ao fogo, modelado de acordo com a curva ISO 834

(1999). Admitiram-se casos tanto de momentos positivos quanto negativos, diferentes cobrimentos e configurações de armaduras. Nos três métodos indicados, calcularam-se esses momentos com base no equilíbrio de forças, aplicando-se os coeficientes de redução das resistências dos materiais a partir do campo de temperaturas, determinado de diferentes formas.

Soares (2003) propôs a utilização dos ábacos de curvas isotérmicas padronizados pela versão de 1995 do Eurocode 2 parte 1-2. Os outros dois autores estipularam o uso de programas de computador, com base no método dos elementos finitos, para a análise térmica das seções. Castro (2005) aplicou o *THERSYS* (RIBEIRO, 2004) e Miraval (2009) um programa de sua autoria, desenvolvido a partir do Scilab, *Gmsh* e *openDX*, que consistem em programas livres disponibilizados na internet e aplicados como plataforma para o cálculo numérico, discretização das seções e visualização dos resultados, respectivamente.

É importante esclarecer que Ribeiro (2004), responsável pela concepção do programa de computador *THERSYS*, que realiza análise térmica não linear em regime transiente tanto de modelos bidimensionais quanto tridimensionais, verificou a precisão do mesmo confrontando o campo de temperaturas, encontrado pela análise da seção transversal de uma viga sob laje, a resultados obtidos a partir dos ábacos de isothermas propostos pela versão de 1996 do Eurocode 2 parte 1-2 e por meio do programa de computador *Caltemi* (FIGUEIREDO JÚNIOR, 2002). As faces laterais e inferior da viga e a face inferior da laje estavam submetidas ao aquecimento da curva ISO 834 (1999).

Explana-se que o *Caltemi* também realiza análise térmica com base no método dos elementos finitos e, assim como Ribeiro (2004), com o objetivo de validar o modelo numérico, Figueiredo Júnior (2002) analisou uma viga de concreto retangular exposta em três faces à versão de 1994 da curva ISO 834, porém, não superposta por laje. Compararam-se os resultados às curvas isotérmicas do CEB (1982).

Caldas (2008) desenvolveu modelos numéricos tanto para a análise térmica quanto mecânica de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Dentre eles, aplicou-se o fundamentado no método das diferenças finitas para a determinação da distribuição de temperaturas na seção transversal de uma viga sob laje. Essa seção foi igual à analisada por Ribeiro (2004). Portanto, o autor validou o modelo

apresentado em sua Tese de Doutorado por intermédio de comparações a resultados obtidos com base no método dos elementos finitos e nas isotermas do Eurocode 2 parte 1-2 (2004). A fim de simular o comportamento mecânico dessas estruturas, implementou-se um elemento de viga tridimensional. A não linearidade física foi considerada ao nível seccional, utilizando-se integração nos elementos que discretizam a seção e, para tratamento da não linearidade geométrica, aplicou-se uma formulação corrotacional. As vigas escolhidas para a validação desse elemento correspondem a duas, entre as seis, que foram submetidas a testes de exposição ao fogo por Lin; Ellingwood e Piet (1988), sendo uma delas aquecida conforme curva padronizada e a outra real. Ainda se fizeram comparações a resultados obtidos em Cai; Burgess e Plank (2003), que as avaliaram por meio do VULCAN (HUANG; BURGESS; PLANK, 2003), programa de computador que realiza análise termomecânica tridimensional, com base no método dos elementos finitos, de estruturas metálicas, mistas e de concreto, submetidas a temperaturas elevadas.

Em contraste aos estudos numéricos apresentados previamente, Oliveira (2006) realizou experimentos em vigas simplesmente apoiadas e executou uma análise estatística para avaliar a redução da capacidade resistente dessas peças e verificar a influência, nesse aspecto, de diferentes cobrimentos da armadura, citam-se: cobrimentos de concreto, gesso e vermiculita. As vigas foram, *a priori*, aquecidas em três faces, mediante uma câmara de combustão, considerando-se diferentes intervalos de tempo: 60, 120 e 210 minutos, equivalentes a exposições de 42, 80 e 130 minutos sob a ação da curva de incêndio-padrão ISO 834 (1999). No dia seguinte, aplicaram-se duas cargas concentradas em cada uma delas, até a ruptura. Ao final dos ensaios, verificou-se o impacto do incêndio nessas estruturas de concreto, comparando-se os resultados dos esforços solicitantes no instante do colapso, ou seja, esforços cortantes e momentos máximos, aos provenientes de vigas que não foram submetidas à ação do calor.

Caetano (2008) também desenvolveu um estudo experimental, porém, para avaliar o comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e altas temperaturas. Segundo a autora, esse parâmetro é importante para a adequada transferência de esforços e compatibilização de deformações entre os materiais, colaborando para um bom desempenho global da estrutura. Dentre as técnicas de ensaio descritas na literatura, adotou-se o ensaio de arrancamento

simples (*pull-out test*), recomendado pela RILEM; FIP e CEB (1973), e o ensaio de arrancamento excêntrico (*cantilever bond test*), proposto por Kemp; Brezny e Unterspan (1968). Destaca-se que o segundo ensaio representa mais fielmente situações reais, já que simula a configuração de tensões de aderência existente na extremidade de uma viga (figura 3.21). Para executar esses experimentos, produziram-se corpos de prova de concreto com diferentes resistências à compressão (25, 45 e 65 MPa), nos quais foram inseridas barras de aço com diâmetros distintos (8; 12,5; 16, 20 e 25 mm). Essas amostras foram submetidas, com o auxílio de um forno elétrico, a temperaturas variáveis (ambiente, 200, 400, 600 e 800 °C) e diferentes taxas de corrosão (0, 3, 6, 9 e 12% de perda de massa), consideradas por meio do ensaio de Corrosão Acelerada por Imersão Modificada (CAIM). Esse processo estimula a corrosão pela indução eletroquímica, mediante a aplicação de uma diferença de potencial (ddp) ou de uma corrente elétrica (i), num ambiente rico em cloretos. Ao fim das análises, observou-se que para valores mais baixos, até aproximadamente 300 °C, a temperatura não provoca alteração significativa no desempenho da aderência, mas, a partir de 550 °C, a redução é superior a 50%, para concretos de resistências elevadas (acima de 50 MPa).

Figura 3.21 - Detalhe da distribuição da tensão de aderência nos corpos de prova de arrancamento excêntrico (CAETANO, 2008).

Enquanto isso, Lima (2001) investigou o comportamento, sob ação de temperaturas elevadas, de reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono, por meio de testes de exposição ao fogo em vigas de concreto não armadas, nas quais essa técnica foi aplicada. O autor elucida que o risco de perda da integridade, durante o incêndio, representa uma das principais preocupações no que se refere a esse tipo

de reforço, pois a aderência do tecido ao substrato é realizada com adesivo epóxi, altamente vulnerável ao efeito do calor. Para a análise experimental, adotaram-se corpos de prova prismáticos, representativos de peças em escala reduzida, devido às pequenas dimensões do forno utilizado para aquecimento. Também a esse fato se deve a não armação das vigas, haja vista a dificuldade para confeccionar armaduras com essas dimensões. Avaliou-se a degradação, em termos de resistência do reforço, para temperaturas variando de 80 a 240 °C e tempos de aquecimento de 30 a 120 minutos. Também se investigou o uso de proteções passivas, com argamassa de revestimento e gesso, aplicadas sobre a matriz de epóxi, como forma de atenuar a degradação do polímero. Ao final desse estudo, verificou-se que o adesivo apresenta um processo de volatilização diretamente proporcional à elevação de temperatura, comprometendo a eficácia do reforço. Contudo, a aplicação de revestimentos incombustíveis e isolantes sobre os elementos reforçados retarda esse fenômeno. A figura 3.22 indica a aparência, após os ensaios, dos modelos em que foram aplicados reforços.

Figura 3.22 – Aparência dos modelos reforçados após os testes de exposição ao fogo (LIMA, 2001).

Em sua Tese de Doutorado, Kirchhof (2010) realizou, primeiramente, um estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de *spalling* explosivo em concretos de alta resistência expostos a temperaturas elevadas. Elucida-se que esse fenômeno causa sérios danos devido ao lascamento do material, incrementando de forma significativa a degradação térmica. A partir dos dados coletados na etapa inicial, propôs-se um modelo simplificado para a sua consideração em análises termomecânicas por meio do programa de computador VULCAN e, a partir da aplicação desse modelo, apresentou-se a análise da resposta estrutural de uma viga de concreto armado simplesmente apoiada, considerando-se ou não os efeitos do fenômeno em estudo. Modelou-se essa peça, submetida a um

carregamento uniformemente distribuído e aquecida em três faces (laterais e inferior) com base na curva ISO 834 de 1975, com concreto de resistência à compressão igual a 70 MPa. Discretizou-se a seção com malha de elementos finitos quadráticos e o vão com elementos do tipo viga-pilar. Os resultados indicaram que a perda de seção transversal causada pelo *spalling* explosivo reduz substancialmente o tempo de resistência ao fogo, devido à aceleração dos danos e à redução da capacidade portante dos elementos estruturais de concreto. Por meio da figura 3.23, pode-se observar que o arrefecimento da seção da viga em análise, representada pela perda do cobrimento, conduz a um aumento brusco de temperatura, especialmente na região das armaduras. Desse modo, concluiu-se que se faz necessária a consideração desse fenômeno em estruturas mais suscetíveis a sua ocorrência, ou seja, aquelas fabricadas com concretos de resistência superior a 40 MPa, que apresentam grau de saturação em torno ou superiores a 90%.

Figura 3.23 – Campo térmico da viga em análise em diferentes profundidades e intervalos de tempo, desconsiderando-se e, sem seguida, admitindo-se os efeitos do *spalling* (KIRCHHOF, 2010).

Costa (2002) apresentou, ao longo de sua Dissertação de Mestrado, algumas informações teóricas a respeito de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Dentre elas, os danos causados pelo fogo e as respectivas técnicas para recuperação desses elementos foram abordados. Além disso, indicou-se para dimensionamento o método tabular, proposto pela versão de 2001 do Eurocode 2 parte 1-2, uma vez que, na época, a norma brasileira sobre o projeto de estruturas de concreto nessas condições ainda não havia entrado em vigor. Descreveram-se, ainda, diretrizes para a aplicação dos métodos simplificados, também propostos pela norma europeia, para o cálculo do momento fletor resistente em seções transversais aquecidas.

Já em sua Tese de Doutorado, como alternativa ao método tabular, posteriormente apresentado na versão de 2004 da ABNT NBR 15200, Costa (2008) propôs o método gráfico, que consiste em uma ferramenta expedita para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Esses gráficos do parâmetro μ em função do tempo de resistência ao fogo, em que μ representa a relação entre o momento fletor solicitante em situação de incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, foram implementados a partir de análises termestruturais via Super Tempcalc (FSD, versão de 2002). Consideraram-se seções transversais, com larguras de 14 e 19 centímetros e alturas variáveis (entre 40 e 60 centímetros), sob lajes de 5 centímetros, submetidas a momentos tanto positivos quanto negativos e com diversas taxas de armaduras, dispostas em até três camadas com diferentes cobrimentos (25, 30, 40 e 50 milímetros). A figura 3.24 indica um dos gráficos construídos pela autora. Elucida-se que, apesar de se indicar o momento fletor resistente em situação de incêndio no parâmetro μ , ao longo do trabalho, explicou-se que, para o dimensionamento, visando-se encontrar o tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural, ele deve ser substituído pelo momento solicitante em incêndio, como pontuado anteriormente.

Em sequência a esse estudo, Silva (2010) apresentou o método gráfico para vigas nas quais as seções transversais possuíam as mesmas larguras das que foram analisadas por Costa (2008), 14 e 19 centímetros. Entretanto, delineou-se uma nova proposta: ao invés de taxas, apontaram-se diferentes configurações de armaduras, com o objetivo de facilitar o uso e elevar a praticidade dessa ferramenta (figura 3.25). Também nesse trabalho, o autor expôs informações faltantes, em relação a

vigas, na versão de 2004 da ABNT NBR 15200: valores mínimos de comprimento de ancoragem, taxa máxima de redistribuição de momentos fletores solicitantes (no caso de vigas contínuas) e esclarecimentos sobre o c_1 da armadura longitudinal superior, em que c_1 consiste na distância entre o eixo da mesma e a face do concreto exposta ao fogo.

Figura 3.24 – Método gráfico para viga com seção transversal T de 14 x 50 centímetros, momento positivo, cobrimento de 25 milímetros e armaduras em uma, duas ou três camadas (COSTA, 2008).

Figura 3.25 – Método gráfico para uma viga com seção transversal T de 14 x $h \geq 40$ centímetros, momento positivo, cobrimento de 30 milímetros e armaduras em uma camada (SILVA, 2010).

Uma vez que a principal referência para a revisão da norma citada outrora foi o Eurocode 2 parte 1-2 (2004), em Silva (2011) foram propostas novas alternativas, por meio de análise térmica ou estrutural no Super Tempcalc (FSD, versão de 2000), à determinadas recomendações da norma europeia, consideradas inadequadas aos

costumes brasileiros de projeto. Estudou-se a possibilidade de redução do c_1 em casos em que haja reserva de segurança e, também, o aumento de c_1 lateral em algumas situações. Mais tarde, incorporaram-se as informações apresentadas em Silva (2010, 2011) à versão atualizada da norma, a ABNT NBR 15200:2012.

Vale citar que Silva (1997) apresentou a primeira Tese de Doutorado brasileira sobre estruturas em situação de incêndio e, apesar de ter sido voltada às estruturas de aço, o autor também expôs alguns comentários sobre estruturas de concreto nessas condições. Ademais, o primeiro livro, no espaço lbero-latino-americano, a abordar, exclusivamente, o projeto de estruturas de concreto armado submetidas a incêndio é de sua autoria (SILVA, 2012).

Ao término da revisão de literaturas, tanto internacionais quanto nacionais, pertinentes ao assunto em questão, é importante esclarecer que os trabalhos de Costa (2008) e Silva (2010) representaram a motivação principal para o desenvolvimento desta Dissertação. Aprimorou-se e, ainda, incrementou-se a proposta do método gráfico, como uma ferramenta alternativa ao dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Ele foi concebido para um número superior de seções transversais, ou seja, além de peças com larguras de 14 e 19 centímetros, também se consideraram as dimensões de 25, 30 e 35 centímetros. Além disso, admitiram-se alturas variáveis (40 a 70 centímetros), diferentes posições de momentos e diversas configurações de armaduras, i.e., combinações de barras com diâmetros e cobrimentos distintos, dispostas em uma ou duas camadas, conforme será delineado no capítulo 5.

4 Métodos normalizados para dimensionamento

Inicialmente, é importante esclarecer que as informações apresentadas ao longo deste capítulo têm como base o Eurocode 2 parte 1-2 (2004) e a ABNT NBR 15200:2012. A norma brasileira, referente ao projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, fundamentou-se na norma europeia.

Como discutido no capítulo 2, o aquecimento do concreto conduz à expansão térmica de seus materiais constituintes, evaporação da água, aumento da poropressão e degradação das respectivas propriedades mecânicas. Deve-se certificar que a combinação desses fatores não prejudique as funções corta-fogo¹ e portante da estrutura, uma vez que, segundo o Eurocode 2 parte 1-2 (2004), a resistência ao fogo indica a capacidade da mesma em desempenhar essas funções para determinado modelo de incêndio e tempo de exposição às temperaturas elevadas (Boletim nº 38 da *fib*-CEB, 2007).

A ABNT NBR 15200:2012 assinala que, em situações usuais, os elementos de concreto armado são dimensionados à temperatura ambiente e, somente depois, dependendo de suas características e uso, são verificados quanto à situação de incêndio. Permite-se realizar essa verificação a partir dos seguintes procedimentos:

- Método tabular;
- Método simplificado de cálculo;
- Método avançado de cálculo;
- Método experimental.

Destaca-se que esses métodos foram apresentados em escala crescente de complexidade, por isso, dentre eles, o tabular é o único realmente detalhado, tanto na norma brasileira quanto na europeia, por ser bastante prático e simples. Quanto

¹ Indica a capacidade da estrutura em impedir que o fogo a ultrapasse ou que o calor atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende a estanqueidade à passagem de chamas e o isolamento térmico, sendo relevante a lajes e pilares-paredes, elementos estruturais que podem assumir o desempenho de compartimentação (ABNT NBR 15200:2012; Boletim nº 38 da *fib*-CEB, 2007; Costa, 2008).

aos outros, apenas são apresentadas diretrizes para aplicação, pois demandam programas de computador específicos ou a realização de ensaios em laboratório.

Haja vista que o estudo de estruturas de concreto armado em situação de incêndio é ainda recente no Brasil, as ferramentas necessárias para aplicação desses métodos, que sustentam maior precisão e, dessa forma, conduzem a valores mais realísticos e econômicos, não são comuns à grande parte dos projetistas.

Por esse motivo, o método tabular é geralmente adotado para a verificação de elementos expostos ao fogo. No entanto, apesar da sua praticidade, o uso do mesmo limita, em diversas situações, o dimensionamento a poucos valores, impedindo o profissional de estudar efetivamente o problema e, então, propor soluções diferentes. Ademais, esse método admite, apenas, exposição ao incêndio-padrão, assim como o método simplificado de cálculo.

4.1 Método tabular

Em relação às vigas, é necessário que elas, dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2007, atendam às dimensões mínimas de largura ($b_{\min}$) e distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo (c_1) para um tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) preestabelecido. Essas informações estão compiladas na figura 4.1 e nas tabelas 4.1 e 4.2. Pontua-se que, para valores intermediários de dimensões, podem ser realizadas interpolações lineares.

Figura 4.1 - Dimensões mínimas de largura ($b_{\min}$) e distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

Tabela 4.1 – Método tabular para dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio.

Dimensões mínimas para vigas biapoiadas					
TRRF (min)	Combinações de $b_{\min}/c_1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

Tabela 4.2 – Método tabular para dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórticos de concreto armado em situação de incêndio.

Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos					
TRRF (min)	Combinações de $b_{\min}/c_1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

A partir das tabelas, é possível observar que, para determinado TRRF, larguras maiores resultam em menores distâncias exigidas em relação ao eixo das barras e à face aquecida. Isso tem base na seguinte constatação: em seções transversais maciças, o calor pode se transferir para o núcleo do elemento ao invés de se concentrar na zona periférica, onde se situam as armaduras (WIT, 2011).

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) elucida que este método foi elaborado de forma empírica, i.e., com base na observação de experimentos e, ainda, a partir de conhecimentos teóricos, adotaram-se hipóteses conservadoras e aproximadas para a determinação dos valores tabelados. A norma europeia ainda tem por referência limitar a 500 °C² a temperatura no centro geométrico das barras da armadura tracionada.

² Segundo o Eurocode 2 parte 1-2 (2004), essa hipótese corresponde, aproximadamente, a considerar $S_{d,fi} = 0,7 S_d$ e $\gamma_s = 1,15$.

De acordo com Silva (2012), apesar de ser uma simplificação da realidade, essa teoria é aceita pela comunidade científica internacional, pois se admite que, dessa forma, a segurança estrutural das vigas estará garantida.

Acrescenta-se que as larguras de 190 mm foram inseridas na norma brasileira no lugar das de 200 mm, apresentadas no Eurocode 2 parte 1-2 (2004), por serem mais empregadas no País. Os valores de c_1 para essas peças foram recalculados de acordo com o critério apresentado anteriormente, evitando-se que a temperatura nas armaduras atingisse 500 °C.

Além disso, a ABNT NBR 15200:2012 estabelece algumas prescrições para a aplicação do método tabular, como será apresentado a seguir.

4.1.1 Ruptura por flexão

Neste método, apenas a armadura longitudinal é verificada, pois ensaios mostram que, quando expostas ao fogo, as vigas de concreto rompem usualmente por flexão e não por cisalhamento (ABNT NBR 15200:2012).

O aquecimento faz com que o aço reduza sua resistência à tração e o concreto à compressão, influenciando nos momentos fletores resistentes, que serão cada vez menores durante o sinistro. O colapso dessas estruturas ocorre no instante em que o momento resistente em situação de incêndio diminui de tal forma a se igualar ao momento solicitante, originando no ponto em que as peças estão submetidas ao seu momento máximo, uma rótula plástica³.

As vigas isostáticas são mais sensíveis à ação térmica, uma vez que a formação de apenas uma rótula plástica causa a ruptura. Já nas vigas hiperestáticas, existe uma reserva de capacidade resistente⁴ e, dependendo do seu esquema estático, o colapso não ocorre até que se originem ao menos três rótulas plásticas (figura 4.2).

³ Ao se aumentar continuamente a solicitação de uma viga, um ou mais pontos críticos de momento máximo entrarão em escoamento, dando origem a articulações ou rótulas plásticas (FONTES, 2005).

⁴ A reserva de capacidade resistente decorre da redistribuição de momentos fletores solicitantes porque passam as vigas contínuas quando em situação de incêndio, vide item 4.1.7.

Figura 4.2 – Mecanismos de ruptura em vigas isostáticas e hiperestáticas, respectivamente.

Segundo o Boletim nº 38 da *fib*/CEB (2007), considerando que as vigas são aquecidas através de sua face inferior, o esgotamento da capacidade resistente à flexão pode ocorrer:

- Devido ao escoamento da armadura positiva, haja vista que a mesma está diretamente exposta ao fogo;
- Escoamento da armadura negativa, ocasionada por significativas rotações que podem ocorrer nos apoios, além do decréscimo das propriedades mecânicas do aço, ainda que em menor intensidade, visto que a armadura está relativamente fria;
- Esmagamento do concreto, no caso de momentos negativos próximos aos apoios, em que a zona de compressão está diretamente exposta ao fogo.

No entanto, segundo Rigberth (2000) e Costa (2008), em projeto, assume-se que a ruptura de vigas é dúctil, por excesso de deformação do aço aquecido. Raramente é considerada a ruptura por esmagamento da zona comprimida da seção. O motivo é que as tensões últimas do aço decrescem mais rapidamente em função da temperatura, quando comparadas às tensões últimas do concreto.

A norma brasileira vai além nesse conceito, admitindo que o colapso seja governado pelo escoamento da armadura positiva, sendo desnecessário se verificar a superior, contanto que as vigas satisfaçam às recomendações expostas no próximo item.

Assinala-se que verificações quanto ao *spalling* também são desnecessárias. Uma vez que, conforme a ABNT NBR 15200:2012, para o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, basta atender às dimensões mínimas indicadas no método tabular, depreende-se, portanto, que o eventual efeito desse fenômeno pode ser desprezado.

4.1.2 Armaduras negativas

Considerou-se, na construção das tabelas, a hipótese de vigas com aquecimento em três faces (laterais e inferior), sob lajes. Porém, os valores indicados também podem ser empregados para o caso de vigas aquecidas nas quatro faces, desde que a altura não seja inferior a $b_{\min}$ e a área da seção transversal não seja inferior a $2 b_{\min}^2$.

Conclui-se, a partir dessa observação, que, respeitadas as dimensões mínimas recomendadas pelas tabelas 4.1 ou 4.2, a segurança estará satisfeita para o caso de vigas em ambientes sem compartimentação vertical⁵, se a peça não for relativamente “baixa”. Essa proposição pode ser entendida por meio dos conceitos de convecção, que consiste na propagação de calor proveniente de um gás em movimento até uma superfície sólida, e condução, em que as superfícies são aquecidas em seu interior depois de atingidas por um fluxo convectivo.

Os gases aquecidos no ambiente em chamas, por se tornarem menos densos, tendem sempre a se deslocar com maior intensidade para as camadas superiores. Portanto, por simplificação, admite-se que o calor proveniente dos gases quentes, localizados na face superior das vigas, pouco tende a se transferir para a estrutura. Ainda se assume que o calor que entra através das faces lateral e inferior e, depois, sobe por condução no interior da estrutura, não chegaria com intensidade significativa na armadura superior da viga. Assim, é desnecessário verificar c_1 para a armadura superior, tanto em vigas aquecidas em apenas três faces quanto nas presentes em locais sem compartimentação vertical, em que a armadura negativa está diretamente exposta às temperaturas elevadas.

4.1.3 Armaduras de canto

Há concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas. Por essa razão, em seções transversais com somente uma camada de armaduras e largura

⁵ Impede a propagação do incêndio entre pavimentos consecutivos. Lajes corta-fogo, por exemplo, são fundamentais para garantir a compartimentação vertical.

não superior ao $b_{\min}$ indicado na coluna 3 da tabela 4.1 e coluna 2 da tabela 4.2, conforme o TRRF, a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo (c_{1l}) deve ser 10 milímetros maior que o c_1 dado pelo método tabular.

A fim de permanecer com os valores estipulados em projeto, i.e., não acrescentar os 10 milímetros e então manter os cobrimentos das armaduras tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, estipulam-se as seguintes alternativas:

- Para concreto armado, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior, conforme ABNT NBR 7480:2007, ao calculado. A possibilidade dessa alternativa foi demonstrada em Silva (2011);
- Para concreto protendido, considerar, para efeito de dimensionamento, uma força de protensão igual a 0,7 da indicada para a obra.

4.1.4 Armaduras em várias camadas

Quando as barras da armadura forem dispostas em várias camadas, a distância média à face do concreto (c_{1m}) deve respeitar o valor $c_{1\min}$ tabelado. O valor de c_{1m} deve sempre ser o menor dentre os valores indicados nas equações (4.1) e (4.2).

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \quad (4.1)$$

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}} \quad (4.2)$$

onde:

c_{1hi} = distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima [cm];

c_{1m} = distância média à face do concreto para armadura disposta em camadas [cm];

c_{1vi} = distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga [cm].

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) explica que essas equações são válidas quando todas as barras, constituídas de aço para concreto armado ou protendido, possuem a mesma resistência característica à tração (f_{yk} e f_{pyk} , respectivamente).

Caso a armadura seja composta por aços com diferentes valores de resistência, A_{si} deverá ser substituída por $A_{si} f_{yki}$ ou $A_{si} f_{pyki}$. Ademais, quando armaduras passivas e ativas forem usadas de forma simultânea (elementos parcialmente protendidos, por exemplo), os valores de c_{1m} devem ser calculados separadamente.

Costa (2008) afirma que as equações expostas anteriormente são adequadas a seções transversais regulares aquecidas em todas as faces, em que os gradientes de temperatura são iguais nas direções horizontal e vertical. Para as não regulares, ou seja, aquelas em que altura e largura são diferentes, ou seções aquecidas em três faces ou menos, esta formulação é conservadora, pois usa o mesmo valor de c_{1m} para ambas as direções, admitindo-se a pior situação. A fim de um valor mais preciso, o Boletim de Informação n° 208 da *fib*-CEB (1991) indica a equação (4.3).

$$c_{1m} = \frac{\sum \frac{c_{1vj} A_{sj}}{\theta_{sj}}}{\sum \frac{A_{sj}}{\theta_{sj}}} \quad (4.3)$$

onde:

c_{1vj} = distância da camada de armaduras j , de área A_{sj} , ao fundo da viga [cm];

θ_{sj} = temperatura média das barras presentes na camada de armaduras j [° C].

Nas figuras 4.3 e 4.4, ilustram-se as dimensões (c_{1h1} , c_{1vi} e c_{1vj}) requeridas para a aplicação das equações expostas ao longo desse item.

Figura 4.3 - Distância da barra i à face lateral mais próxima (c_{1hi}) e ao fundo da viga (c_{1vi}).

Figura 4.4 - Distância da camada de armaduras j ao fundo da viga (c_{1vi}).

4.1.5 Armaduras ativas

As tabelas foram elaboradas para armaduras passivas de aço CA-25, CA-50 ou CA-60, considerando-se 500 °C a temperatura crítica do material. Nas armaduras ativas, as temperaturas críticas são menores: 400 °C é equivalente às barras e 350 °C aos fios e cordoalhas.

Por isso, no caso de elementos protendidos, a norma brasileira destaca que os valores de c_1 para armaduras ativas devem ser acrescidos de 10 milímetros, para as barras, e 15 milímetros, para os fios e cordoalhas.

Ainda se recomenda que, uma vez utilizadas armaduras ativas pós-tracionadas (sem aderência), as cabeças de protensão devem ser protegidas.

4.1.6 Redução de c_1

As dimensões tabeladas de c_1 foram obtidas com base nas equações (4.4) e (4.5).

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7 \quad (4.4)$$

$$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1 \quad (4.5)$$

onde:

$A_{s,calc}$ e $A_{s,ef}$ = área de armadura calculada, conforme ABNT NBR 6118:2007, e área realmente instalada, respectivamente [cm^2];

$S_{d,fi}$ e S_d = valores de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio e à temperatura ambiente, respectivamente [kN].

Ao se admitir valores menores aos expostos anteriormente, c_1 pode ser reduzido de Δ_{c1} , por meio da equação (4.6). A sua dedução pode ser vista em Silva (2011).

$$\Delta_{c1} = 24,5 - 35 \frac{S_{d,fi}}{S_d} \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (4.6)$$

onde:

Δ_{c1} = valor a ser descontado na dimensão c_1 [mm].

Adverte-se que essa equação é válida nos intervalos descritos adiante.

$$0,7 \leq \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq 1,0$$

$$0,4 \leq \frac{S_{d,fi}}{S_d} \leq 0,7$$

$$\text{Para } \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} < 0,7, \text{ adotar } \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7; \text{ Para } \frac{S_{d,fi}}{S_d} < 0,4, \text{ adotar } \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,4$$

4.1.7 Vigas contínuas e redistribuição de momentos

Para vigas contínuas com TRRF ≥ 90 minutos, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 \ell_{ef}$ (exposto na figura 4.5), não deve ser menor do que o valor indicado na equação (4.7).

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \left(1 - \frac{2,5x}{\ell_{ef}} \right) \quad (4.7)$$

onde:

$A_{s,calc}(x)$ e $A_{s,calc}(0)$ = mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância x e área de armaduras negativas calculada conforme ABNT NBR 6118:2007, respectivamente [cm²];

ℓ_{ef} = comprimento efetivo do vão da viga determinado conforme ABNT NBR 6118:2007 [cm];

x = distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada [cm].

Figura 4.5 – Envoltória de momentos fletores (ABNT NBR 15200:2012; adaptado).

A tabela 4.2 somente poderá ser utilizada se o coeficiente de redistribuição de momentos fletores solicitantes à temperatura ambiente respeitar os limites estabelecidos na seção 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2007, transcritos abaixo. Caso contrário, considera-se a viga simplesmente apoiada e se utiliza a tabela 4.1 ou deve ser elaborada análise mais precisa.

- A relação entre o coeficiente de redistribuição (δ) e a posição da linha neutra (x/d), para o momento reduzido (δM), deve obedecer às equações (4.8) e (4.9).

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \frac{x}{d} \quad (\text{concretos com } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad (4.8)$$

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \frac{x}{d} \quad (\text{concretos com } f_{ck} > 35 \text{ MPa}) \quad (4.9)$$

onde:

x = altura da linha neutra da seção transversal [cm];

d = altura efetiva da seção [cm].

- O coeficiente de redistribuição (δ) deve, ainda, satisfazer os limites expostos nas equações (4.10) e (4.11).

$$\delta \geq 0,90 \quad (\text{estruturas de nós móveis}) \quad (4.10)$$

$$\delta \geq 0,75 \quad (\text{estruturas de nós fixos}) \quad (4.11)$$

o Mesmo quando não forem efetuadas redistribuições, a posição da linha neutra no estado limite último (ELU) deve respeitar os limites impostos nas equações (4.12) e (4.13). Esses limites podem ser modificados caso sejam aplicados detalhes especiais de armaduras, tais como os que produzem confinamento nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais.

$$\frac{x}{d} \leq 0,5 \quad (\text{concretos com } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad (4.12)$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,4 \quad (\text{concretos com } f_{ck} > 35 \text{ MPa}) \quad (4.13)$$

A ABNT NBR 15200:2012 não se pronuncia sobre a redistribuição de momentos em situação de incêndio. Quando uma viga contínua é exposta ao fogo pela face inferior de seus vãos, a armadura inferior, “responsável” pelo momento positivo, se aquece e, assim, perde resistência em maior grau, quando comparada à armadura superior do momento negativo, que por não estar diretamente exposta às altas temperaturas permanece relativamente fria e com resistência pouco prejudicada. Logo, ao contrário do projeto à temperatura ambiente, os momentos podem ser redistribuídos do positivo para o negativo, gerando uma situação favorável de resistência ao fogo nos pontos críticos da peça, i.e., os momentos solicitantes positivos (figura 4.6).

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) explica que deve haver limites para essa redistribuição, salvo se forem feitas análises mais precisas. É sabido que as vigas de concreto armado se tornam mais dúcteis sob a ação do fogo, portanto, o coeficiente de redistribuição de momentos em situação de incêndio pode ser maior do que o aplicado à temperatura ambiente, uma vez que a capacidade de rotação dos apoios é majorada nessas condições. Assim, esta autora entende que, por simplificação, ao se admitir os mesmos coeficientes utilizados *a priori*, para a situação normal, a segurança estará satisfeita sem a necessidade de verificações.

Apesar de não ser possível incorporar a redistribuição de momentos em situação de incêndio ao método tabular, adianta-se que esse artifício pode ser aplicado no método gráfico, que consiste numa ferramenta alternativa, apresentada no capítulo 6 desta Dissertação, para o dimensionamento de vigas expostas ao fogo.

Figura 4.6 – Redistribuição de momentos fletores solicitantes numa viga contínua sob incêndio.

A título de colaboração, serão disponibilizadas as equações (4.14) a (4.17), recomendadas pelo CRSI (1980), para se determinar os momentos solicitantes negativos em situação de incêndio de alguns modelos de vigas hiperestáticas, representativas de trechos de vigas contínuas submetidas a carregamentos uniformemente distribuídos. Enfatiza-se que esses momentos são calculados a partir dos positivos, nos quais se aplicam os coeficientes de redistribuição. No caso de vãos intermediários, também é preciso se encontrar o momento negativo atuante no vão precedente àquele em análise.

É oportuno destacar que essas equações também podem ser reproduzidas para a redistribuição de momentos à temperatura ambiente. Para isso, basta considerar como dado de entrada ao problema, os momentos solicitantes negativos reduzidos, sendo estes calculados com os coeficientes próprios à situação normal.

$$M_{Sd,fiR}^{+} = \delta M_{Sd,fi}^{+} \quad (4.14)$$

- Vão extremo de viga contínua (figura 4.7);

$$M_{Sd,fiR}^{-} = \frac{p_{d,fi} L^2}{2} - p_{d,fi} L^2 \sqrt{\frac{2 M_{Sd,fiR}^{+}}{p_{d,fi} L^2}} \quad (4.15)$$

- Vão com momentos fletores solicitantes negativos diferentes (figura 4.8);

$$M_{Sd,fiR2}^{-} = \frac{p_{d,fi} L^2}{2} + M_{Sd,fiR1}^{-} - \sqrt{2 p_{d,fi} L^2 (M_{Sd,fiR1}^{-} + M_{Sd,fiR}^{+})} \quad (4.16)$$

- Vão com momentos fletores solicitantes negativos iguais (figura 4.8).

$$M_{Sd,fiR}^{-} = \frac{p_{d,fi} L^2}{8} - M_{Sd,fi}^{+} \quad (4.17)$$

onde:

$M_{Sd,fi}^{+}$ = momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio positivo, antes da redistribuição [kN m];

$M_{Sd,fiR}^{+}$ e $M_{Sd,fiR}^{-}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio redistribuídos, positivo e negativo, respectivamente [kN m];

L = comprimento do vão da viga [m];

$p_{d,fi}$ = valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio [kN m];

δ = coeficiente de redistribuição.

Figura 4.7 - Procedimentos para redistribuição de momentos fletores solicitantes em situação de incêndio no vão extremo de uma viga contínua submetida a carregamento uniformemente distribuído.

Figura 4.8 - Procedimentos para redistribuição de momentos fletores solicitantes em situação de incêndio em vãos, de uma viga contínua submetida a um carregamento uniformemente distribuído, com momentos negativos diferentes e iguais, respectivamente.

4.1.8 Vigas com largura variável

As tabelas foram construídas para seções transversais retangulares. Portanto, nas vigas com largura variável, geralmente estruturas pré-moldadas, $b_{\min}$ se refere ao mínimo valor da largura da seção (b), medido ao nível do centro geométrico das armaduras, enquanto b_w consiste na menor largura da alma, que deve atender aos valores do método tabular (figura 4.9).

Na verificação de vigas com talão (figura 4.9c), devem ser maiores do que $b_{\min}$ tanto b quanto a altura efetiva (d_{ef}), sendo esta determinada pela equação (4.18).

$$d_{ef} = d_1 + 0,5 d_2 \quad (4.18)$$

Se $b \geq 1,4 b_w$ e $(b d_{ef}) < 2 b_{\min}^2$, c_1 deve ser acrescido com base na equação (4.19).

$$c_1 \left(1,85 - \frac{d_{ef}}{b_{\min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq c_1 \quad (4.19)$$

Segundo o Eurocode 2 parte 1-2 (2004), aberturas nas almas das vigas não afetam a resistência ao fogo desde que a área restante da seção transversal do elemento (A_c), na zona tracionada, não seja inferior a $2 b_{\min}^2$.

Figura 4.9 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seções transversais de vigas (ABNT NBR 15200:2012; adaptado).

4.1.9 Aplicação de revestimento

A presença de uma camada de revestimento contra fogo prevê uma barreira à passagem do calor e retarda o aquecimento no interior da estrutura de concreto, haja vista que os materiais utilizados nessa prática apresentam baixa condutividade, se comparados aos materiais estruturais (CUOGHI, 2006).

Morris; Read e Cooke⁶ (1988) apud Boletim n° 38 da *fib*-CEB (2007) explicam que, caso as dimensões de determinado elemento sejam menores do que os valores mínimos indicados nas tabelas e não seja possível, devido a questões de projeto, por exemplo, aumentar essas dimensões, a resistência ao fogo pretendida pode ser alcançada por meio da aplicação desses sistemas de revestimento contra fogo.

Esse conceito é ratificado pela norma brasileira, ou seja, permite-se incorporar a espessura de revestimentos não combustíveis às dimensões das vigas, desde que eles sejam aderentes às faces do elemento durante o incêndio (COSTA, 2008).

Cuoghi (2006) acrescenta que as fibras e argamassas projetadas para esse fim devem trabalhar monoliticamente com a estrutura e acompanhar seus movimentos, sem que ocorram fissuras ou desprendimento, formando uma camada homogênea e contínua, que penetre em todos os cantos e reentrâncias da peça.

A seguir, indicam-se as prescrições da ABNT NBR 15200:2012 relacionadas ao uso de revestimentos.

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a ABNT NBR 13528:2010) têm 67 % de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração segundo a ABNT NBR 13528:2010) têm 100 % de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

⁶ MORRIS, W. A.; READ, R. E. H; COOKE, G. M. E. **Guidelines for the construction of fire-resisting structural elements**. Watford: IHS BRE Press, 1988. 39 p.

4.1.10 Concreto com agregados calcários

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) explica que os valores tabelados se aplicam a concretos de massa específica normal (2000 a 2800 kg/m³) preparados com agregados silicosos. Ademais, o Boletim de Informação nº 208 da *fib*-CEB (1991) afirma que o teor de umidade do material é, aproximadamente, 2 a 3%, em relação ao seu peso.

A ABNT NBR 15200:2012 não se pronuncia quanto à aplicação do método tabular para concretos à base de agregados calcários ou leves. No entanto, a norma europeia prescreve que, nesses casos, as dimensões mínimas exigidas para a seção transversal das vigas poderão ser reduzidas em 10%.

Isso se deve ao fato desses agregados apresentarem melhor comportamento frente ao fogo, quando comparados aos silicosos (consoante figura 2.9 deste trabalho, em que a redução da resistência à compressão do concreto em situação de incêndio é mais branda quando preparado com agregados predominantemente calcários).

4.2 Métodos simplificados

No método tabular, para determinado TRRF, verificam-se as dimensões das vigas, de forma a estarem compatíveis com os valores mínimos prescritos. Enquanto isso, nos métodos simplificados⁷, a avaliação da resistência ao fogo consiste em analisar se, para esse tempo requerido, a equação (4.20) é satisfeita.

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (4.20)$$

onde:

$R_{d,fi}$ = valor de cálculo do esforço resistente em situação de incêndio [kN].

⁷ Assim como os tabulares, dispensam verificações ao cisalhamento e efeitos oriundos do *spalling*.

Por isso, as hipóteses apresentadas na ABNT NBR 15200:2012, como embasamento para aplicação desses métodos, indicam diretrizes para o cálculo dos esforços resistentes e solicitantes em situação de incêndio.

Os esforços resistentes podem ser determinados de modo semelhante ao projeto à temperatura normal, i.e., mediante o equilíbrio de esforços na seção. Contudo, devem ser aplicados os fatores de redução das resistências dos materiais devido à exposição ao fogo ($k_{s,\theta}$ e $k_{c,\theta}$) e os coeficientes de ponderação adequados à situação excepcional ($\gamma_{s,fi}$, $\gamma_{c,fi}$ e α_{fi}), vide itens 2.3.1.1 e 2.3.2.

Os fatores de redução são calculados em função das temperaturas. Assim, é necessário, *a priori*, definir-se o campo térmico da seção transversal. Segundo a norma brasileira, essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica⁸ ou em programas de computador específicos, que ponderam o aquecimento dos elementos estruturais por meio de fluxos de calor convectivo e radioativo.

Uma vez determinados esses fatores, deve-se adotar para o concreto e para o aço a resistência de cálculo média em situação de incêndio. Essa média se obtém distribuindo uniformemente na parte comprimida da seção de concreto e na armadura a perda total de resistência, devido ao aquecimento, de cada material.

Em alternativa ao procedimento descrito anteriormente⁹, podem ser aplicados métodos que consideram a seção transversal de concreto reduzida devido à exposição ao fogo, de modo a simular o arrefecimento da resistência. Dentre eles, citam-se os métodos da isoterma de 500 °C e das zonas, cujas diretrizes são apresentadas mais adiante (itens 4.2.2 e 4.2.3), com base nas informações do Eurocode 2 parte 1-2 (2004). Ressalta-se que a norma brasileira, apesar de permitir a aplicação, não detalha o cálculo a partir desses métodos.

Quanto à determinação dos esforços solicitantes em situação de incêndio, deve-se aplicar o disposto a seguir, no item 4.2.1.

⁸ O anexo A do Eurocode 2 parte 1-2 (2004), por exemplo, fornece o campo de temperaturas para determinadas seções de vigas expostas ao incêndio padrão ISO 834 (1999).

⁹ No capítulo 5 desta Dissertação, apresentam-se exemplos práticos de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio de vigas de concreto armado com base nos procedimentos indicados pela ABNT NBR 15200:2012.

4.2.1 Esforços solicitantes em situação de incêndio

A expressão para combinação última excepcional das ações, recomendada pela ABNT NBR 8681:2004, pode ser aplicada para esse fim. Ela é representada por meio da equação (4.21), na qual são desprezados os efeitos das deformações térmicas pelo fato dos esforços decorrentes das mesmas serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem ao longo do sinistro.

$$S_{d,fi} = 1,2 \sum_{i=1}^m S_{Gi,k} + 0,7 \sum_{j=1}^n \psi_2 S_{Qj,k} \quad (4.21)$$

onde:

$S_{d,fi}$ = valor de cálculo da ação na combinação excepcional [kN];

$S_{Gi,k}$ = valor característico da ação permanente i [kN];

$S_{Qj,k}$ = valor característico da ação variável j [kN];

ψ_2 = fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis [adimensional].

Segundo a ABNT NBR 8681:2004, para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o valor de ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7, como exposto na equação em análise. Na tabela 4.3, reproduzem-se os valores de ψ_2 que devem ser aplicados em relação às ações variáveis de edificações.

Quando não há qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, permite-se adotar, alternativamente, o valor de cálculo do esforço solicitante em situação de incêndio igual a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, considerando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, i.e., admite-se $S_{d,fi} = 0,7 S_d$.

Os valores de cálculo dessas solicitações sofrem uma redução pelo fato dos incêndios representarem ações excepcionais, ou seja, é pequena a probabilidade de ocorrência durante o período de vida útil da estrutura, além de ser uma ação de curta duração.

Tabela 4.3 - Fatores de combinação (ψ_2) utilizados para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis em edificações.

Característica do local	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, tais como, edificações residenciais e de acesso restrito.	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas, tais como, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,6

Fonte: ABNT NBR 8681:2004.

4.2.2 Método da isoterma de 500 °C

De acordo com Purkiss (2007), esse método foi originalmente proposto pelo pesquisador Yngve Anderberg, no trabalho intitulado *Analytical Fire Engineering Design of Reinforced Concrete Structures Based on Real Fire Characteristics*, e pode ser aplicado a seções expostas tanto ao incêndio-padrão quanto a qualquer outro regime de incêndio, desde que o mesmo provoque campos de temperaturas semelhantes (isotermas) no elemento em análise. Além disso, é válido para seções transversais em que as larguras possuam, no mínimo, as dimensões indicadas na tabela 4.4 para exposição ao incêndio-padrão.

Tabela 4.4 - Largura mínima da seção transversal para uso do método da isoterma de 500 °C (exposição ao incêndio-padrão).

TRRF [min]	Largura mínima [mm]
60	90
90	120
120	160
180	200
240	280

Fonte: Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Como dito antes, o método simula o decaimento da resistência do concreto aquecido a partir da redução de sua área resistente. A região “descartada” é aquela em que a temperatura no concreto é maior que 500 °C, pois se assume que nessa condição o material já se encontra demasiadamente prejudicado devido à ação do fogo.

A seção reduzida, também denominada em algumas literaturas como efetiva ou residual, é aquela envolta pela isoterma de 500 °C e, segundo a hipótese adotada no método, a resistência característica à compressão do concreto presente nessa região é a mesma considerada à temperatura ambiente, ou seja, nos cálculos, desconsidera-se o fator redutor da resistência desse material em função de temperaturas elevadas, como indicado na equação (4.22).

Elucida-se que, na realidade, isso não ocorre. No entanto, experimentos empíricos em concretos com agregados silicosos, considerando diferentes carregamentos e tipos de exposição ao fogo, confirmaram que essa hipótese simplificada conduz a bons resultados (ANDERBERG¹⁰, 1978 apud RIGBERTH, 2000).

$$f_{cd,fi} = f_{ck} \quad (4.22)$$

onde:

f_{ck} e $f_{cd,fi}$ = resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente e resistência de cálculo à compressão do concreto em situação de incêndio, respectivamente [MPa].

A figura 4.10 apresenta as prescrições do Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para a redução de diferentes seções. Os cantos arredondados das isothermas podem ser considerados aproximando a forma real das mesmas à um quadrado ou retângulo.

Figura 4.10 – Redução de seções de concreto armado com base no método da isoterma de 500 °C: exposição ao fogo em três faces com zona tracionada exposta, exposição em três faces com zona comprimida exposta e exposição em quatro faces (viga ou pilar) (EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

¹⁰ ANDERBERG, Y. Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based on real fire characteristics. In: CONGRESS OF THE FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎTE, 8., 1978, London. **Proceedings...** London: Cement and Concrete Association, 1978. p. 112-123.

Ainda nesse figura, observa-se que, em certos casos, algumas barras da armadura não estão inseridas na seção transversal remanescente. Entretanto, mesmo assim, elas devem ser consideradas no cálculo do momento resistente em situação de incêndio, em que os redutores de resistência do aço devem ser aplicados. Para isso, é preciso a determinação das temperaturas nos eixos das barras.

Apesar da redução de resistência ser considerada apenas no aço, no cálculo das forças resultantes em ambos os materiais, devem-se aplicar, tanto os coeficientes de ponderação das resistências ($\gamma_{s,fi}$, $\gamma_{c,fi}$) quanto o redutor do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto (α_{fi}), para a situação de incêndio.

4.2.3 Método das zonas

Também conhecido por método das faixas, foi idealizado pelo autor dinamarquês Kristian Hertz, no trabalho *Analyses of Prestressed Concrete Structures Exposed to Fire* (HERTZ, 1985). Apesar de a filosofia de cálculo ser análoga à aplicada no método da isoterma de 500 °C, seus resultados são mais precisos, especialmente para pilares, haja vista que a seção reduzida é determinada de forma mais complexa e realística (KLEIN JÚNIOR, 2011; BOLETIM nº 46 da *fib*-CEB, 2008).

Aliás, essa seção é obtida mediante o descarte de zonas de concreto, paralelas às faces expostas ao fogo, que são danificadas pela ação do calor. Gonçalves (2007) enfatiza que a desconsideração de determinadas partes degradadas depende do tipo de elemento e de suas condições de exposição ao fogo (figura 4.11).

O mesmo conceito se justapõe à largura da seção para o qual o método será aplicado (w). Em peças retangulares com apenas uma face aquecida, tais como, a laje da figura 4.11c e a mesa da viga T, ilustrada em 4.11f, w é igual às respectivas alturas. Para seções retangulares em que duas faces opostas estão submetidas ao calor como, por exemplo, a alma da viga T e os elementos indicados nas figuras 4.11a, b, d, e, admite-se esse parâmetro igual à metade da largura da peça (visto a simetria, repetem-se os valores encontrados nos cálculos para a outra extremidade).

Figura 4.11 – Redução, via método das zonas, de diferentes seções transversais expostas ao fogo (EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

Segundo a norma europeia, a espessura das zonas a serem descartadas (a_z) deve ser determinada com base nos procedimentos listados a seguir, que podem ser mais bem entendidos por intermédio da figura 4.12.

- Divide-se w em, no mínimo, três zonas paralelas com larguras iguais;
- Determina-se a temperatura no centro geométrico da cada uma dessas zonas;
- Define-se o fator de redução da resistência à compressão do concreto para as temperaturas determinadas no item anterior;
- Por meio da equação (4.23), calcula-se o valor médio do fator de redução, de modo a considerar, na seção em análise, a variação de temperatura em cada zona;

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c,\theta i} \quad (4.23)$$

onde:

n = número de zonas paralelas [adimensional];

$k_{c,\theta i}$ = fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ da zona i [adimensional];

$k_{c,m}$ = fator de redução médio da resistência do concreto [adimensional].

- Determina-se a temperatura no centro geométrico da seção total (ponto M), i.e., com base na largura e altura reais da peça;
- Calcula-se o fator de redução da resistência à compressão do concreto para a temperatura determinada anteriormente;
- Aplica-se a equação (4.24) para se encontrar a largura da zona danificada.

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}} \right] \quad (4.24)$$

onde:

w = largura da seção para a qual o método é aplicado [mm];

$k_{c,\theta M}$ = fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ do ponto M [adimensional].

Figura 4.12 – Divisão em zonas, de um elemento exposto ao fogo em ambos os lados, para o cálculo da redução de resistência e dos valores de a_z (EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

Nos elementos retangulares em que a largura é menor que a altura e, além das faces laterais, a inferior, superior ou ambas também estão expostas ao fogo, considera-se o valor de a_z , para as zonas horizontais destas extremidades, igual ao valor calculado para as laterais (figuras 4.11b, e, alma da viga T).

Após o cômputo da seção transversal reduzida, procede-se à determinação do momento fletor resistente em situação de incêndio, via equilíbrio de esforços. Ao contrário do método da isoterma de 500 °C, em que não se aplica fator de redução à resistência do concreto localizado nessa seção, admite-se, no método das faixas, o fator $k_{c,\theta M}$, como indicado na equação (4.25).

$$\begin{aligned} f_{cd,fi} &= f_{cd,\theta M} \\ f_{cd,\theta M} &= k_{c,\theta M} f_{ck} \end{aligned} \quad (4.25)$$

onde:

$f_{cd,\theta M}$ = resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura θ do ponto M [MPa].

Apesar de ser um fator relativamente alto para se determinar a perda de resistência de toda a seção residual, visto que o ponto M se localiza no “núcleo frio” de estruturas usuais de concreto, ressalta-se que essa redução já havia sido considerada, sobretudo, a partir do abatimento da área resistente do material.

Quanto ao arrefecimento da resistência à tração das armaduras, repetem-se os procedimentos indicados no item 4.2.2. Por fim, é oportuno lembrar que o método das zonas é aplicável a seções transversais de vigas, lajes, pilares¹¹ e paredes, expostas ao incêndio-padrão ou qualquer outra curva de incêndio totalmente desenvolvida. Porém, o Eurocode 2 parte 1-2 (2004) fornece gráficos para aplicação direta deste método, unicamente, em relação à elementos de concreto produzidos com agregados silicosos e expostos ao primeiro caso de aquecimento citado.

4.3 Métodos avançados

De acordo com a norma europeia, os métodos avançados conduzem a análises mais realísticas do desempenho das estruturas de concreto armado frente ao fogo, uma vez que os cálculos se baseiam na modelagem do comportamento físico

¹¹ O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) indica uma equação para se considerar, no método das zonas, os efeitos da não linearidade geométrica em pilares e paredes.

fundamental dos materiais. Logo, considerando-se que estes métodos podem ser aplicados para a análise global de uma estrutura em situação de incêndio, torna-se imprescindível que os mesmos levem em consideração os seguintes requisitos.

- Diferentes modos de colapso, tais como, aqueles ocasionados devido a esforços de cisalhamento, capacidade insuficiente de rotação nos apoios, *spalling*, perda de aderência, entre outros;
- Ação térmica nas propriedades dos materiais e na rigidez dos elementos;
- Esforços indiretos, resultantes dos efeitos das deformações térmicas restringidas.

A ABNT NBR 15200:2012 também apresenta algumas recomendações. Indica-se, por exemplo, que a combinação de ações para o cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio deve ser composta, rigorosamente, com base na ABNT NBR 8681:2004. Esses valores devem ser acrescidos dos efeitos das deformações, citados anteriormente, desde que eles sejam calculados por modelos não lineares capazes de avaliar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem nos elementos. Idem aos métodos simplificados, os esforços resistentes devem ser definidos ponderando os efeitos do fogo em certas propriedades dos materiais. Porém, ambas as distribuições, de temperatura e de resistência, precisam ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas. Por fim, a norma brasileira explana que a verificação da capacidade resistente deve respeitar os preceitos da ABNT NBR 6118:2007.

Vila Real e Lopes (2011) afirmam que os métodos avançados são, usualmente, empregados por intermédio de programas de computador que aferem a resposta termomecânica das estruturas via método dos elementos finitos. Aliás, o estado da arte sobre vigas de concreto armado em situação de incêndio, apresentado no capítulo anterior desse trabalho, confirma a observação dos autores, mencionando ABAQUS, ALGOR, DYNA3D, SAFIR, Super Tempcalc e VULCAN como exemplos de códigos computacionais com base no método citado.

Adverte-se que os programas utilizados para esse tipo de análise devem ser de uso consagrado internacionalmente ou, caso contrário, é preciso que seus modelos de cálculo sejam validados mediante a comparação a resultados obtidos a partir de

ensaios experimentais. Esses resultados poderão se referir a temperaturas, deformações específicas ou tempos de resistência ao fogo (ABNT NBR 15200:2012; EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

Além disso, Klein Júnior (2011) aponta a importância de se compreender com clareza as limitações e o campo de validade de cada uma dessas ferramentas, para que sejam usadas de acordo com suas potencialidades, evitando o risco de tirar conclusões fundamentadas em algoritmos inadequados ao problema em estudo.

Tal recomendação se sobrepõe ao fato de que, rotineiramente, esses programas são utilizados com o propósito de investigação, a fim de se desenvolver métodos simplificados a serem aplicados de forma prática, no dia a dia, para a verificação do comportamento ao fogo de elementos estruturais isolados (GONÇALVES, 2007).

Destaca-se, ainda, que o emprego de métodos avançados de cálculo requer, não somente, o uso desses algoritmos, mas, também, profundo conhecimento teórico. Assim, esses devem ser conduzidos por especialistas na área de engenharia de estruturas em situação de incêndio (WIT, 2011).

4.3.1 Cisalhamento

Conforme esclarecido ao longo deste capítulo, os métodos tabulares e simplificados para o dimensionamento de vigas de concreto em situação de incêndio dispensam a verificação do esforço cortante. Enquanto isso, os métodos avançados consideram o cisalhamento uma possível causa de ruptura dessas peças.

Há uma consciência crescente, por parte dos projetistas, de que esse tipo de solicitação, gerado em função de expansões térmicas restringidas¹², por exemplo, pode governar o colapso de elementos de concreto aquecidos (SMITH et al., 2011).

O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) apresenta um método para que essa verificação seja realizada. Contudo, a norma em questão enfatiza que se trata de um procedimento

¹² Quando uma ou mais vigas estão contidas, i.e., uma está impedindo a dilatação da outra, essas peças podem se auto-esmagar (FERREIRA, 1978).

simplificado e justifica que, devido às rupturas por cisalhamento serem raras, o método em questão não está totalmente validado.

Os cálculos, indicados a seguir, se apoiam na hipótese de que a capacidade ao corte de determinado elemento exposto ao fogo pode ser derivada dos processos efetuados no projeto à temperatura ambiente, porém, considerando-se o efeito das altas temperaturas, que reduzem a força resultante nos estribos e a área efetiva das seções transversais (FARIA; XAVIER; VILA REAL, 2010).

- Define-se a seção transversal reduzida com base no método da isoterma de 500 °C ou das zonas (itens 4.2.2 e 4.2.3, respectivamente);
- Determina-se a resistência de cálculo à compressão do concreto presente na seção reduzida a partir da equação (4.22), caso o método da isoterma de 500 °C tenha sido aplicado no item anterior, e a equação (4.25) para o método das zonas;
- Determina-se a resistência de cálculo à tração do concreto presente na seção reduzida por intermédio das equações (4.26) e (4.27).

$$f_{ctd,fi} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{método da isoterma de } 500 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (4.26)$$

$$f_{ctd,fi} = k_{ct,\theta M} \times 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{método das zonas}) \quad (4.27)$$

onde:

$f_{ctd,fi}$ = resistência de cálculo à tração do concreto em situação de incêndio [MPa];

$k_{ct,\theta M}$ = fator de redução da resistência à tração do concreto em função da temperatura θ do ponto M [adimensional].

A norma europeia indica as equações (4.28) e (4.29) para se determinar $k_{ct,\theta}$.

$$k_{ct,\theta} = 1 \quad (\text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (4.28)$$

$$k_{ct,\theta} = 1 - \frac{(\theta - 100)}{500} \quad (\text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (4.29)$$

onde:

$k_{ct,\theta}$ = fator de redução da resistência à tração do concreto à temperatura θ [adimensional].

○ Define-se a seção transversal efetiva de concreto tracionado. Segundo o Eurocode 2 parte 1-1 (2004), a altura dessa seção, ilustrada na figura 4.13, consiste no menor dentre os valores indicados nas equações (4.30) a (4.32);

$$h_{c,ef} < 2,5 (h - d) \quad (4.30)$$

$$h_{c,ef} < \frac{(h - x)}{3} \quad (4.31)$$

$$h_{c,ef} < \frac{h}{2} \quad (4.32)$$

onde:

d = altura efetiva da seção transversal¹³ [cm];

h = altura da seção [cm];

x = altura da linha neutra da seção [cm];

$h_{c,ef}$ = altura da seção efetiva de concreto tracionado [cm].

Figura 4.13 – Seção efetiva de concreto tracionado numa viga (EUROCODE 2 PARTE 1-1, 2004).

○ Define-se a temperatura no ponto P: interseção dos estribos com a reta a-a, que delimita a parte superior da seção efetiva de concreto tracionado (figura 4.14);

○ Determina-se, pela equação (4.33), a resistência de cálculo à tração no aço dos estribos, aplicando o fator redutor obtido em função da temperatura no ponto P, definida anteriormente. Os valores de $k_{s,\theta}$ podem ser encontrados no item 2.3.2;

¹³ Admitem-se as dimensões da seção transversal completa, ou seja, não reduzida pelo método da isoterma de 500°C ou das zonas.

$$f_{sd,\theta P} = k_{s,\theta P} f_{yk} \quad (4.33)$$

onde:

f_{yk} = resistência característica à tração no aço [MPa];

$f_{sd,\theta P}$ = resistência de cálculo à tração do aço à temperatura θ do ponto P [MPa];

$k_{s,\theta P}$ = fator de redução da resistência à tração do aço em função da temperatura θ do ponto P [adimensional].

Figura 4.14 – Ponto P, determinante da temperatura nos estribos (EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

○ As dimensões da seção transversal reduzida pelo método da isoterma de 500 °C ou das zonas e, ainda, as resistências minoradas do concreto e do aço, podem ser aplicadas diretamente aos métodos de cálculo, preconizados pela ABNT NBR 6118:2007, para verificação do cisalhamento.

A fim de justificar a escolha do “ponto P” para o cálculo da temperatura nos estribos, a norma europeia esclarece que ao contrário da análise térmica realizada nas armaduras longitudinais (resistem aos esforços de flexão), em que se modela apenas a massa de concreto da seção transversal, sem o aço, e se admite a temperatura no eixo das barras igual à temperatura do concreto nesse ponto, no caso das armaduras transversais (resistem ao cisalhamento), essa aproximação não é apropriada, haja vista que as mesmas atravessam zonas da seção que possuem temperaturas diferentes. Em geral, os cantos e a base de uma viga são mais quentes do que a face superior (admitindo-se a atuação do fogo por baixo dessas peças). Assim, o calor se propaga através dos estribos mediante as zonas mais

aquecidas para as mais frias e, por isso, a temperatura, que tende a se uniformizar ao longo de todo seu comprimento, é inferior à do concreto que os envolve.

Com o objetivo de definir apenas um ponto que assinale determinada temperatura de referência para os estribos, toma-se uma “zona crítica” da seção. Inversamente à temperatura, os estribos não se deformam, ao longo de seu comprimento, de maneira uniforme. A tensão máxima nessas armaduras ocorre nas proximidades de fissuras de cisalhamento (a figura 4.15 ilustra que estas cruzam os estribos em vários níveis acima da armadura de flexão). Visto essa particularidade, calcula-se a área efetiva de tensões de tração no concreto, i.e., determina-se a área propícia à ocorrência dessas fissuras e, por conseguinte, estipula-se como a temperatura de referência àquela obtida em função do ponto que cruza os estribos com o limite superior dessa área. O Eurocode 2 parte 1-2 (2004) assinala que a temperatura no aço pode ser calculada por um programa de computador [entende-se que, nesse caso, modela-se o estribo] ou a partir de ábacos de temperaturas que são fornecidos em seu anexo A. Salienta-se que as seções expostas nesses ábacos foram analisadas termicamente sem levar em conta qualquer armadura.

Figura 4.15 – Fissuras de cisalhamento cruzando os estribos em vários níveis acima da armadura de resistência à flexão (EUROCODE 2 PARTE 1-2, 2004).

Faria; Xavier e Vila Real (2010) efetuaram análises térmicas em determinados pilares de concreto, por meio do programa de computador SAFIR, ora modelando e ora desconsiderando o aço nas seções transversais, a fim de verificar as mudanças que poderiam ocorrer nas temperaturas devido à presença dos estribos. A partir da figura 4.16, observa-se que a evolução delas, ao longo do incêndio, se apresentou semelhante nos pares de pontos escolhidos. Com base nesse estudo preliminar, os autores concluíram que para a avaliação da ruptura ao cisalhamento por intermédio

de métodos simplificados [por exemplo, o disposto pela norma europeia] não é preciso, na análise do campo térmico, considerar os estribos.

Figura 4.16 – Seções transversais modeladas (com e sem estribos, respectivamente) e evolução das temperaturas, ao longo do incêndio, nos pontos estipulados (FARIA; XAVIER; VILA REAL, 2010).

4.4 Métodos experimentais

Segundo a ABNT NBR 15200:2012, em casos especiais, é permitido se considerar a resistência ao fogo superior à calculada a partir de outros métodos indicados nesta norma, desde que justificada por ensaios. Por sinal, esses devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 5628:2001 e podem ser realizados tanto em laboratórios nacionais quanto estrangeiros.

Para pesquisa experimental de estruturas em situação de incêndio, implantou-se, recentemente, no campus da USP de São Carlos, um forno horizontal, movido a gás natural e com possibilidade de aplicação de carregamento (figura 4.17). Esse forno, resultado de um Projeto Temático FAPESP que reuniu a Escola Politécnica, a Escola de Engenharia de São Carlos, ambas da Universidade de São Paulo, e a Unicamp, é o primeiro forno construído no Brasil com essas características. Ele permitirá, entre outros, o estudo de subconjuntos estruturais. Outros fornos brasileiros são o da Unicamp, forno vertical, elétrico, que permite análise de pilares com carregamento, e o forno vertical do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), movido a óleo, que permite análise térmica de elementos verticais sem, no entanto, prover carregamento.

Figura 4.17 - Forno horizontal, implantado no campus da USP de São Carlos, para a análise experimental de estruturas em situação de incêndio (Foto: Julio Cesar Molina).

É importante esclarecer, com base nas informações do Boletim nº 38 da *fib*-CEB (2007) e de Klein Júnior (2011), que os métodos experimentais traduzem a opção mais dispendiosa, quando comparados aos tabulares e numéricos, para se verificar a resistência ao fogo de elementos isolados, subestruturas e, sobretudo, estruturas grandes e mais complexas. Atribui-se tal fato ao longo período de tempo gasto para se preparar esses ensaios e aos elevados custos gerados para execução¹⁴. A fim de se atribuir um tempo de resistência a determinado elemento aquecido, por exemplo, é necessário que o corpo de prova apresente características semelhantes, tais como, materiais, esquema construtivo, nível de carregamento e condições de apoio.

O Boletim nº 38 da *fib*-CEB (2007) acrescenta que, apesar dos cuidados descritos anteriormente, é complicado reproduzir nesses ensaios mais simples, de elementos isolados, a natureza e magnitude de possíveis esforços indiretos atuantes ou, ainda, simular aspectos de continuidade a construções adjacentes. Dessa forma, conclui-se que os resultados obtidos por meio da análise global de uma estrutura, e não por partes, são mais fiéis à realidade¹⁵.

O *Building Research Establishment's (BRE)*, por exemplo, construiu em seu laboratório, um hangar localizado em Cardington, na Inglaterra, um edifício de concreto armado com sete pavimentos, em escala real, para ser submetido a testes

¹⁴ Na opinião de Gonçalves (2007), atribui-se a esses fatores a dificuldade em se realizar estudos paramétricos a partir de testes de exposição ao fogo.

¹⁵ Contudo, é válido assinalar que a precisão dos resultados de cunho experimental é sensível aos aparelhos e métodos de ensaio empregados.

de exposição ao fogo (figura 4.18). Em Bailey (2002), podem ser encontrados mais detalhes sobre este ensaio, além de alguns comentários acerca dos resultados.

Figura 4.18 – Esquema do edifício de concreto armado, construído em escala real pelo *Building Research Establishment's* (BRE), para a realização de testes de exposição ao fogo (BAILEY, 2002).

5 Momento fletor resistente em situação de incêndio

No próximo capítulo, será apresentado o método gráfico, que consiste numa alternativa ao método tabular, detalhado na ABNT NBR 15200:2012, para o dimensionamento de vigas de concreto armado expostas ao fogo. Esse método foi desenvolvido a partir de curvas que relacionam o parâmetro μ , indicado na equação (5.1), ao tempo de aquecimento padronizado.

$$\mu = \frac{M_{Rd,fi}}{M_{Rd}^*} \quad (5.1)$$

onde:

M_{Rd}^* e $M_{Rd,fi}$ = momentos fletores resistentes de cálculo da seção transversal, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente, sendo ambos determinados sem a imposição de deformações específicas limites, tanto para o concreto quanto para o aço [kN cm];

μ = momento relativo [adimensional].

Os momentos fletores resistentes em situação de incêndio aplicados nesse parâmetro foram obtidos com o auxílio do programa de computador *Temperature Calculation and Design* v.5 (TCD), que avalia estruturas bidimensionais sob a ação do calor com base no método dos elementos finitos.

Elucida-se que o TCD, na verdade, consiste num conjunto de programas. Nesta Dissertação, utilizou-se o módulo térmico *Super Tempcalc*, responsável pelo cálculo da distribuição de temperaturas numa seção transversal aquecida, e o módulo estrutural *Fire Design* que, mediante a ferramenta *CBeam*, determina o momento resistente da seção em análise. A fim de não confundir o leitor, ao longo do texto, por simplificação, tem-se denominado tanto o pacote de códigos computacionais quanto seus diferentes módulos sob o título de *Super Tempcalc*, haja vista que essa é a designação mais conhecida e usualmente aplicada no âmbito nacional.

Dito isso, é importante esclarecer que o *Super Tempcalc* se trata de um programa sueco, desenvolvido pela *Fire Safety Design* (FSD) por intermédio do pesquisador Yngve Anderberg. No que diz respeito ao projeto de estruturas em situação de incêndio, essa ferramenta costuma ser aplicada em diversos países e, além disso,

tem sido validada, a partir da realização de testes, desde 1985. Cita-se, ainda, a utilização de seu módulo térmico na elaboração do Eurocode 2 parte 1-2 (2004) (ANDERBERG, 2001; GONÇALVES, 2007).

O módulo estrutural já havia sido empregado por Costa (2008) e Silva (2010) para a construção do método expedito para dimensionamento que, inclusive, serviu de apoio ao desenvolvido neste trabalho, e também por Rigberth (2000), que comparou os resultados dos momentos resistentes de seções transversais de vigas aquecidas àqueles provenientes de outros métodos de cálculo, indicados pela norma europeia.

Aliás, essa é a proposta do capítulo em questão. Uma vez que o resultado obtido por meio do Super Tempcalc consiste num dos parâmetros utilizados para a concepção do método gráfico, constatou-se a importância de esclarecer os procedimentos adotados pelo programa e comparar esse valor aos obtidos a partir de métodos recomendados pelas normas brasileira e europeia. Ressalta-se que ambas permitem a determinação de esforços resistentes em situação de incêndio a partir de métodos simplificados ou avançados, sendo que, neste trabalho, analisaram-se os procedimentos simplificados expostos abaixo.

- Cálculo a partir do Super Tempcalc;
- Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012;
- Cálculo por intermédio de uma hipótese simplificada justaposta ao método sugerido na norma brasileira;
- Cálculo mediante o método da isoterma de 500 °C, conforme recomendação do Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Apesar de suas particularidades, todos esses métodos determinam o momento fletor resistente com base no equilíbrio de forças da seção, aplicando-se os coeficientes de ponderação adequados à situação excepcional e os fatores de redução das resistências dos materiais devido à exposição ao fogo. Esses fatores são definidos em função das temperaturas, assim, a primeira etapa de cálculo consiste na análise térmica da seção transversal em estudo que, conforme explicado, foi efetuada por meio do Super Tempcalc.

A seguir, serão apresentadas algumas informações acerca dessa análise. Ademais, ao longo deste capítulo, serão tecidos comentários sobre os métodos de cálculo descritos anteriormente. As diretrizes do método da isoterma de 500 °C podem ser encontradas no item 4.2.2. O método da norma brasileira também foi abordado antes, logo no início do item 4.2, porém, será objeto de estudo novamente, a fim de esclarecer a hipótese simplificada proposta para sua aplicação. Por fim, exemplos práticos serão expostos e discutidos.

5.1 Análise térmica - Super Tempcalc

5.1.1 Dados de entrada

Para o uso do Super Tempcalc, a análise térmica é realizada a partir dos seguintes procedimentos.

- Define-se a geometria da seção transversal de uma viga;
- Incluem-se os parâmetros físicos e térmicos, variáveis com a temperatura, do material que constitui essa seção;
- Caracteriza-se o tipo de incêndio a que estará submetida;
- Definem-se as condições de contorno, i.e., quais as faces serão expostas ao fogo;
- Discretiza-se o domínio por meio de uma malha de elementos finitos;
- Determina-se o tempo de exposição ao sinistro.

Neste trabalho, quanto à geometria, foram analisados termicamente, para a elaboração do método gráfico, modelos de vigas com seções retangulares com larguras de 14, 19, 25, 30 e 35 centímetros e alturas de 40, 50, 60 e 70 centímetros, todas superpostas por uma laje de 5 centímetros de espessura e 60 centímetros de largura, como ilustrado na figura 5.1.

Figura 5.1 – Exemplo de modelo de viga adotado para análise térmica no Super Tempcalc.

Sobre a dimensão das lajes, adotou-se uma espessura relativamente pequena a favor da segurança, visto que as vigas que serão dimensionadas por intermédio desse método terão, no mínimo, lajes com espessuras de 5 centímetros, que consiste no menor valor indicado pela ABNT NBR 6118:2007 no que tange a lajes maciças, nesse caso as de cobertura não em balanço. Uma vez que, o aumento da espessura é diretamente proporcional à massa de concreto que absorve calor, as vigas com lajes mais espessas estarão em condição menos crítica quando comparadas às vigas utilizadas no desenvolvimento do método alternativo.

Os parâmetros físicos e térmicos do concreto, variáveis com a temperatura, tais como a condutividade térmica (λ_{c,θ_c}), o calor específico (c_{p,θ_c}) e a massa específica (ρ_{c,θ_c}), foram determinados de acordo com as equações indicadas na ABNT NBR 15200:2012 e transcritas nos itens 2.3.1.2, 2.3.1.3 e 2.3.1.4, respectivamente. No cálculo do calor específico, considerou-se umidade relativa de 1,5% em peso do concreto e, quanto à determinação da massa específica, admitiu-se o valor de 2400 kg/m³ para essa grandeza à temperatura ambiente, como proposto pela ABNT NBR 6118:2007.

Enfatiza-se que, na análise térmica de uma seção de concreto armado exposta ao fogo, desconsiderando-se o *spalling*, modela-se apenas a massa de concreto, sem as barras de aço da armadura e, portanto, consideram-se apenas as propriedades do concreto sensíveis à ação térmica (hipótese discutida no item 2.3).

Na caracterização do incêndio, adotou-se aquecimento conforme incêndio-padrão ISO 834 (1999), coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a

25 W/(m² °C) e emissividade resultante (ϵ_{res}) nas faces expostas ao fogo igual a 0,7, valores também recomendados pela ABNT NBR 15200:2012.

Nas condições de contorno, considerou-se fogo nas três faces da viga (laterais e inferior) e sob a laje, vide figura 5.1. A face não exposta foi, a favor da segurança, estipulada adiabática, i.e., considera-se que o calor não é perdido através dela.

O domínio foi discretizado por uma malha de elementos finitos retangulares de quatro nós com lados de 0,5 centímetros, também representada na figura 5.1. Admitiu-se que as seções estavam submetidas a três horas de exposição ao fogo e a temperatura inicial (ambiente) foi adotada igual a 20 °C. Assumiu-se o incremento de tempo (*time step*) para essa análise igual a 0,002 h, valor que tem conduzido a resultados satisfatórios para análises térmicas preliminares para os intervalos de tempo de incêndios comuns e condições de contorno usuais (FSD, 2007).

5.1.2 Hipóteses de cálculo

Após a inclusão desses dados de entrada, o Super Tempcalc soluciona a equação diferencial para fluxos bidimensionais de calor (equação 5.2), que é derivada do princípio da conservação de energia e cuja relação constitutiva adotada consiste na Lei de Fourier (FSD, 2007).

$$Q = - \left(\rho_{c,\theta_c} c_{p,\theta_c} \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_{c,\theta_c} \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_{c,\theta_c} \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) \quad (5.2)$$

onde:

Q = quantidade de calor gerada no interior do concreto por unidade de volume e tempo [J/(m³ s)];

t = tempo [s];

x e y = coordenadas cartesianas [adimensional];

θ_c = temperatura do concreto [°C];

ρ_{c,θ_c} = massa específica do concreto à temperatura θ_c [kg/m³];

c_{p,θ_c} = calor específico do concreto à temperatura θ_c [J/(kg °C)];

λ_{c,θ_c} = condutividade térmica do concreto à temperatura θ_c [W/(m °C)].

As condições de contorno aplicadas consideram a transferência de calor por meio dos processos de convecção e radiação, conforme apontado na equação (5.3).

$$\varphi = \alpha_c (\theta_g - \theta_c) + \varepsilon_{res} \sigma \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_c + 273)^4 \right] \quad (5.3)$$

onde:

φ = fluxo de calor convectivo e radioativo, por unidade de área da superfície de concreto [W/m²];

θ_g = temperatura dos gases [°C];

θ_c = temperatura na superfície de concreto [°C];

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção [W/(m²°C)];

ε_{res} = emissividade resultante nas faces expostas ao fogo [adimensional];

σ = constante de Stephan-Boltzmann (adotada igual a $5,67 \times 10^{-8}$) [W/(m² °C⁴)].

5.1.3 Resultados

Os resultados obtidos por meio da análise térmica no Super Tempacalc são: campo de temperaturas e isotermas, ambos em função do tempo de exposição ao fogo (figuras 5.2 e 5.3).

Assim, concluída essa etapa, deve-se determinar o momento fletor resistente para cada seção em situação de incêndio.

Figura 5.2 – Campo de temperaturas em um modelo de viga após 180 min de exposição ao fogo.

Figura 5.3 – Isotermas em um modelo de viga após 180 min de exposição ao fogo.

5.2 Métodos de cálculo

5.2.1 Super Tempcalc

5.2.1.1 Dados de entrada

O Super Tempcalc calcula o momento fletor resistente de determinada seção de concreto armado aquecida a partir das seguintes informações.

- Disposição e diâmetros das armaduras;
- Propriedades mecânicas dos materiais constituintes da seção (concreto e aço);
- Campo térmico determinado anteriormente pelo programa.

Consideraram-se armaduras constituídas por barras com diâmetros de 10, 12,5, 16, 20 e 25 milímetros, dispostas em uma e duas camadas, positivas e negativas, com cobrimentos de 25, 30 e 40 milímetros (figura 5.4). Adotaram-se estribos com diâmetro de 5 milímetros.

Figura 5.4 – Armaduras inseridas em modelo de viga: uma camada positiva, duas camadas positivas, uma camada negativa e duas camadas negativas, respectivamente.

A quantidade de aço inserida nas seções foi a possível para cada largura, obedecendo aos valores de espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, propostos pela ABNT NBR 6118:2007.

Quanto às propriedades mecânicas dos materiais, estipulou-se a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa e do aço à tração (f_{yk}) igual a 500 MPa. Coeficientes de ponderação das resistências ($\gamma_{c,fi}$ e $\gamma_{s,fi}$) iguais a 1,0, para ambos os materiais expostos ao fogo, e redutor do valor de cálculo da

resistência à compressão do concreto em situação de incêndio (α_{fi}) igual a 1,0, conforme as prescrições da ABNT NBR 15200:2012. Os fatores de redução das resistências devido às temperaturas elevadas ($k_{c,\theta}$ e $k_{s,\theta}$) também foram adotados segundo a norma brasileira e podem ser encontrados nos itens 2.3.1.1 e 2.3.2.

5.2.1.2 Hipóteses de cálculo

A partir da consideração desses dados de entrada, o Super Tempcalc calcula, com base unicamente no equilíbrio de forças, o momento fletor resistente em situação de incêndio ($M_{Rd,fi}$) da seção de concreto armado discretizada com malha de elementos finitos, como ilustrado na figura 5.5.

Figura 5.5 - Seção transversal de concreto armado discretizada com malha de elementos finitos e equilíbrio de forças resultantes, respectivamente.

É oportuno explicar que o programa considera a tensão de pico (vide equação 2.12) em cada um dos elementos finitos de concreto comprimido e, da mesma forma, a plastificação total do aço nas armaduras, desconsiderando a compatibilidade entre deformações e a imposição de deformações específicas limites.

Essas deformações não são impostas para ambos os materiais, supondo-se que, nos modelos de vigas analisados, o risco de ruptura convencional do concreto já foi verificado ao se dimensionar a armadura de tração à temperatura ambiente. Visto que, em incêndio, a força nas armaduras decresce e, conseqüentemente, o risco de colapso por compressão diminui, considera-se que essa verificação inicial seja suficiente (FSD, 2007). Assinala-se que a desconsideração das deformações

específicas limites também é uma prática de outros autores, tais como, Capua e Mari (2007), Huang e Platten (1997) e Huang; Burgess e Plank (2003, 2006).

No cálculo das forças resultantes na seção ($F_{cd,fi}$ e $F_{sd,fi}$) são aplicados os fatores de redução das resistências dos materiais em função das temperaturas, encontradas na análise térmica, para cada intervalo de exposição ao fogo. Quanto à força resultante na armadura, determina-se a temperatura no eixo de cada barra e, em função da mesma, o respectivo fator de redução da resistência do aço, como indicado na equação (5.4).

$$F_{sd,fi} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} \sum_{j=1}^n k_{s,\theta i} A_{si} \quad (5.4)$$

onde:

A_{si} = área da barra de aço i [cm^2];

$F_{sd,fi}$ = força resultante de cálculo na armadura, em incêndio [kN];

f_{yk} = resistência característica à tração do aço, à temperatura ambiente [kN/cm^2];

$k_{s,\theta i}$ = fator de redução da resistência, à temperatura θ , da barra de aço i [adimensional];

$\gamma_{s,fi}$ = coeficiente de ponderação da resistência do aço, em incêndio [adimensional].

Para o cálculo da força resultante no bloco de concreto comprimido, o Super Tempcalc determina a temperatura no eixo de cada elemento finito e, em função dela, o respectivo fator de redução da resistência do material, conforme exposto na equação (5.5).

$$F_{cd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta j} (y_{j,fi} b_j)$$

$$F_{cd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta j} A_{cj} \quad (5.5)$$

onde:

A_{cj} = área do elemento finito comprimido j [cm^2];

b_j = largura do elemento finito comprimido j [cm];

$F_{cd,fi}$ = força resultante de cálculo na área de concreto comprimido, em incêndio [kN];

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, à temperatura ambiente [kN/cm²];

$k_{c,\theta j}$ = fator de redução da resistência, à temperatura θ , elemento finito comprimido j [adimensional];

$y_{j,fi}$ = altura do elemento finito comprimido j [cm];

$\gamma_{c,fi}$ = coeficiente de ponderação da resistência do concreto, em incêndio [adimensional];

α_{fi} = redutor do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, em incêndio [adimensional].

Quando a força resultante no bloco de concreto comprimido se iguala à força resultante na armadura, ou seja, quando se atinge o equilíbrio, vide equação (5.6), o programa calcula o momento fletor resistente da seção exposta ao fogo a partir da equação (5.7), na qual se multiplica a força resultante em cada elemento finito comprimido pelo seu respectivo braço de alavanca ($z_{j,fi}$).

$$F_{cd,fi} = F_{sd,fi} \quad (5.6)$$

$$M_{Rd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta j} A_{cj} z_{j,fi} \quad (5.7)$$

onde:

$M_{Rd,fi}$ = momento fletor resistente de cálculo da seção, em incêndio [kN cm];

$z_{j,fi}$ = distância entre o CG do elemento finito comprimido j e a linha horizontal que passa pelo CG da armadura, em incêndio [cm].

Como poderá ser visto no exemplo de aplicação (item 5.3.1.1), o Super Tempcalc realiza várias dessas iterações, fundamentadas nas equações apresentadas anteriormente, com o propósito de determinar a altura do bloco de concreto comprimido da seção (y_{fi}) ou, mais precisamente, o braço de alavanca (z_{fi}) relativo a esse bloco, que consiste na principal incógnita para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio. Essas dimensões foram ilustradas na figura 5.5.

5.2.1.3 Resultados

O momento fletor resistente em incêndio é fornecido pelo Super Tempcalc em função do tempo de aquecimento, por meio gráfico. A figura 5.6 mostra um exemplo.

Figura 5.6 – Momento resistente em incêndio da seção, em função do tempo de aquecimento.

5.2.2 ABNT NBR 15200:2012

É sabido que o Super Tempcalc calcula a temperatura e, por conseguinte, o respectivo fator de redução da resistência, em relação ao eixo de cada barra de aço da armadura e de cada elemento finito presente no bloco comprimido de concreto. Assim, o programa determina o momento resistente em incêndio considerando nos cálculos as resistências reduzidas por cada um desses fatores (FSD, 2007).

Enquanto isso, a ABNT NBR 15200:2012 cita, em umas das hipóteses de seu método simplificado para verificação de estruturas expostas ao fogo, que os esforços resistentes podem ser calculados adotando para os materiais a “resistência média a temperaturas elevadas” e que essa média pode ser obtida distribuindo uniformemente na parte comprimida da seção de concreto e na armadura a perda total de resistência por aquecimento dos materiais.

Comparando-se o método proposto pelo Super Tempcalc ao da norma brasileira, conclui-se que o programa adota procedimento de cálculo mais refinado, uma vez que aplica valores de resistências ponto a ponto ao invés de resistências médias.

5.2.3 Hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012

Analisando-se o método proposto pela ABNT NBR 15200:2012, a autora desta Dissertação entende que seria mais fácil trabalhar com temperaturas médias ao invés de resistências médias. Logo, seriam determinadas temperaturas médias por faixas, em função dessas, calculados, por faixas, os respectivos fatores de redução das resistências do concreto devido à exposição ao fogo e, depois, se encontrariam as resistências médias da região comprimida da seção. Idem a armadura, em que a resistência seria calculada a partir da temperatura média nos eixos das barras.

Mais adiante, nos resultados dos exemplos de aplicação, mostrar-se-á que tanto partindo da temperatura média (hipótese de cálculo simplificada), quanto da resistência ponto a ponto (Super Tempcalc), encontram-se valores similares. Logo, a recomendação da norma brasileira, que propõe um método intermediário, pode ser substituída pelo da temperatura média. Cita-se intermediário porque a precisão de cálculo desse método se encontra entre a do Super Tempcalc e o da temperatura média, assim como indicado abaixo.

- Super Tempcalc: temperatura ponto a ponto; fator de redução da resistência ponto a ponto, resistência ponto a ponto;
- ABNT NBR 15200:2012: temperatura ponto a ponto; fator de redução da resistência ponto a ponto, resistência ponto a ponto, resistência média;
- Hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012: temperatura ponto a ponto; temperatura média, fator médio de redução da resistência, resistência média.

5.3 Exemplos de aplicação

5.3.1 Viga com armadura positiva

5.3.1.1 Cálculo com base no Super Tempcalc

A seção em análise está ilustrada na figura 5.7, na qual também se indicam a área de aço (A_s), cobrimento (c), diâmetro do estribo (Φ_t), resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e resistência característica à tração do aço (f_{yk}).

Figura 5.7 – Seção transversal adotada para o cálculo do $M_{Rd,fi}$.

Esclarece-se que, a título de simplificação, considerou-se uma viga não superposta por laje. Entretanto, os dados de entrada estipulados para a análise térmica via Super Tempcalc foram os mesmos indicados no item 5.1.1, considerando-se a seção exposta ao fogo em três faces e adiabática na superior. Após a determinação do campo de temperaturas, estipulou-se o cálculo do momento resistente para 90 minutos de exposição ao fogo (figuras 5.8 e 5.9).

A seguir, apresenta-se o valor obtido diretamente por meio do Super Tempcalc, que fornece o gráfico do momento resistente em incêndio da seção em função do tempo de aquecimento (figura 5.10).

$$M_{Rd,fi(t=90min)} = 45,2413 \text{ kN m}$$

Figura 5.8 – Condições de contorno adotadas para análise térmica no Super Tempcalc.

Figura 5.9 – Campo de temperaturas referente ao intervalo de 90 min de exposição ao fogo.

Figura 5.10 – Curva do momento fletor resistente em incêndio da seção transversal em análise, em função do tempo de aquecimento.

A título de ratificação desse resultado, serão reproduzidas as etapas de cálculo com base no método do programa.

- 1) Após a análise térmica da seção no Super Tempcalc, estipulou-se a determinação do momento resistente para 90 minutos de exposição ao fogo;
- 2) Definem-se as temperaturas nos eixos de cada barra da armadura por meio de curvas temperatura-tempo, para cada ponto da viga, que são disponibilizadas pelo Super Tempcalc (figura 5.11). Visto a simetria, as temperaturas são iguais, 619 °C;
- 3) Calcula-se o fator de redução da resistência do aço em função da temperatura determinada anteriormente. Este é obtido por interpolação linear, a partir dos valores indicados na ABNT NBR 15200:2012 para aço CA 50 sob tração ($\theta = 600\text{ °C} - k_s = 0,45$; $\theta = 700\text{ °C} - k_s = 0,30$). Logo, para $\theta = 619\text{ °C}$, $k_s = 0,4244$;

Figura 5.11 - Curvas temperatura-tempo referentes aos eixos das barras de aço da armadura, fornecidas pelo Super Tempcalc.

4) Determina-se a força resultante de cálculo em incêndio na armadura ($F_{sd,fi}$) a partir da equação (5.4);

$$F_{sd,fi} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,fi}} \sum_{j=1}^n k_{s,\theta i} A_{si} \cdot \frac{50}{1} \times 0,4244 \times 6,2832 \therefore F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$$

5) Definem-se as temperaturas nos eixos dos elementos finitos presentes na primeira faixa horizontal da malha. Essa faixa, ilustrada na figura 5.12, representa uma parte do bloco comprimido da seção de concreto que está sob análise neste exemplo. O Super Tempcalc permite exportar o valor da temperatura nos quatro nós de cada elemento finito. A partir desses dados, calculou-se a média para obter as temperaturas nos eixos dos elementos. Essas podem ser observadas na tabela 5.1;

Figura 5.12 - Representação das faixas horizontais, partindo-se da borda comprimida da seção, em que são analisadas as temperaturas nos eixos dos elementos finitos, e dos braços de alavanca referentes aos elementos de determinadas faixas da malha.

6) Calculam-se os fatores de redução da resistência do concreto em função das temperaturas determinadas no item anterior. Esses são obtidos por interpolação linear, a partir dos valores indicados na ABNT NBR 15200:2012, e também estão expostos na tabela 5.1;

7) Calcula-se, mediante a equação (5.5), a força resultante de cálculo em incêndio em cada elemento finito de concreto presente na faixa sob análise e, em seguida, somam-se esses valores para a determinação da força total nessa faixa. De acordo com os fatores de redução da resistência indicados na tabela 5.1, mostra-se, a seguir, a título de exemplo, o cálculo da força resultante no elemento 1 da primeira faixa analisada. Elucida-se que os elementos possuem lados de 0,5 cm. O valor da força resultante nos demais elementos finitos, assim como a força total nessa faixa, podem ser observados por intermédio da tabela 5.1;

$$F_{cd,fi}(\text{elemento1/faixa1}) = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,\theta(\text{elemento1/faixa1})} A_{cj} \cdot 1 \times \frac{2,5}{1} \times 0,0720 \times (0,5 \times 0,5)$$

$$F_{cd,fi}(\text{elemento1/faixa1}) = 0,045 \text{ kN}$$

Tabela 5.1 – Temperaturas, fatores de redução da resistência, forças e momentos resultantes na primeira faixa de elementos finitos de concreto analisada (continua).

Faixa 1				
Elemento finito de concreto	Temperatura no eixo (θ) [°C]	Fator redutor da resistência ($k_{c,\theta}$) [adimensional]	Força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) [kN]	Momento resistente de cálculo em incêndio ($M_{Rd,fi}$) [kN m]
1	920,0	0,0720	0,0450	0,0161
2	823,0	0,1339	0,0837	0,0299
3	735,5	0,2468	0,1542	0,0551
4	657,5	0,3638	0,2273	0,0813
5	588,5	0,4673	0,2920	0,1044
6	527,5	0,5588	0,3492	0,1248
7	473,5	0,6398	0,3998	0,1429
8	426,0	0,7110	0,4444	0,1589
9	384,5	0,7655	0,4784	0,1710
10	348,0	0,8020	0,5013	0,1792
11	316,0	0,8340	0,5213	0,1863
12	288,5	0,8615	0,5384	0,1925
13	265,0	0,8850	0,5531	0,1977
14	245,0	0,9050	0,5656	0,2022
15	228,5	0,9215	0,5759	0,2059
16	215,5	0,9345	0,5841	0,2088
17	206,0	0,9440	0,5900	0,2109
18	199,5	0,9503	0,5939	0,2123

Tabela 5.1 – Temperaturas, fatores de redução da resistência, forças e momentos resultantes na primeira faixa de elementos finitos de concreto analisada (conclusão).

Faixa 1				
Elemento finito de concreto	Temperatura no eixo (θ) [°C]	Fator redutor da resistência ($k_{C,\theta}$) [adimensional]	Força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) [kN]	Momento resistente de cálculo em incêndio ($M_{Rd,fi}$) [kN m]
19	196,0	0,9520	0,5950	0,2127
20	196,0	0,9520	0,5950	0,2127
21	199,5	0,9503	0,5939	0,2123
22	206,0	0,9440	0,5900	0,2109
23	215,5	0,9345	0,5841	0,2088
24	228,5	0,9215	0,5759	0,2059
25	245,0	0,9050	0,5656	0,2022
26	265,0	0,8850	0,5531	0,1977
27	288,5	0,8615	0,5384	0,1925
28	316,0	0,8340	0,5213	0,1863
29	348,0	0,8020	0,5013	0,1792
30	384,5	0,7655	0,4784	0,1710
31	426,0	0,7110	0,4444	0,1589
32	473,5	0,6398	0,3998	0,1429
33	527,5	0,5588	0,3492	0,1248
34	588,5	0,4673	0,2920	0,1044
35	657,5	0,3638	0,2273	0,0813
36	735,5	0,2468	0,1542	0,0551
37	823,0	0,1339	0,0837	0,0299
38	920,0	0,0720	0,0450	0,0161
			$F_{cd,fi} \text{ (faixa)} = 16,1855$	$M_{Rd,fi} \text{ (faixa)} = 5,7863$

8) Repetem-se os itens 5, 6 e 7 para as próximas faixas horizontais da malha, algumas indicadas na figura 5.12, e, paralelamente, realiza-se a somatória parcial das forças resultantes a cada faixa ($\Sigma F_{cd,fi}$). Executa-se tal procedimento até o instante em que esse valor supera a força resultante na armadura ($\Sigma F_{cd,fi} > F_{sd,fi}$). É válido esclarecer que essa somatória parcial representa a força resultante em um bloco de concreto constituído por determinado número de faixas horizontais de elementos finitos, logo, $\Sigma F_{cd,fi} = F_{cd,fi} \text{ (bloco)}$. Na tabela 5.2, estão indicadas as forças obtidas em cada faixa analisada e, ainda, a somatória parcial das mesmas. Como pode ser observado, na nona faixa, a força resultante no bloco de concreto sob análise superou valor da força na armadura ($\Sigma F_{cd,fi} \text{ (faixa9)} = F_{cd,fi} \text{ (bloco9)} = 145,6695 \text{ kN} > F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$);

Tabela 5.2 – Forças resultantes de cálculo em cada faixa de elementos finitos de concreto analisada e somatória parcial dessas forças.

Faixa de elementos finitos de concreto analisada	Força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) [kN]	Somatória parcial das forças resultantes ($\Sigma F_{cd,fi}$) [kN]
1	16,1855	-
2	16,1855	32,3710
3	16,1855	48,5565
4	16,1855	64,7420
5	16,1855	80,9275
6	16,1855	97,1130
7	16,1855	113,2985
8	16,1855	129,4840
9	16,1855	145,6695

9) Calcula-se o braço de alavanca ($z_{j,fi}$) referente aos elementos finitos das faixas analisadas no item anterior. A seguir, demonstra-se esse cálculo para os elementos presentes nas três primeiras faixas analisadas (figura 5.12). Primeiramente, é necessário determinar a altura efetiva da viga (d), que consiste na distância da borda superior da seção até o CG da armadura. Nas equações expostas adiante, o diâmetro das barras de aço adotadas está indicado por “ Φ_b ”, a altura da seção por “ h ” e a altura dos elementos finitos da malha por “ $y_{j,fi}$ ”;

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_b}{2} \therefore 40 - 2,5 - 0,5 - \frac{2}{2} \therefore d = 36 \text{ cm}$$

$$z_{j,fi(faixa1)} = d - \frac{y_{j,fi}}{2} \therefore 36 - \frac{0,5}{2} \therefore z_{j,fi(faixa1)} = 35,75 \text{ cm}$$

$$z_{j,fi(faixa2)} = d - y_{j,fi} - \frac{y_{j,fi}}{2} \therefore 36 - 0,5 - \frac{0,5}{2} \therefore z_{j,fi(faixa2)} = 35,25 \text{ cm}$$

$$z_{j,fi(faixa3)} = d - (2 \times y_{j,fi}) - \frac{y_{j,fi}}{2} \therefore 36 - (2 \times 0,5) - \frac{0,5}{2} \therefore z_{j,fi(faixa3)} = 34,75 \text{ cm}$$

10) Calcula-se, a partir da equação (5.7), o momento resistente de cálculo em incêndio ($M_{Rd,fi}$) para cada elemento finito presente nas faixas analisadas no item 8 e, em seguida, somam-se esses valores para a obtenção do momento total, considerando-se essa faixa. Na tabela 5.1, esse cálculo está indicado para a primeira faixa de elementos finitos. Segundo os dados apresentados na mesma, indica-se, a seguir, o cálculo do momento resultante para o elemento 1 dessa faixa;

$$M_{Rd,fi}(\text{elemento1/faixa1}) = F_{cd,fi}(\text{elemento1/faixa1}) Z_{j,fi}(\text{faixa1}) \div 0,0450 \times 0,3575$$

$$M_{Rd,fi}(\text{elemento1/faixa1}) = 0,0161 \text{ kN m}$$

11) Paralelamente ao item anterior, realiza-se a somatória parcial dos momentos obtidos para cada faixa analisada ($\Sigma M_{Rd,fi}$). Do mesmo modo, essa somatória representa o momento resultante em um bloco de concreto constituído por determinado número de faixas horizontais de elementos finitos, portanto, $\Sigma M_{Rd,fi} = M_{Rd,fi}(\text{bloco})$. Na tabela 5.3, pontuam-se os momentos obtidos para cada faixa e a somatória parcial dos mesmos.

Tabela 5.3 – Momentos resultantes de cálculo em cada faixa de elementos finitos de concreto analisada e somatória parcial desses momentos.

Faixa de elementos finitos de concreto analisada	Momento resultante de cálculo em incêndio ($M_{Rd,fi}$) [kNm]	Somatória parcial dos momentos resultantes ($\Sigma M_{Rd,fi}$) [kN m]
1	5,7863	-
2	5,7054	11,4917
3	5,6245	17,1162
4	5,5435	22,6597
5	5,4626	28,1223
6	5,3817	33,5040
7	5,3008	38,8047
8	5,2198	44,0246
9	5,1389	49,1635

12) Em relação ao último bloco analisado, ou seja, o bloco 9, aquele em que a força resultante no concreto é superior à força na armadura ($\Sigma F_{cd,fi}(\text{faixa9}) = F_{cd,fi}(\text{bloco9}) > F_{sd,fi}$), calcula-se, por meio da equação (5.7), o respectivo braço de alavanca;

$$M_{Rd,fi}(\text{bloco9}) = F_{cd,fi}(\text{bloco9}) Z_{fi}(\text{bloco9}) \div Z_{fi}(\text{bloco9}) = \frac{49,1635}{145,6695} \div Z_{fi}(\text{bloco9}) = 0,3375 \text{ m}$$

13) Repete-se o procedimento do item anterior para determinado bloco em que a força resultante no concreto seja inferior à força na armadura;

$$M_{Rd,fi}(\text{bloco8}) = F_{cd,fi}(\text{bloco8}) Z_{fi}(\text{bloco8}) \div Z_{fi}(\text{bloco8}) = \frac{44,0246}{129,4840} \div Z_{fi}(\text{bloco8}) = 0,3400 \text{ m}$$

14) Determina-se o braço de alavanca em relação ao bloco real da seção sob análise, i.e., aquele em que a força resultante no concreto é igual à da armadura,

satisfazendo-se a condição de equilíbrio ($F_{cd,fi \text{ (bloco)}} = F_{sd,fi}$). Esse valor é encontrado por interpolação linear dos resultados obtidos nos itens 12 e 13 ($F_{cd,fi \text{ (bloco9)}} = 145,6695 \text{ kN} - z_{fi \text{ (bloco9)}} = 0,3375 \text{ m}$; $F_{cd,fi \text{ (bloco8)}} = 129,4840 \text{ kN} - z_{fi \text{ (bloco8)}} = 0,3400 \text{ m}$). Assim, calcula-se que para $F_{cd,fi \text{ (bloco)}} = F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$, $z_{fi \text{ (bloco)}} = 0,3394 \text{ m}$. Logo, os valores intermediários de forças resultantes no concreto e braços de alavanca encontrados anteriormente foram artifícios utilizados para esse cálculo;

15) Determina-se o momento resistente em incêndio da seção ($M_{Rd,fi}$), por meio da equação (5.7), multiplicando-se o braço de alavanca encontrado no item anterior pela força resultante no concreto, que deve ser igual à força resultante na armadura.

$$M_{Rd,fi \text{ (t=90min)}} = F_{cd,fi} \cdot z_{fi \text{ (bloco)}} \therefore 133,3295 \times 0,3394 \therefore M_{Rd,fi \text{ (t=90min)}} = 45,2520 \text{ kN m}$$

Visto a proximidade desse resultado ao obtido de forma direta pelo Super Tempcalc, confirmam-se os cálculos realizados no programa.

5.3.1.2 Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012

Até o sexto item, em que são calculados os fatores de redução da resistência do concreto (k_c) em função das temperaturas nos eixos dos elementos finitos presentes na primeira faixa horizontal da malha, os procedimentos adotados para esse cálculo são iguais aos realizados anteriormente. A partir dessa etapa, o diferencial do método proposto na norma brasileira é que se permite a consideração de uma resistência média na faixa de concreto sob análise.

Assim, quando se analisa com base no método do Super Tempcalc a primeira faixa, que representa o primeiro bloco de concreto, determinam-se as temperaturas nos eixos de cada um dos elementos presentes na mesma e, em função dessas, calculam-se os fatores de redução das resistências e, ainda, as forças resultantes em cada um deles, considerando-se nesse cálculo, portanto, a área do elemento finito. A somatória desses valores representa a força resultante na faixa que, nesse caso, é igual à força no bloco, como ilustrado na figura 5.13.

Analisando-se essa faixa por meio do método proposto na ABNT NBR 15200:2012, após o cálculo dos fatores de redução da resistência para cada um dos elementos finitos, determinam-se as resistências em cada um deles e, a partir desses valores, calcula-se uma resistência média. Em função desse resultado, determina-se a força resultante na faixa analisada, considerando-se nesse cálculo, por conseguinte, a área da faixa. Logo, essa força é diretamente igual à resultante no bloco, conforme indicado também na figura 5.13.

Figura 5.13 - Esquema de análise do primeiro bloco de concreto com base nos métodos propostos pelo Super Tempcalc e ABNT NBR 15200:2012.

Quanto aos demais blocos de concreto que são analisados ao decorrer do cálculo com base no método da norma brasileira, o segundo, por exemplo, engloba os elementos finitos presentes na primeira e na segunda faixa horizontal da malha, já o terceiro, os elementos das três faixas e assim sucessivamente. Apresenta-se, na figura 5.14, um esquema da análise do segundo bloco e, ainda, comparações à realizada com base no método proposto no Super Tempcalc.

Figura 5.14 - Esquema de análise do segundo bloco de concreto com base nos métodos propostos pelo Super Tempcalc e ABNT NBR 15200:2012.

O método da norma também permite considerar uma resistência média na armadura, porém, neste exemplo, como foram adotadas somente duas barras, o valor da temperatura em cada uma é o mesmo, assim como o fator de redução da resistência, a resistência propriamente dita é a média. Dessa forma, não é necessário recalcular a força resultante no aço.

Após esses esclarecimentos iniciais, delineiam-se as etapas de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio da seção transversal com base no método recomendado pela ABNT NBR 15200:2012.

7) Determina-se a resistência de cálculo à compressão do concreto em incêndio ($f_{cd,\theta}$) em cada elemento finito presente na primeira faixa e, em seguida, a partir desses valores, calcula-se a resistência média nessa faixa, que é representativa do primeiro bloco de concreto sob análise. Os fatores de redução das resistências, calculados em função das temperaturas no eixo de cada elemento finito dessa faixa, foram apresentados outrora, na tabela 5.1. Abaixo, demonstra-se o cálculo da resistência referente ao elemento 1. Realizando-se esse procedimento aos demais, a resistência média na faixa é igual a 1,7037 kN/cm²;

$$f_{cd,\theta \text{ (elemento1/faixa1)}} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,\theta \text{ (elemento1/faixa1)}} \therefore 1 \times \frac{2,5}{1} \times 0,0720$$

$$f_{cd,fi \text{ (elemento1/faixa1)}} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

8) Calcula-se, com base na equação (5.5), a força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) na faixa de concreto sob análise. Enfatiza-se que, neste método, a área de concreto inserida na equação consiste na área total da faixa, diferentemente do cálculo anterior, com base no Super Tempcalc, em que se considerava a área de cada elemento finito. A seguir, indica-se o resultado;

$$F_{cd,fi \text{ (faixa1)}} = f_{cd,\theta \text{ (faixa1)}} A_{c \text{ (faixa1)}} \therefore 1,7037 \times (19 \times 0,5) \therefore F_{cd,fi \text{ (faixa1)}} = 16,1851 \text{ kN}$$

9) Repetem-se os itens 5, 6, 7 e 8 para as faixas horizontais subsequentes, que agrupadas representam os próximos blocos de concreto a serem analisados. Executa-se tal procedimento até o instante em que o valor da força resultante em determinado bloco supere a força na armadura ($F_{cd,fi \text{ (bloco)}} > F_{sd,fi}$). Pontua-se que nesses blocos a dimensão variável consiste na altura, que cresce 0,5 cm (lado do

elemento finito) a cada análise. Contudo, a base é constante, igual a 19 cm (base da seção da viga). Na tabela 5.4 estão indicados os valores das forças resultantes nos blocos analisados. Pode-se observar que no nono, a força resultante no concreto superou o valor da força na armadura ($F_{cd,fi}(\text{bloco9}) = 145,6695 > F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$);

Tabela 5.4 – Resistências médias e forças resultantes nos blocos de elementos finitos de concreto analisados.

Bloco de elementos finitos de concreto analisado	Altura (y_{fi}) [cm]	Resistência média ($f_{cd,\theta m}$) [$^{\circ}\text{C}$]	Força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) [kN]
1	0,5	1,7037	16,1851
2	1,0	1,7037	32,3710
3	1,5	1,7037	48,5565
4	2,0	1,7037	64,7420
5	2,5	1,7037	80,9275
6	3,0	1,7037	97,1130
7	3,5	1,7037	113,2985
8	4,0	1,7037	129,4840
9	4,5	1,7037	145,6695

10) Calcula-se a altura do bloco real (y_{fi}) da seção sob análise, ou seja, aquele em que a força resultante no concreto é igual à força na armadura, satisfazendo-se a condição de equilíbrio ($F_{cd,fi}(\text{bloco}) = F_{sd,fi}$). Esse resultado é obtido por interpolação linear dos valores encontrados no item anterior ($F_{cd,fi}(\text{bloco8}) = 129,4840 \text{ kN} - y_{fi}(\text{bloco8}) = 4,0 \text{ cm}$; $F_{cd,fi}(\text{bloco9}) = 145,6695 \text{ kN} - y_{fi}(\text{bloco9}) = 4,5 \text{ cm}$). Logo, para $F_{cd,fi}(\text{bloco}) = F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$, $y_{fi}(\text{bloco}) = 4,1188 \text{ cm}$;

11) Determina-se o braço de alavanca (z_{fi}) referente à altura do bloco de concreto obtida anteriormente. Nos cálculos a seguir, “d” indica a altura efetiva da viga, determinada no item 9 do cálculo com base no Super Tempcalc;

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} \therefore 36 - \frac{4,1188}{2} \therefore z_{fi} = 33,9406 \text{ cm}$$

12) Determina-se o momento resistente em incêndio da seção ($M_{Rd,fi}$) por meio da equação (5.7), multiplicando-se o braço de alavanca encontrado no item prévio pela força resultante no concreto, que deve ser igual à força resultante na armadura.

$$M_{Rd,fi}(t=90\text{min}) = F_{cd,fi} z_{fi} \therefore 133,3295 \times 0,3394 \therefore M_{Rd,fi}(t=90\text{min}) = 45,2520 \text{ kN m}$$

5.3.1.3 Cálculo com base na hipótese simplificada da norma brasileira

Até o item 5 do cálculo embasado no Super Tempcalc, em que são determinadas as temperaturas nos eixos dos elementos finitos de concreto presentes na primeira faixa horizontal da malha, repetem-se os procedimentos. Depois, aplica-se a hipótese simplificada do método indicado na norma brasileira, em que se propõe a consideração de uma temperatura média na faixa de concreto sob análise.

Igualmente ao cálculo anterior, a partir do método da ABNT NBR 15200:2012, admite-se na formulação a área da faixa, ou bloco, ao invés da área de cada elemento finito. Os esquemas de análise dos dois primeiros blocos, com base nessa hipótese simplificada, estão ilustrados na figura 5.15. Além disso, novamente, não é necessário recalculer a força resultante na armadura.

Figura 5.15 – Esquemas de análise dos dois primeiros blocos de concreto com base na hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012.

6) Calcula-se a temperatura média na primeira faixa horizontal da malha. Esse valor é obtido a partir da média das temperaturas nos eixos dos elementos finitos de concreto presentes nessa faixa. Portanto, a partir das temperaturas apresentadas na tabela 5.1, o resultado encontrado foi igual a 423,3684 °C;

7) Calcula-se o fator de redução da resistência do concreto a partir da temperatura média determinada no item anterior. Esse fator é obtido por interpolação linear, mediante os valores indicados na ABNT NBR 15200:2012 ($\theta = 400 \text{ °C} - k_c = 0,75$; $\theta = 500 \text{ °C} - k_c = 0,60$). Assim, para $\theta = 423,3684 \text{ °C}$, $k_c = 0,7149$;

8) Calcula-se, pela equação (5.5), a força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) na faixa de concreto sob análise;

$$F_{cd,fi}(\text{faixa1}) = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} k_{c,\theta(\text{faixa1})} A_{c(\text{faixa1})} \therefore 1 \times \frac{2,5}{1} \times 0,7149 \times (19 \times 0,5)$$

$$F_{cd,fi}(\text{faixa1}) = 16,9789 \text{ kN}$$

9) Repetem-se os itens 5, 6 e 7 para as próximas faixas horizontais, que agrupadas representam os blocos de concreto, até o instante em que o valor da força resultante em determinado bloco supere a força na armadura ($F_{cd,fi}(\text{bloco}) > F_{sd,fi}$). Na tabela 5.5, apresentam-se os valores das forças resultantes nos blocos analisados. Nota-se que no oitavo, a força resultante no concreto superou o valor da força na armadura ($F_{cd,fi}(\text{bloco8}) = 135,8310 > F_{sd,fi} = 133,3295$);

Tabela 5.5 – Temperaturas médias, fatores de redução da resistência e forças resultantes nos blocos de elementos finitos de concreto analisados.

Bloco de elementos finitos de concreto analisado	Altura (y_{fi}) [cm]	Temperatura média (θ_m) [°C]	Fator redutor da resistência ($k_{c,\theta}$) [adimensional]	Força resultante de cálculo em incêndio ($F_{cd,fi}$) [kN]
1	0,5	423,3684	0,7149	16,9789
2	1,0	423,3684	0,7149	33,9578
3	1,5	423,3684	0,7149	50,9366
4	2,0	423,3684	0,7149	67,9155
5	2,5	423,3684	0,7149	84,8944
6	3,0	423,3684	0,7149	101,8733
7	3,5	423,3684	0,7149	118,8521
8	4,0	423,3684	0,7149	135,8310

10) Calcula-se a altura do bloco real (y_{fi}) da seção sob análise, aquele em que é satisfeita a condição de equilíbrio ($F_{cd,fi}(\text{bloco}) = F_{sd,fi}$). Interpolando-se linearmente os valores encontrados no item prévio ($F_{cd,fi}(\text{bloco7}) = 118,8521 \text{ kN}$ - $y_{fi}(\text{bloco7}) = 3,5 \text{ cm}$; $F_{cd,fi}(\text{bloco8}) = 135,8310 \text{ kN}$ - $y_{fi}(\text{bloco8}) = 4,0 \text{ cm}$), para $F_{cd,fi}(\text{bloco}) = F_{sd,fi} = 133,3295 \text{ kN}$, $y_{fi}(\text{bloco}) = 3,9263 \text{ cm}$;

11) Determina-se o braço de alavanca (z_{fi}) referente à altura do bloco de concreto obtida anteriormente;

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} \therefore 36 - \frac{3,9263}{2} \therefore z_{fi} = 34,0368 \text{ cm}$$

12) Determina-se o momento resistente em incêndio da seção ($M_{Rd,fi}$) por meio da equação (5.7), multiplicando-se o braço de alavanca encontrado no item anterior pela força resultante no concreto, que deve ser igual à força resultante na armadura.

$$M_{Rd,fi(t=90min)} = F_{cd,fi} z_{fi} \therefore 133,3295 \times 0,3404 \therefore M_{Rd,fi(t=90min)} = 45,3854 \text{ kN m}$$

5.3.1.4 Cálculo com base no método da isoterma de 500 °C

A priori, é necessário verificar se esse método é válido para a seção transversal em estudo. A partir da tabela 4.4, para TRRF igual a 90 minutos, a largura mínima exigida é igual a 120 mm. Assim sendo, o método da isoterma de 500 °C pode ser aplicado, uma vez que a largura de 190 mm é maior que a largura mínima. Após essa verificação inicial, elucida-se que até o quarto item do cálculo com base no Super Tempcalc, em que se encontra a força na armadura, os procedimentos são iguais.

5) Determina-se a seção reduzida de concreto. Por meio das prescrições do Eurocode 2 parte 1-2 (2004) para o cálculo da seção efetiva em modelo com exposição ao fogo em três faces e zona tracionada exposta (armadura positiva), delimita-se a largura (b_{fi}) a partir da isoterma de 500 °C (figura 5.16) e, enquanto isso, a altura útil é a mesma adotada à temperatura ambiente ($d_{fi} = d = 36 \text{ cm}$);

Figura 5.16 - Determinação da seção efetiva de concreto, num modelo aquecido em três faces e com armadura positiva, a partir do método da isoterma de 500°C.

6) Calcula-se, pela equação (5.5), a força resultante de cálculo em incêndio no bloco de concreto comprimido ($F_{cd,fi}$). Recorda-se que, nesse método, o fator de redução da resistência do concreto (k_c) é desconsiderado, mas o coeficiente de ponderação da resistência ($\gamma_{c,fi}$) e o redutor do valor de cálculo da resistência à compressão (α_{fi})

são tomados para a situação de incêndio. Ademais, há uma incógnita na equação a seguir, que consiste na altura do bloco de concreto comprimido da seção (y_{fi});

$$F_{cd,fi} = \alpha_{fi} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} A_c \therefore 1 \times \frac{2,5}{1} \times (13 \times y_{fi}) \therefore F_{cd,fi} = 32,5 y_{fi} \text{ kN cm}$$

7) Calcula-se, a partir da equação (5.6), i.e., por equilíbrio das forças na seção, a altura do bloco de concreto comprimido;

$$F_{cd,fi} = F_{sd,fi} \therefore 32,5 y_{fi} = 133,3295 \therefore y_{fi} = \frac{133,3295}{32,5} \therefore y_{fi} = 4,1024 \text{ cm}$$

8) Calcula-se o braço de alavanca (z_{fi}) em relação à altura do bloco de concreto determinada no item anterior;

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} \therefore 36 - \frac{4,1024}{2} \therefore z_{fi} = 33,9488 \text{ cm}$$

9) Determina-se o momento resistente em incêndio da seção ($M_{Rd,fi}$) com base na equação (5.7).

$$M_{Rd,fi (t=90min)} = F_{cd,fi} z_{fi} \therefore 133,3295 \times 0,3395 \therefore M_{Rd,fi (t=90min)} = 45,2654 \text{ kN m}$$

5.3.1.5 Comparação de resultados

Abaixo, ordena-se o resumo dos resultados obtidos. É importante esclarecer que a consideração de quatro casas decimais se justifica pela necessidade de uma comparação minuciosa entre métodos.

$$M_{Rd,fi \text{ (Resultado direto do Super Tempcalc)}} = 45,2413 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi \text{ (Cálculo com base no Super Tempcalc)}} = 45,2520 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi \text{ (Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012)}} = 45,2520 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi \text{ (Cálculo com base na hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012)}} = 45,3854 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi \text{ (Método da isoterma de } 500^\circ\text{C)}} = 45,2654 \text{ kN m}$$

Haja vista a proximidade dos valores expostos, nesse exemplo, os métodos da ABNT NBR 15200:2012, incluindo a hipótese simplificada, e da isoterma de 500 °C se mostraram bastante precisos quando comparados ao do Super Tempcalc, que adota hipótese de cálculo mais refinada.

A possível explicação para os resultados similares obtidos por intermédio do método da ABNT NBR 15200:2012, que permite a consideração de uma resistência média ao invés de ponto a ponto, e, ainda, por meio da hipótese simplificada da norma brasileira, que recomenda uma temperatura média ao invés de ponto a ponto, consiste na uniformidade do campo térmico da região de concreto analisada, ou seja, o bloco comprimido da seção.

Essa constatação pode ser entendida a partir da tabela 5.2, em que as forças resultantes em cada faixa de concreto analisada são iguais devido aos mesmos fatores de redução da resistência, determinados em função da temperatura no eixo de cada elemento finito. Além disso, como pode ser visto nas tabelas 5.4 e 5.5, as resistências e temperaturas médias, respectivamente, são iguais em todos os blocos de concreto analisados.

A figura 5.17 também ilustra a uniformidade do campo de temperaturas referente aos 90 minutos de exposição ao fogo da seção transversal em estudo. Pode-se observar uma quantidade pequena de isotermas na região comprimida quando comparada à região tracionada (face inferior), por onde passam várias linhas de diferentes temperaturas.

Por isso, foram estudadas isotermas referentes a outros intervalos de exposição ao fogo, com o objetivo de encontrar um campo térmico menos uniforme. Também na figura 5.17 estão esquematizadas as isotermas obtidas para os tempos de 30, 90, 120 e 180 minutos. Dentre os intervalos de análise escolhidos, os campos de 90 e 120 minutos são os menos uniformes. Logo, não se mostrou necessário realizar, nesse exemplo, o cálculo do momento resistente para outros tempos.

Assim, concluiu-se que, para a análise de um bloco de concreto comprimido presente em determinada região da viga que possui campo de temperaturas desuniforme, seria necessário realizar um exemplo com armadura negativa, ou seja,

as barras de aço estariam localizadas na parte superior da seção, onde o campo é uniforme, e o bloco na parte inferior, passando por várias isotermas.

Figura 5.17 - Isotermas referentes aos tempos de 30, 90, 120 e 180 minutos de exposição ao fogo, respectivamente.

5.3.2 Viga com armadura negativa

A figura 5.18 indica a seção com armadura negativa adotada. Estipulou-se o cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio ($M_{Rd,fi}$) para o tempo de 60 minutos de exposição ao fogo, já que, após uma série de análises, considerando-se diferentes intervalos, esse foi o que apresentou maior nível de desuniformidade, no que concerne ao campo de temperaturas na região inferior (sob compressão) da viga, como pode ser visto na figura 5.19.

Figura 5.18 - Seção retangular e com armadura negativa adotada para o cálculo do $M_{Rd,fi}$.

Figura 5.19 - Isotermas referentes ao tempo de 60 minutos de exposição ao fogo.

Nos cálculos com base nos métodos propostos pelo Super Tempcalc, ABNT NBR 15200:2012 e hipótese simplificada da norma brasileira, os procedimentos adotados foram os mesmos demonstrados no exemplo anterior, por isso, mais adiante, serão apresentados somente os resultados.

5.3.2.1 Cálculo com base no método da isoterma de 500 °C

Enquanto isso, há uma particularidade no cálculo embasado no método da isoterma de 500 °C. No caso de seção exposta ao fogo em três faces, com zona comprimida exposta (armadura negativa), além da largura (b_{fi}) também é necessário a determinação de nova altura efetiva (d_{fi}) que, nesse exemplo, ao contrário do anterior, não é igual ao valor calculado à temperatura ambiente (d).

Segundo o Eurocode 2 parte 1-2 (2004), os cantos arredondados das isotermas podem ser considerados aproximando a forma real das mesmas à um quadrado ou retângulo. Como a nova largura é facilmente determinada, a dificuldade consiste no cálculo da altura efetiva para que ela não delimite uma área resistente de concreto que esteja contra a segurança, admitindo-se uma parcela em que a temperatura é superior a 500 °C e, portanto, não mais contribui à capacidade resistente da seção.

Por esse motivo, como pode ser visto na figura 5.20, fixou-se a nova altura efetiva, aproximadamente, até a metade do canto arredondado da isoterma, com base no modelo apresentado na figura 4.10, que foi retirada da norma europeia. Logo, apresenta-se a seguir, o cálculo da nova altura efetiva (d_{fi}).

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_b}{2} \therefore 40 - 2,5 - 0,5 - \frac{1}{2} \therefore d = 36,5 \text{ cm}$$

$$d_{fi} = d - 4 \therefore 36,5 - 4 \therefore d_{fi} = 32,5 \text{ cm}$$

Após o cálculo das dimensões da seção reduzida de concreto, determina-se, com base no equilíbrio de forças, conforme exposto no exemplo anterior, o momento fletor resistente em incêndio.

Figura 5.20 - Determinação da seção efetiva de concreto, num modelo aquecido em três faces e com armadura negativa, a partir do método da isoterma de 500°C.

5.3.2.2 Comparação de resultados

Apresenta-se adiante, o resumo dos resultados obtidos.

$$M_{Rd,fi} \text{ (Resultado direto do Super Tempcalc)} = 37,4212 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi} \text{ (Cálculo com base no Super Tempcalc)} = 37,4396 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi} \text{ (Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012)} = 38,4448 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi} \text{ (Cálculo com base na hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012)} = 38,6539 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd,fi} \text{ (Método da isoterma de } 500^\circ\text{C)} = 35,4027 \text{ kN m}$$

No caso de vigas com armadura negativa, é comum resultados mais conservadores por parte do método da isoterma de 500 °C devido à aproximação, a favor da segurança, da nova altura efetiva da seção transversal.

Visto a desuniformidade do campo térmico do bloco de concreto comprimido sob análise, há uma pequena diferença nos resultados do cálculo com base no Super Tempcalc, ABNT NBR 15200:2012 e hipótese simplificada da norma, quando comparada à proximidade dos resultados obtidos no primeiro exemplo. No entanto, mesmo assim, confirma-se a consistência do método indicado pela norma brasileira e, ainda, sua hipótese simplificada, proposta nesse trabalho.

5.3.3 Resumo dos resultados

A tabela 5.6 apresenta um resumo dos resultados obtidos tanto nos dois primeiros exemplos quanto em outros que foram estudados com o objetivo de confirmar as conclusões apresentadas anteriormente sobre os diferentes métodos simplificados de cálculo.

Acrescenta-se que esses valores foram comparados aos resultados provenientes de um programa de computador que aplica métodos de cálculo mais avançados. Desenvolvido por Klein Júnior (2011), o FNC-FOGO considera a distribuição real de temperaturas, a respectiva resistência do concreto não uniforme na seção comprimida e as deformações específicas mecânicas e térmicas para a determinação do momento resistente em situação de incêndio.

Tabela 5.6 - Resumo dos resultados dos momentos resistentes em incêndio, calculados por meio de diferentes métodos, para determinadas seções de concreto armado.

Representação das seções analisadas*							
Momento resistente de cálculo de incêndio ($M_{Rd,fi}$) [kN m]							
Seção	Tempo de exposição ao fogo [min]	Resultado direto do Super Tempcalc	Cálculo manual com base no Super Tempcalc	Cálculo com base na ABNT NBR 15200:2012	Cálculo com base em hipótese simplificada da ABNT NBR 15200:2012	Método da isoterma de 500 °C	Resultado direto do FNC - FOGO
1	90	45,2413	45,2520	45,2520	45,3854	45,2654	44,1283
2	60	37,4212	37,4396	38,4448	38,6539	35,4027	37,3867
3	120	57,4749	57,5007	58,3917	58,1441	53,5860	56,8794
4	120	138,2661	138,2950	138,2950	138,8987	138,2319	135,8842

*Dimensões indicadas em centímetros e, em todos os casos, $\Phi_t = 5\text{mm}$, $f_{ck} = 25\text{MPa}$ e $f_{yk} = 500\text{MPa}$.

Como se pode ver na tabela, esses resultados ficaram ligeiramente abaixo dos valores calculados por meio do Super Tempcalc. A provável explicação é a forma de considerar as deformações da seção transversal de cada um dos métodos. No programa FNC-FOGO, admitiu-se a deformação específica total linear ao longo da altura da seção transversal, descontando-se posteriormente as deformações térmicas. Já via Super Tempcalc, como nos demais métodos simplificados, considerou-se a tensão de pico do concreto, a plastificação total do aço e as deformações térmicas foram desconsideradas.

6 Método gráfico

Como vem sendo comentado ao longo desta Dissertação, o método tabular da ABNT NBR 15200:2012, embora prático, restringe o dimensionamento das vigas de concreto expostas ao fogo a um número pequeno de valores. Assim, constatou-se a necessidade da concepção de uma ferramenta alternativa para a verificação desses elementos. Em função disso, desenvolveu-se o método gráfico.

No capítulo anterior, elucidou-se que uma das variáveis deste método consiste no momento fletor resistente em situação de incêndio e que ele foi determinado com o auxílio do programa de computador Super Tempcalc, uma vez que seria inviável realizar esses cálculos manualmente para tantos casos de vigas, i.e., considerando-se seções transversais com diferentes geometrias e configurações de armadura. Ressalta-se que esses resultados foram aplicados por se mostrarem bastante próximos a outros, obtidos não somente com base no método simplificado sugerido na norma brasileira, como também a partir do método da isoterma de 500 °C, proposto pela norma internacional Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

Como já é sabido, o Super Tempcalc fornece o momento fletor resistente de determinada seção aquecida por meio de gráficos, que relacionam esses valores ao tempo de aquecimento padronizado. Outro gráfico fornecido pelo programa é aquele que apresenta duas curvas, conforme ilustrado na figura 6.1.

Figura 6.1 – Curvas de momentos relativos, em função do tempo de aquecimento padronizado, fornecidas pelo Super Tempcalc.

A primeira, indicada pela linha cheia, assinala a relação entre o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio e o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio determinado para a temperatura inicial (ambiente, adotada igual a 20 °C), em função do tempo de aquecimento.

A segunda, representada por meio da linha tracejada, fornece a relação entre o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio e o momento fletor resistente de cálculo à temperatura ambiente, calculado sem a imposição de deformações específicas limites aos materiais, em função do tempo de aquecimento.

É válido explicar que o método gráfico foi construído a partir da curva tracejada, que fornece o parâmetro μ citado anteriormente, na equação (5.1). Em contrapartida, não se fez uso da curva de linha cheia. Ademais, explana-se que, apesar de o μ ser função do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, os gráficos dependem do parâmetro indicado na equação (6.1).

$$\mu = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} \quad (6.1)$$

onde:

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo da seção transversal à temperatura ambiente [kN cm];

$M_{Sd,fi}$ = momento fletor solicitante de cálculo da seção transversal em situação de incêndio [kN cm].

Portanto, estipulou-se como dado de entrada o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, ao invés do resistente. Isso porque a segurança é atendida quando $M_{Sd,fi} \leq M_{Rd,fi}$. Logo, ao se admitir $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$ no parâmetro fornecido pelo Super Tempcalc, é possível encontrar o tempo máximo de resistência ao fogo (TRF) do elemento estrutural.

O cálculo de $M_{Sd,fi}$ pode ser realizado por meio da equação (4.21), que consiste na expressão para combinação última excepcional das ações indicada pela ABNT NBR 8681:2004, ou, por simplificação, pode-se admitir $M_{Sd,fi} = 0,7 M_{Sd}$ (vide item 4.2.1).

Também é importante esclarecer que o momento fletor resistente de cálculo à temperatura ambiente é determinado pelo programa com base na mesma hipótese

indicada para a definição do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, i.e., a partir do equilíbrio de forças, sem a imposição de deformações específicas limites para ambos os materiais, e se considerando, nesse caso, os coeficientes adequados à situação normal nas equações (5.4) a (5.7).

Contudo, essa ferramenta computacional realiza uma simplificação, considerando-se a linha neutra da seção transversal à temperatura ambiente igual a obtida para a situação de incêndio. Devido a esse artifício, os gráficos se tornam a favor da segurança para valores distintos de f_{ck} , no entanto, sugere-se, apenas, que ele seja menor ou igual a 50 MPa, para evitar concretos de alta resistência, fora do escopo desta pesquisa.

Além disso, a favor da segurança, recomenda-se que o momento fletor resistente de cálculo à temperatura ambiente, a ser admitido como dado de entrada para aplicação do método, seja computado de acordo com os preceitos da ABNT NBR 6118:2007, ou seja, aplicando-se as deformações específicas limites. Por isso, na equação (6.1), tem-se M_{Rd} e não M_{Rd}^* , obtido sem a imposição delas.

Ainda é oportuno lembrar que a escolha do parâmetro μ foi inspirada não somente nos trabalhos de Costa (2008) e Silva (2010), que são voltados para vigas, mas também na ABNT NBR 15200:2012, que o aplica à pilares de concreto em situação de incêndio, e nas pesquisas desenvolvidas por Costa e Silva (2007a, 2007b), em relação a lajes nervuradas.

6.1 Etapas de elaboração

Após esses esclarecimentos, descreve-se que foram realizadas diversas análises, via Super Tempcalc, e a partir delas foram geradas mais de mil e quinhentas curvas do parâmetro μ . Posteriormente, elas foram compiladas em cento e vinte gráficos, sendo suas etapas de elaboração descritas minuciosamente a seguir.

1) Estipularam-se as dimensões da seção transversal de uma viga de concreto sob laje, como, por exemplo, 14 x 40 centímetros (figura 6.2);

Elucida-se que a laje de 5 centímetros já está embutida nessa altura e, ainda, que o item 5.1.1 apresenta as características de todas as seções que foram analisadas para a construção do método gráfico. Ademais, explana-se que as alturas de 70 centímetros foram consideradas, apenas, para as vigas com bases iguais a 30 e 35 centímetros.

Figura 6.2 – Primeira seção analisada para a construção do método gráfico.

2) Efetuou-se a análise térmica da seção por meio do Super Tempcalc (figura 6.3);

Também no item 5.1.1, indicam-se os dados de entrada admitidos para essa análise, enquanto os itens 5.1.2 e 5.1.3 apresentam as hipóteses estipuladas pelo programa e os resultados obtidos, respectivamente.

Figura 6.3 – Análise da distribuição de temperaturas, via Super Tempcalc, na seção escolhida.

3) Verificou-se a quantidade de barras de aço que poderia caber na largura da seção escolhida no item 1, considerando-se, *a priori*, armaduras positivas dispostas em apenas uma camada e com cobrimentos iguais a 25, 30 e 40 milímetros;

Admitindo-se, por exemplo, largura de 14 centímetros, estribos de 5 milímetros, cobrimento de 25 milímetros, e se respeitando os valores de espaçamento mínimo

livre entre as faces das barras longitudinais, recomendados pela ABNT NBR 6118:2007, as seguintes configurações de armadura foram adotadas: 2 Φ 10, 3 Φ 10, 2 Φ 12,5, 3 Φ 12,5, 2 Φ 16 e 2 Φ 20 (figura 6.4).

No item 5.2.1.1 são descritos os diâmetros das barras, cobrimentos, número de camadas positivas ou negativas, entre outras variáveis ponderadas à determinação das armaduras. É válido esclarecer que para as seções com larguras maiores, ou seja, 25, 30 e 35 centímetros, estipulou-se estudar, apenas, quantidades pares de armadura, visto o grande número de configurações possíveis.

Figura 6.4 – Configurações de armaduras positivas dispostas em uma camada, com estribos de 5 mm e cobrimento igual a 25 mm, estipuladas para a seção de 14 x 40 cm.

4) Analisaram-se as seções de concreto armado, demarcadas no item anterior, por intermédio do módulo estrutural do Super Tempcalc, a fim de se obter o gráfico que fornece a curva do parâmetro μ em função do tempo de aquecimento para cada situação de interesse (esse gráfico foi exposto anteriormente, na figura 6.1);

O item 5.2.1.2 descreve as diretrizes adotadas pelo programa para a determinação do momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, que consiste em uma das variáveis do μ . Já as hipóteses para o cômputo do momento resistente de cálculo à temperatura ambiente foram esclarecidas no início deste capítulo.

5) Extraíram-se dos gráficos, fornecidos pelo programa, os valores de μ encontrados para cada caso e, em seguida, estes foram organizados em tabelas no programa de computador Excel v.2007 (MICROSOFT® OFFICE, 2006);

Para a obtenção desses dados, desenvolveu-se uma rotina no MATLAB[®] v.7.8 (THE MATHWORKS, 2009), haja vista que a interface gráfica do Super Tempcalc é compatível com esse código computacional.

6) Repetiram-se os itens 1 a 5 para seções transversais com alturas de 50 e 60 centímetros, respectivamente. A largura permaneceu igual a 14 centímetros;

7) Compararam-se os valores de μ , referentes a cada modelo de armadura, obtidos para as diferentes alturas analisadas. Eles podem ser vistos nas tabelas 6.1 a 6.3;

8) A partir da comparação realizada anteriormente, verificou-se que os valores obtidos para as diferentes alturas eram muito próximos. Assim, selecionaram-se aqueles que estavam a favor da segurança, a fim de traçar apenas uma curva que fosse representativa das três situações, ou seja, alturas de 40, 50 e 60 centímetros (vide tabela 6.4);

Como pôde ser visto na figura 6.1, que esboça a forma dessas curvas, são a favor da segurança valores maiores de μ , já que esses conduzem a menores tempos de resistência ao fogo (TRF). Porém, não houve uma regra quanto à procedência desses valores, de forma que, algumas vezes, estavam a favor da segurança aqueles encontrados para alturas maiores e, outras, para as menores. Por isso, para a utilização dessas curvas, impôs-se um intervalo limite de alturas.

9) De posse dos valores selecionados no item 8, traçaram-se as diferentes curvas, que foram reunidas em apenas um gráfico, ilustrado na figura 6.5;

10) Analisou-se cada uma das curvas presentes no gráfico construído no item prévio e, visto a proximidade entre algumas, escolheram-se as mais representativas;

Essa seleção foi realizada da seguinte forma: compararam-se grupos de curvas próximas e, em relação a esse grupo, escolheu-se aquela que estava a favor da segurança em relação às demais, i.e., conduzindo a valores menores de TRF. É válido ressaltar que as curvas desconsideradas estavam pouco afastadas daquela que as representou, com distâncias de, aproximadamente, 10 a 15 minutos. A figura 6.6 mostra o resultado final desse procedimento.

Tabela 6.1 – Valores de μ para seção de 14x40 cm com armaduras positivas em uma camada e cobrimento de 25 mm.

Tempo (min)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Armaduras													
2 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1495	1,0358	0,7228	0,4479	0,2605	0,1804	0,1203	0,0955	0,0738	0,0634	0,0566
3 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1497	1,0735	0,8188	0,5458	0,3370	0,2236	0,1505	0,1114	0,0857	0,0714	0,0607
2 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1497	1,0712	0,7714	0,4857	0,2907	0,1966	0,1314	0,1014	0,0793	0,0656	0,0585
3 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1493	1,0962	0,8580	0,5804	0,3642	0,2418	0,1617	0,1187	0,0908	0,0741	0,0627
2 Φ 16	1,1500	1,1500	1,1494	1,1202	0,8343	0,5449	0,3398	0,2199	0,1491	0,1100	0,0872	0,0690	0,0614
2 Φ 20	1,1500	1,1500	1,1485	1,1448	0,9062	0,6168	0,3985	0,2509	0,1727	0,1201	0,0965	0,0758	0,0647

Tabela 6.2 – Valores de μ para seção de 14x50 cm com armaduras positivas em uma camada e cobrimento de 25 mm.

Tempo (min)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Armaduras													
2 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1496	1,0359	0,7227	0,4478	0,2605	0,1804	0,1202	0,0955	0,0738	0,0634	0,0566
3 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1498	1,0736	0,8187	0,5454	0,3367	0,2234	0,1503	0,1113	0,0856	0,0713	0,0607
2 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1498	1,0713	0,7712	0,4852	0,2904	0,1964	0,1313	0,1013	0,0792	0,0655	0,0585
3 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1495	1,0966	0,8579	0,5799	0,3636	0,2413	0,1613	0,1184	0,0905	0,0739	0,0626
2 Φ 16	1,1500	1,1500	1,1495	1,1206	0,8341	0,5442	0,3392	0,2194	0,1487	0,1097	0,0870	0,0688	0,0612
2 Φ 20	1,1500	1,1500	1,1488	1,1459	0,9064	0,6161	0,3976	0,2501	0,1720	0,1196	0,0961	0,0755	0,0644

Tabela 6.3 – Valores de μ para seção de 14x60 cm com armaduras positivas em uma camada e cobrimento de 25 mm.

Tempo (min)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Armaduras													
2 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1497	1,0359	0,7226	0,4478	0,2605	0,1804	0,1202	0,0955	0,0738	0,0634	0,0566
3 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1498	1,0737	0,8186	0,5451	0,3364	0,2232	0,1502	0,1112	0,0855	0,0713	0,0606
2 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1498	1,0714	0,7710	0,4849	0,2902	0,1962	0,1312	0,1012	0,0791	0,0654	0,0584
3 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1496	1,0968	0,8578	0,5795	0,3633	0,2410	0,1611	0,1183	0,0904	0,0738	0,0625
2 Φ 16	1,1500	1,1500	1,1496	1,1209	0,8340	0,5438	0,3388	0,2190	0,1484	0,1095	0,0868	0,0686	0,0611
2 Φ 20	1,1500	1,1500	1,1490	1,1467	0,9066	0,6156	0,3970	0,2495	0,1716	0,1193	0,0958	0,0753	0,0643

Tabela 6.4 – Maiores valores de μ (a favor da segurança) extraídos das análises de seções de 14x40, 14x50 e 14x60 cm com armaduras positivas em uma camada e cobrimento de 25 mm.

Tempo (min)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180
Armaduras													
2 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1497	1,0359	0,7228	0,4479	0,2605	0,1804	0,1203	0,0955	0,0738	0,0634	0,0566
3 Φ 10	1,1500	1,1500	1,1498	1,0737	0,8188	0,5458	0,3370	0,2236	0,1505	0,1114	0,0857	0,0714	0,0607
2 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1498	1,0714	0,7714	0,4857	0,2907	0,1966	0,1314	0,1014	0,0793	0,0656	0,0585
3 Φ 12,5	1,1500	1,1500	1,1496	1,0968	0,8580	0,5804	0,3642	0,2418	0,1617	0,1187	0,0908	0,0741	0,0627
2 Φ 16	1,1500	1,1500	1,1496	1,1209	0,8343	0,5449	0,3398	0,2199	0,1491	0,1100	0,0872	0,0690	0,0614
2 Φ 20	1,1500	1,1500	1,1490	1,1467	0,9066	0,6168	0,3985	0,2509	0,1727	0,1201	0,0965	0,0758	0,0647

Figura 6.5 - Curvas traçadas para as diferentes configurações de armaduras.

Figura 6.6 – Seleção de curvas representativas, dentre grupos de curvas próximas, para a composição do método gráfico.

11) Após a análise da seção com largura de 14 centímetros e diferentes alturas, repetiram-se os itens 1 a 7 para as demais larguras, ainda se considerando armaduras positivas distribuídas em uma camada. Novamente, os resultados de μ obtidos para as seções com larguras iguais e alturas distintas foram bastante próximos entre si e, por conseguinte, repetiu-se o disposto nos itens 8 a 10;

12) Efetuaram-se os itens 1 a 7 para as diferentes seções em estudo, porém, dessa vez, considerando-se armaduras positivas distribuídas em duas camadas. Os resultados foram análogos àquelas com apenas uma camada e, assim, os itens 8 a 10 foram mais uma vez colocados em prática;

Nos gráficos em que se delineiam os resultados de armaduras dispostas em duas camadas, vide figura 6.7, onde se lê $2\Phi 10$, por exemplo, deve-se entender que são 2 camadas com $2\Phi 10$ em cada uma das camadas. Logo, nos gráficos para 2 camadas, $2\Phi 10$ significa, na verdade, armadura total igual a $4\Phi 10$ distribuídas em duas camadas com o mesmo número de barras.

Figura 6.7 – Modelo de gráfico construído para seção com largura de 14 cm e armaduras positivas dispostas em duas camadas.

13) Aplicaram-se os itens 1 a 7 para seções com armaduras negativas dispostas em uma camada. Após a comparação dos valores de μ , verificou-se que eles eram bem diferentes, considerando-se distribuições de armaduras em vigas com larguras iguais e alturas distintas. Logo, ao contrário das armaduras positivas, construiu-se um gráfico referente a cada altura, com base nas etapas indicadas nos itens 9 e 10;

Cita-se que, nesses casos, houve uma constatação: quanto maior a altura, maiores os resultados de TRF obtidos ou, em outras palavras, menores os valores de μ . Logo, parte-se do pressuposto que seja necessário dimensionar uma viga de 19 x 70 centímetros. Apesar dessa altura não ter sido analisada, pode-se aplicar o gráfico construído para a de 60 centímetros, pois a segurança estará atendida.

Também é conveniente explicar uma particularidade das seções com larguras de 14 centímetros analisadas nessa etapa. Observou-se que, para determinada altura, os valores de μ provenientes de cobrimentos distintos eram muito parecidos e, por isso, escolheram-se as curvas mais representativas, ou seja, a favor da segurança, para serem reunidas em apenas um gráfico (a figura 6.8 mostra um desses casos). Todavia, atenta-se para a necessidade da verificação dos espaçamentos, já que o cobrimento de 40 centímetros não comporta as 2 Φ 16 milímetros, por exemplo.

Figura 6.8 – Modelo de gráfico construído para seção com largura de 14 cm e armaduras negativas dispostas em uma camada, no qual se reuniram curvas resultantes de cobrimentos diferentes, devido à proximidade.

Ainda se esclarece que o símbolo “X”, presente em alguns gráficos, indica que, para determinadas configurações de armaduras, o $\text{TRF} \geq 180$ minutos (figura 6.9).

14) Repetiram-se os itens 1 a 7 para seções com armaduras negativas dispostas em duas camadas. Os resultados foram análogos às de uma camada e, assim, reproduziu-se o disposto no item 13.

Destaca-se que, nesses gráficos, algumas curvas estão incompletas (figura 6.10). Elas caracterizam peças superarmadas, em que houve esmagamento do concreto

em determinado instante do incêndio. Logo, a partir desse ponto, as mesmas foram interrompidas. Isso ocorreu pelo fato das armaduras terem sido inseridas com base, apenas, na verificação dos espaçamentos.

Por fim, é importante notificar que os resultados completos do método gráfico para dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio podem ser visualizados no apêndice desta Dissertação.

Figura 6.9 – Modelo de gráfico, com armaduras negativas, que possui o símbolo “X”, representativo de $\text{TRF} \geq 180$ minutos.

Figura 6.10 – Modelo de gráfico, com armaduras negativas em duas camadas, que possui curvas incompletas, representativas do esmagamento do concreto em peças superarmadas.

6.2 Exemplos de aplicação

Com objetivo de esclarecer o dimensionamento de vigas expostas ao fogo mediante o método gráfico e, ainda, comparar seus resultados àqueles provenientes do método tabular, apresentar-se-ão alguns exemplos. Enfatiza-se que as peças devem ser dimensionadas, *a priori*, para a temperatura ambiente, com base na ABNT NBR 6118:2007, e, nos modelos analisados, contou-se com o auxílio do programa de computador CAD/TQS[®] Estudante v.17.1.72 (TQS INFORMÁTICA, 2012), para a execução dessa primeira etapa de cálculo. Logo, apenas os resultados serão expostos, com exceção ao momento fletor resistente da seção. Como ele consiste num dos dados de entrada para os gráficos, nos dois primeiros exemplos, será mostrado como se proceder à sua determinação. Além disso, os cálculos que tangem ao dimensionamento para a situação de incêndio, escopo deste trabalho, serão abordados detalhadamente.

6.2.1 Viga biapoiada - Seção T calculada como retangular

No esquema estático da peça, ilustrado na figura 6.11, “L” é comprimento do vão e “ p_k ” o valor característico do carregamento uniformemente distribuído. A seção transversal, indicada na mesma figura, foi adotada conforme os modelos utilizados para a construção do método gráfico, considerando-se uma viga sob laje. Estipulou-se cobrimento de 25 milímetros, estribos com diâmetro de 5 milímetros, concreto com f_{ck} igual a 25 MPa, aço com f_{yk} igual a 500 MPa e que se trata de uma viga presente num edifício residencial.

Figura 6.11 - Esquema estático da viga e seção adotada.

A seguir, indicam-se os procedimentos de cálculo.

1) Dimensiona-se a peça para a condição de temperatura ambiente. Os resultados podem ser vistos na figura 6.12, que também apresenta o diagrama de momentos fletores solicitantes característicos;

Figura 6.12 - Diagrama de momentos fletores solicitantes característicos e dimensionamento à temperatura ambiente.

2) A partir da área de aço encontrada no item anterior, determina-se o momento fletor resistente positivo à temperatura ambiente. Esse cômputo é realizado com base nas equações (5.4) a (5.7), provindas do equilíbrio de forças na seção transversal. É importante esclarecer que essas equações citadas se referem a uma seção aquecida, portanto, é necessário que elas sejam adaptadas a situação em estudo, adotando-se os coeficientes próprios à situação normal. Ademais, precisa-se verificar se a seção se comporta como T ou retangular e, para isso, é necessário o cálculo da altura do bloco de concreto comprimido (y). Por isso, antes da apresentação dos cálculos, expõem-se algumas diretrizes acerca dessa questão, que podem ser mais bem entendidas por intermédio das figuras 6.13 e 6.14;

- Em peças com armadura positiva, se y cortar a laje, trata-se de uma viga retangular, já que, acima dela, há uma seção retangular de concreto trabalhando à compressão. Analogamente, se y cortar a largura da viga, esta deve ser calculada como T. Assim, no equilíbrio de forças, admite-se a largura do bloco de concreto comprimido igual a largura colaborante da laje, a fim de recair no caso de uma viga retangular. Se o valor encontrado para y for menor que a espessura da laje, i.e., $y \leq h_f$, confirma-se a hipótese inicial e se procede à determinação do momento resistente considerando uma viga com dimensões $b_f \times h$. Caso contrário, o cálculo deve ser realizado de forma particular, admitindo-se viga T;
- Em relação à armadura negativa, ocorre o inverso. Se y cortar a laje, calcula-se como T e, caso corte a largura da viga, tem-se uma retangular. Portanto, ao longo

do equilíbrio, estipula-se a largura do bloco de concreto igual a largura da viga. Se o valor de y não cortar a laje, ou seja, $y \leq (h - h_f)$, confirma-se a hipótese de uma peça retangular com dimensões $b_w \times h$.

Figura 6.13 – Modelo de viga com armadura positiva em que o cálculo do momento fletor resistente à temperatura ambiente é efetuado conforme viga retangular ou T, respectivamente.

Figura 6.14 – Modelo de viga com armadura negativa em que o cálculo do momento fletor resistente à temperatura ambiente é efetuado conforme viga retangular ou T, respectivamente.

Após esses esclarecimentos iniciais, apresenta-se a verificação realizada para a viga com armadura positiva em estudo.

$$F_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_s \therefore \frac{50}{1,15} \times 6,03 \therefore F_{sd,fi} = 262,17 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c \therefore 0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times (60 \times y) \therefore F_{cd} = 91,07 y \text{ kN cm}$$

$$F_{sd} = F_{cd} \therefore 262,17 = 91,07 y \therefore y = 2,88 \text{ cm}$$

$$y = 2,88 \text{ cm} < h_f = 5 \text{ cm}$$

Logo, consiste numa viga retangular e pode se dar continuidade ao cálculo usual do momento fletor resistente à temperatura ambiente. Abaixo, na expressão em que se encontra a altura efetiva da viga (d), a altura da seção está indicada por “ h ”, o

cobrimento por “c”, o diâmetro dos estribos por “ Φ_t ” e o diâmetro das barras de aço da armadura longitudinal por “ Φ_b ”.

$$d = h - c - \Phi_t - \frac{\Phi_b}{2} \therefore 60 - 2,5 - 0,5 - \frac{1,6}{2} \therefore d = 56,2 \text{ cm}$$

$$z = d - \frac{y}{2} \therefore 56,2 - \frac{2,88}{2} \therefore z = 54,76 \text{ cm}$$

$$M_{Rd}^+ = F_{sd} z \therefore 262,17 \times 0,5476 \therefore M_{Rd}^+ = 143,5 \text{ kN m}$$

3) Define-se o valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio. Nesse exemplo, consideraram-se 60% de ações permanentes e 40% variáveis. Admitindo-se que se trata de uma viga presente num edifício residencial, ψ_2 é igual a 0,3 (valor recomendado pela ABNT NBR 8681:2003). A partir da expressão para combinação última excepcional das ações, vide equação (4.21), determina-se o novo carregamento, que também está ilustrado na figura 6.15.

$$p_{d,fi} = 1,2 p_{G,k} + 0,7 \psi_2 p_{Q,k}$$

$$p_{d,fi} = \left(1,2 \times \frac{60}{100} \times 20\right) + \left(0,7 \times 0,3 \times 20 \times \frac{40}{100}\right) \therefore p_{d,fi} = 16 \text{ kN/m}$$

4) Por meio do carregamento encontrado no item prévio, determina-se o diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio (figura 6.16). Em alternativa, também se pode aplicar, de forma direta, o valor do momento máximo encontrado para a temperatura ambiente na expressão para combinação última excepcional das ações;

$$M_{Sd,fi}^+ = \frac{p_{d,fi} L^2}{8} \therefore \frac{16 \times 6^2}{8} \therefore M_{Sd,fi}^+ = 72 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,fi}^+ = \left(1,2 \times \frac{60}{100} \times 90\right) + \left(0,7 \times 0,3 \times \frac{40}{100} \times 90\right) \therefore M_{Sd,fi}^+ = 72 \text{ kN m}$$

Figura 6.15 – Valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em incêndio.

Figura 6.16 – Valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em incêndio.

5) De posse dos dados obtidos nos itens 2 e 4, calcula-se o parâmetro μ , necessário para o emprego do método em questão. Em seguida, seleciona-se o gráfico compatível à seção de concreto analisada e, a partir do valor de μ , associado à configuração de armaduras, determina-se o tempo de resistência ao fogo da viga (figura 6.17).

$$\mu^+ = \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \div \frac{72}{143,5} \div \mu^+ \cong 0,50 \quad (A_s^+ = 3\Phi 16) \rightarrow TRF_{viga} = 90 \text{ min}$$

Figura 6.17 – Determinação do tempo de resistência ao fogo da viga em estudo por meio gráfico.

6) A fim de se comparar o resultado obtido por meio gráfico ao método tabular da ABNT NBR 15200:2012, deve-se, primeiramente, determinar-se a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face inferior do concreto exposta ao fogo;

$$c_1 = c + \phi_t + \frac{\phi_b}{2} \div 25 + 5 + \frac{16}{2} \div c_1 = 38 \text{ mm}$$

7) Com base em c_1 e na largura viga ($b = 190 \text{ mm}$), calcula-se, por interpolação linear dos valores indicados na tabela 4.1 (dimensionamento de vigas biapoiadas de

concreto armado em situação de incêndio), o TRF da peça. Apresentam-se, adiante, as combinações selecionadas para a interpolação e o resultado;

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 30 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 120 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 38 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 76 \text{ min} \end{array}$$

8) Ressalta-se que há uma observação do método quanto a concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas (vide item 4.1.3). Por isso, em seções com apenas uma camada de armaduras e largura não superior, conforme o TRF, ao $b_{\min}$ indicado na coluna 3 da tabela 4.1, algumas mudanças em projeto devem ser realizadas. Esse é caso da seção em estudo, em que as 3 Φ 16 estão distribuídas em apenas uma camada e a largura de 190 milímetros não é superior à de 248,5 milímetros, calculada por interpolação linear, como mostrado abaixo;

$$\left. \begin{array}{l} \text{TRF} = 60 \text{ min} - b_{\min} = 190 \text{ mm} \\ \text{TRF} = 90 \text{ min} - b_{\min} = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{TRF}_{\text{viga}} = 76 \text{ min} \\ b_{\min} = 248,5 \text{ mm} \end{array}$$

Sobre as mudanças citadas anteriormente, elucida-se que a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo (c_{1l}) deve ser 10 milímetros maior que o c_1 encontrado pelo método tabular ou, como alternativa, podem-se especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao estipulado no dimensionamento. Caso nenhuma dessas alterações seja atendida, o TRF deve ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança, c_1 reduzido em 10 milímetros.

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 160 \text{ mm} - c_1 = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 30 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 30 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 28 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 56 \text{ min} \end{array}$$

Portanto, nesse exemplo, o método gráfico se mostrou mais econômico, quando comparado ao método tabular.

$$\text{TRF}_{\text{viga}} = 90 \text{ min} > \text{TRF}_{\text{viga}} = 76 \text{ ou } 56 \text{ min}$$

6.2.2 Viga biapoiada - Seção T “real”

O modelo da próxima peça a ser estudada pode ser visto na figura 6.18. Nesse exemplo, também se estipulou cobrimento de 25 milímetros, estribos com diâmetro de 5 milímetros, concreto com f_{ck} igual a 25 MPa e aço com f_{yk} igual a 500 MPa. Porém, admitiu-se que se trata de uma viga presente numa biblioteca.

Figura 6.18 - Esquema estático da viga e seção adotada.

1) Assim como no exemplo anterior, os cálculos se iniciam com o dimensionamento à temperatura ambiente. Os resultados dessa etapa estão ilustrados na figura 6.19.

Figura 6.19 - Diagrama de momentos fletores solicitantes característicos e dimensionamento à temperatura ambiente.

2) Para a determinação do momento resistente positivo, verifica-se, primeiramente, se a seção se comporta como T ou retangular;

$$F_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_s \therefore \frac{50}{1,15} \times 12,06 \therefore F_{sd,fi} = 524,51 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c \therefore \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_f y \therefore 0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times (60 \times y) \therefore F_{cd} = 91,07 y \text{ kN cm}$$

$$F_{sd} = F_{cd} \therefore 524,51 = 91,07 y \therefore y = 5,76 \text{ cm}$$

$$y = 5,76 \text{ cm} > h_f = 5 \text{ cm}$$

Portanto, no equilíbrio de forças, deve-se admitir uma seção T verdadeira, computando-se o momento fletor resistente com base na somatória dos momentos resultantes na laje e na nervura da viga, conforme indicado nas equações (6.2) a (6.6) e na figura 6.20. Em relação à força resultante na armadura não há particularidades, esta deve ser calculada como no exemplo anterior.

$$F_{cdn} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_{cn} \therefore \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w y_n \quad (6.2)$$

$$F_{cdl} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_{cl} \therefore \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (b_f - b_w) h_f \quad (6.3)$$

$$F_{cd} = F_{cdn} + F_{cdl} \quad (6.4)$$

$$F_{cd} = F_{sd} \quad (6.5)$$

$$M_{Rd} = M_{Rdn} + M_{Rdl} \therefore \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w y_n z_n + \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (b_f - b_w) h_f z_l \quad (6.6)$$

onde:

A_{cl} e A_{cn} = áreas de concreto comprimido da laje e nervura, respectivamente [cm²];

b_f e b_w = larguras da laje e nervura, respectivamente [cm];

F_{cd} , F_{cdl} e F_{cdn} = forças resultantes de cálculo nas áreas de concreto comprimido da seção, laje e nervura, à temperatura ambiente, respectivamente [kN];

F_{sd} = força resultante de cálculo na armadura, à temperatura ambiente [kN];

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, à temperatura ambiente [kN/cm²];

h_f = espessura da laje [cm];

M_{Rd} , M_{Rdl} e M_{Rdn} = momentos fletores resistentes de cálculo da seção, laje e nervura, à temperatura ambiente, respectivamente [kN cm];

y_n = altura do bloco de concreto comprimido da nervura [cm];

z_l e z_n = distâncias entre a linha horizontal que passa pelo CG da armadura e o CG dos blocos de concreto comprimido da laje e nervura, à temperatura ambiente, respectivamente [cm];

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto, à temperatura ambiente [adimensional];

α = redutor do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, à temperatura ambiente [adimensional].

Figura 6.20 – Equilíbrio de forças resultantes numa seção T de concreto armado.

A partir dessas equações, procede-se ao cálculo do momento resistente da viga.

$$F_{cdn} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w y_n \div 0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 35 \times y_n \div F_{cdn} = 53,12 y_n$$

$$F_{cdl} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (b_f - b_w) h_f \div 0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times (60 - 35) \times 5 = 189,75 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = F_{cdn} + F_{cdl} \div F_{cd} = 53,12 y_n + 189,75$$

$$F_{cd} = F_{sd} \div 53,12 y_n + 189,75 = 524,51 \div y_n = 6,3 \text{ cm}$$

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_b}{2} \div 40 - 2,5 - 0,5 - \frac{1,6}{2} \div d = 36,2 \text{ cm}$$

$$z_n = d - \frac{y_n}{2} \div 36,2 - \frac{6,3}{2} \div z_n = 33,05 \text{ cm}$$

$$z_l = d - \frac{h_f}{2} \div 36,2 - \frac{5}{2} \div z_l = 33,70 \text{ cm}$$

$$M_{Rd}^+ = M_{Rdn} + M_{Rdl} \div \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w y_n z_n + \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (b_f - b_w) h_f z_l$$

$$M_{Rd}^{+} = (53,12 \times 6,3 \times 0,3305) + (189,75 \times 0,3370) \therefore M_{Rd}^{+} = 176,5 \text{ kN m}$$

3) Determina-se o valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio como feito no exemplo anterior, em que se consideraram 60% de ações permanentes e 40% variáveis, porém, admitindo-se que se trata de uma viga presente numa biblioteca, ψ_2 é igual a 0,6. A figura 6.21 apresenta um esquema da nova solicitação;

$$p_{d,fi} = 1,2 p_{G,k} + 0,7 \psi_2 p_{Q,k}$$

$$p_{d,fi} = \left(1,2 \times \frac{60}{100} \times 55\right) + \left(0,7 \times 0,6 \times 55 \times \frac{40}{100}\right) \therefore p_{d,fi} = 49 \text{ kN/m}$$

4) Repete-se o disposto nos itens 4 e 5 do exemplo anterior. O diagrama de momentos solicitantes de cálculo obtido para a situação de incêndio pode ser visto na figura 6.22 e, adiante, apresenta-se o cálculo do parâmetro μ , seguido do resultado do TRF, além do gráfico usado para dimensionamento (figura 6.23);

Figura 6.21 – Valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em incêndio.

Figura 6.22 – Valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em incêndio.

$$\mu^{+} = \frac{M_{Sd,fi}^{+}}{M_{Rd}^{+}} \therefore \frac{98}{176,5} \therefore \mu^{+} \cong 0,55 (A_s^{+} = 6\Phi 16) \rightarrow TRF_{viga} = 115 \text{ min}$$

5) Reproduzindo-se as etapas de cálculo expostas nos itens 6 e 7 do primeiro exemplo de aplicação, obtêm-se, por interpolação linear dos valores indicados abaixo, o seguinte TRF para a viga em estudo;

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 300 \text{ mm} - c_1 = 25 \text{ mm} \rightarrow TRF = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 300 \text{ mm} - c_1 = 70 \text{ mm} \rightarrow TRF = 180 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 350 \text{ mm} - c_1 = 38 \text{ mm} \\ TRF_{viga} = 95 \text{ min} \end{array}$$

6) Por fim, quanto à concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas (vide item 8 do exemplo prévio), explana-se que, apesar da armadura estar distribuída em apenas uma camada, não há necessidade de realizar mudanças em projeto ou recalcular o resultado do dimensionamento. Isso ocorre porque a largura da seção, igual a 350 milímetros, é superior à calculada conforme o TRF.

$$\left. \begin{array}{l} \text{TRF} = 90 \text{ min} - b_{\text{mín}} = 300 \text{ mm} \\ \text{TRF} = 120 \text{ min} - b_{\text{mín}} = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{TRF}_{\text{viga}} = 95 \text{ min} \\ b_{\text{mín}} = 300 \text{ mm} \end{array}$$

Logo, o método gráfico se mostrou, novamente, mais econômico que o tabular.

$$\text{TRF}_{\text{viga}} = 115 \text{ min} > \text{TRF}_{\text{viga}} = 95 \text{ min}$$

Figura 6.23 – Determinação do tempo de resistência ao fogo da viga em estudo por meio gráfico.

6.2.3 Viga contínua - Redistribuição de momentos fletores solicitantes

Neste exemplo, estudar-se-á a viga contínua ilustrada na figura 6.24. Como pode ser observado, o modelo é parecido com aquele analisado no item 6.2.1, de modo que os valores de carregamento e comprimento do vão entre apoios se repetem, bem como as dimensões da seção transversal. Estipulou-se, mais uma vez, cobrimento de 25 milímetros, estribos com diâmetro de 5 milímetros, concreto com f_{ck} igual a 25

MPa, aço com f_{yk} igual a 500 MPa e que a peça se localiza num edifício residencial. Visto a simetria dos vãos, os cálculos foram realizados somente para um trecho da estrutura.

Figura 6.24 - Esquema estático da viga e seção adotada.

1) Realiza-se o dimensionamento à temperatura ambiente, todavia, em contraste às vigas biapoiadas estudadas anteriormente, nas contínuas, os momentos fletores solicitantes podem ser redistribuídos, do negativo para o positivo;

Por conseguinte, analisando-se a posição da linha neutra na seção (x), sua relação com o coeficiente de redistribuição (δ) e, considerando-se uma peça de nós fixos, a redistribuição máxima permitida pela ABNT NBR 6118:2007 foi 25% ($\delta = 0,75$). Lembra-se que esses procedimentos recomendados pela norma brasileira foram expostos no item 4.1.7 desta Dissertação. Nas figuras 6.25 e 6.26, estão indicados os diagramas de momentos fletores solicitantes característicos e os resultados do dimensionamento à temperatura ambiente, antes e depois da redistribuição.

Figura 6.25 - Diagrama de momentos fletores solicitantes característicos e dimensionamento à temperatura ambiente antes da redistribuição de momentos.

Figura 6.26 - Diagrama de momentos fletores solicitantes característicos e dimensionamento à temperatura ambiente depois da redistribuição de momentos.

2) A partir da área de aço adotada, determinam-se os momentos resistentes positivos e negativos com base nas equações apresentadas no item 2 do primeiro exemplo de aplicação, uma vez que, por meio do cômputo das alturas dos blocos de concreto comprimidos das seções em análise, verificou-se que todas podem ser calculadas como viga retangular. A seguir, apresentam-se os resultados;

- Antes da redistribuição de momentos: $M_{Rd}^+ = 76 \text{ kN m}$; $M_{Rd}^- = 135,5 \text{ kN m}$
- Depois da redistribuição: $M_{Rd}^+ = 89 \text{ kN m}$; $M_{Rd}^- = 112,5 \text{ kN m}$

3) Define-se o carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio conforme o item 3 do primeiro exemplo. Na figura 6.27, ilustra-se novamente esse resultado, agora referente a um trecho de viga contínua;

Figura 6.27 – Valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em incêndio.

4) Mais uma vez, fundamenta-se nos procedimentos apresentados no item 4 do primeiro exemplo para se encontrar o diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio;

Dessa forma, inserindo-se na expressão para combinação última excepcional das ações os momentos solicitantes à temperatura ambiente antes da redistribuição, é possível se calcular um dos diagramas, cujo resultado está exposto na figura 6.28 .

Enquanto isso, para se determinar o diagrama em que se considera a redistribuição em incêndio, que se dá dos momentos positivos para os negativos, aplicam-se as equações (4.14) e (4.15), que foram expostas no item 4.1.7 e se referem ao cálculo do novo momento negativo que atua na extremidade de uma viga contínua aquecida. Nesse exemplo, por simplificação e a favor da segurança, adotou-se o mesmo coeficiente utilizado na análise da peça à temperatura ambiente, portanto, $\delta = 0,75$. O resultado desse diagrama também pode ser visto na figura 6.28.

$$M_{Sd,fiR}^+ = \delta M_{Sd,fi}^+ \therefore 0,75 \times 40 \therefore M_{Sd,fiR}^+ = 30 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,fiR}^- = \frac{p_{d,fi} L^2}{2} - p_{d,fi} L^2 \sqrt{\frac{2 M_{Sd,fiR}^+}{p_{d,fi} L^2}} \therefore \frac{16 \times 6^2}{2} - 16 \times 6^2 \sqrt{\frac{2 \times 30}{16 \times 6^2}}$$

$$M_{Sd,fiR}^- = 102 \text{ kN m}$$

Figura 6.28 – Diagrama de momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio antes e depois da redistribuição, respectivamente.

5) Calculam-se os parâmetros μ para cada uma das situações demarcadas adiante e, depois, seleccionam-se os gráficos de momentos positivos e negativos compatíveis a cada uma delas, vide figura 6.29, a fim de se determinar os resultados de TRF;

○ Desconsiderando-se a redistribuição de momentos, tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio;

$$\left. \begin{aligned} \mu^+ &= \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \therefore \frac{40}{76} \therefore \mu^+ \cong 0,55 \quad (A_s^+ = 4\Phi 10) \rightarrow TRF = 85 \text{ min} \\ \mu^- &= \frac{M_{Sd,fi}^-}{M_{Rd}^-} \therefore \frac{72,5}{135,5} \therefore \mu^- \cong 0,55 \quad (A_s^- = 3\Phi 16) \rightarrow TRF \geq 180 \text{ min} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} TRF_{viga} \\ 85 \text{ min} \end{array}$$

○ Admitindo-se a redistribuição de momentos, tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio;

$$\left. \begin{aligned} \mu^+ &= \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \therefore \frac{30}{89} \therefore \mu^+ \cong 0,35 \quad (A_s^+ = 3\Phi 12,5) \rightarrow TRF = 105 \text{ min} \\ \mu^- &= \frac{M_{Sd,fi}^-}{M_{Rd}^-} \therefore \frac{102}{112,5} \therefore \mu^- \cong 0,90 \quad (A_s^- = 4\Phi 12,5) \rightarrow TRF = 150 \text{ min} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} TRF_{viga} \\ 105 \text{ min} \end{array}$$

○ Admitindo-se a redistribuição de momentos apenas para a situação de incêndio;

$$\left. \begin{aligned} \mu^+ &= \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \therefore \frac{30}{76} \therefore \mu^+ \cong 0,40 \quad (A_s^+ = 4\Phi 10) \rightarrow TRF = 100 \text{ min} \\ \mu^- &= \frac{M_{Sd,fi}^-}{M_{Rd}^-} \therefore \frac{102}{135,5} \therefore \mu^- \cong 0,75 \quad (A_s^- = 3\Phi 16) \rightarrow TRF = 165 \text{ min} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} TRF_{viga} \\ 100 \text{ min} \end{array}$$

○ Admitindo-se a redistribuição de momentos apenas à temperatura ambiente.

$$\left. \begin{aligned} \mu^+ &= \frac{M_{Sd,fi}^+}{M_{Rd}^+} \therefore \frac{40}{89} \therefore \mu^+ \cong 0,45 \quad (A_s^+ = 3\Phi 12,5) \rightarrow TRF = 95 \text{ min} \\ \mu^- &= \frac{M_{Sd,fi}^-}{M_{Rd}^-} \therefore \frac{72,5}{112,5} \therefore \mu^- \cong 0,65 \quad (A_s^- = 4\Phi 12,5) \rightarrow TRF \geq 180 \text{ min} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} TRF_{viga} \\ 95 \text{ min} \end{array}$$

⊗ Sem redistribuição de momentos	⊗ Redistribuição apenas à temperatura ambiente
⊗ Redistribuição apenas em incêndio	⊗ Com redistribuição de momentos

Figura 6.29 – Determinação do tempo de resistência ao fogo da viga em estudo por meio gráfico.

5) Com o objetivo de comparar os resultados do método gráfico ao tabular, analisa-se a seção transversal com armadura positiva de cada uma das situações estudadas no item anterior, já que para esses casos, de vigas aquecidas em apenas três faces, a norma brasileira dispensa qualquer verificação no que concerne à armadura negativa. Reproduzindo-se as etapas de cálculo expostas nos itens 6 e 7 do primeiro exemplo, obtêm-se os resultados indicados abaixo. Ressalta-se que foram aplicados os valores indicados na tabela 4.2 (dimensionamento de vigas contínuas de concreto armado em situação de incêndio);

- Redistribuição de momentos à temperatura ambiente desconsiderada: primeira e terceira situação;

$$A_s^+ = 4\Phi 10$$

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 120 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 35 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 102 \text{ min} \end{array}$$

- Considerando-se a redistribuição de momentos à temperatura ambiente: segunda e última situação.

$$A_s^+ = 3\Phi 12,5$$

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 120 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 36,25 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 104 \text{ min} \end{array}$$

6) Verifica-se a concentração de temperatura nas bordas da face inferior das vigas. Isso é feito com base no item 8 do primeiro exemplo, contudo, nas vigas contínuas, deve-se analisar o $b_{\min}$ indicado na coluna 2 da tabela 4.2;

- Redistribuição de momentos à temperatura ambiente desconsiderada;

$$\left. \begin{array}{l} \text{TRF} = 90 \text{ min} - b_{\min} = 250 \text{ mm} \\ \text{TRF} = 120 \text{ min} - b_{\min} = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{TRF}_{\text{viga}} = 102 \text{ min} \\ b_{\min} = 270 \text{ mm} \end{array}$$

- Considerando-se a redistribuição de momentos à temperatura ambiente.

$$\left. \begin{array}{l} \text{TRF} = 90 \text{ min} - b_{\min} = 250 \text{ mm} \\ \text{TRF} = 120 \text{ min} - b_{\min} = 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{TRF}_{\text{viga}} = 104 \text{ min} \\ b_{\min} = 273,5 \text{ mm} \end{array}$$

Uma vez que a largura da viga, igual a 190 milímetros, não é superior aos valores mínimos determinados anteriormente, o TRF deve ser recalculado, descontando-se 10 milímetros no valor de c_1 . Esse procedimento é realizado, caso seja inviável, em projeto, efetuar as modificações prescritas outrora.

- Redistribuição de momentos à temperatura ambiente desconsiderada;

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 120 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 25 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 83,5 \text{ min} \end{array}$$

- Considerando-se a redistribuição de momentos à temperatura ambiente.

$$\left. \begin{array}{l} b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 60 \text{ min} \\ b_{\min} = 190 \text{ mm} - c_1 = 45 \text{ mm} \rightarrow \text{TRF} = 120 \text{ min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b = 190 \text{ mm} - c_1 = 26,25 \text{ mm} \\ \text{TRF}_{\text{viga}} = 86 \text{ min} \end{array}$$

Na tabela 6.5, comparam-se os resultados obtidos nesse exemplo. Admitindo-se os casos mais críticos encontrados a partir do método proposto pela norma brasileira, é possível afirmar que o método gráfico se mostrou mais econômico para as diferentes situações que podem vir a ser aplicadas pelo projetista na prática.

Tabela 6.5 – Resultados de TRF obtidos no exemplo de aplicação.

Situação estudada	Redistribuição de momentos		TRF _{viga} (min)	
	Temperatura ambiente	Situação de incêndio	Método gráfico	Método tabular
1	✗	✗	85	102 - 83,5
2	✓	✓	105	104 - 86
3	✗	✓	100	102 - 83,5
4	✓	✗	95	104 - 86

6.2.4 Resumo dos resultados - Método gráfico x Método tabular

Nas tabelas 6.6 e 6.7, mostra-se um resumo dos resultados obtidos tanto nos exemplos de aplicação expostos anteriormente quanto em outros modelos de vigas, biapoiadas e contínuas, que também foram dimensionadas com base nos dois métodos sob análise nesse capítulo.

Tabela 6.6 – Resumo dos resultados de TRF obtidos, via métodos gráfico e tabular, para diferentes modelos de vigas biapoias de concreto armado.

Modelo estático	Seção transversal	Vigas analisadas		TRF _{viga} (min)	
		Dados estipulados para a aplicação dos métodos		Método gráfico	Método tabular
		Dimensionamento à temperatura ambiente	Carregamento em incêndio
Estribos - 5 mm Cobrimento - 25 mm $As^+ = 6\Phi 16$ mm distribuídas em 1 camada	Biblioteca - $\psi_2 = 0,6$ $p_{d,fi} = 49$ kN/m	115	95
Estribos - 5 mm Cobrimento - 40 mm $As^+ = 6\Phi 10$ mm distribuídas em 1 camada	Edifício residencial - $\psi_2 = 0,3$ $p_{d,fi} = 16$ kN/m	120	110 88
Estribos - 5 mm Cobrimento - 30 mm $As^+ = 4\Phi 16$ mm distribuídas em 2 camadas	Escritório - $\psi_2 = 0,4$ $p_{d,fi} = 25$ kN/m	90	64,5
Estribos - 5 mm Cobrimento - 25 mm $As^+ = 3\Phi 16$ mm distribuídas em 1 camada	Edifício residencial - $\psi_2 = 0,3$ $p_{d,fi} = 16$ kN/m	90	76 56

Nota: Admitiram-se, em todos os modelos, 60% de ações permanentes e 40% de variáveis no cálculo do carregamento em incêndio, $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{yk} = 500$ MPa.

Tabela 6.7 – Resultados de TRF obtidos, via métodos gráfico e tabular, para diferentes trechos de vigas contínuas com dois vãos simétricos.

Modelo estático		Seção transversal	Vigas analisadas				
			Dados estipulados para a aplicação dos métodos				
			Dimensionamento à temperatura ambiente		Carregamento em incêndio		
Viga 1			Estribos - 6,3 mm; Cobrimento - 30 mm		Biblioteca - $\psi_2 = 0,6$		
			Sem redistribuição de momentos	Com redistribuição de 25%
			$As^+ = 4\Phi 16$ mm distribuídas em 1 camada	$As^+ = 8\Phi 12,5$ mm distribuídas em 1 camada			
			$As^- = 8\Phi 16$ mm distribuídas em 1 camada	$As^- = 4\Phi 20$ mm distribuídas em 1 camada			
Viga 2			Estribos - 5 mm; Cobrimento - 25 mm		Edifício residencial - $\psi_2 = 0,3$		
			Sem redistribuição de momentos	Com redistribuição de 25%
			$As^+ = 4\Phi 10$ mm distribuídas em 1 camada	$As^+ = 3\Phi 12,5$ mm distribuídas em 1 camada			
			$As^- = 3\Phi 16$ mm distribuídas em 1 camada	$As^- = 4\Phi 12,5$ mm distribuídas em 1 camada			
Viga 3			Estribos - 5 mm; Cobrimento - 40 mm		Arquibancada - $\psi_2 = 0,4$		
			Sem redistribuição de momentos	Com redistribuição de 25%
			$As^+ = 6\Phi 12,5$ mm distribuídas em 1 camada	$As^+ = 12\Phi 10$ mm distribuídas em 2 camadas			
			$As^- = 12\Phi 12,5$ mm distribuídas em 2 camadas	$As^- = 8\Phi 12,5$ mm distribuídas em 2 camadas			
TRF _{viga} (min)							
Redistribuição de momentos		Viga 1		Viga 2		Viga 3	
Temperatura ambiente	Situação de incêndio	Método gráfico	Método tabular	Método gráfico	Método tabular	Método gráfico	Método tabular
✗	✗	125	142	85	102 - 83,5	160	159 - 135
✓	✓	145	138	105	104 - 86	180	151,5
✗	✓	150	142	100	102 - 83,5	180	159 - 135
✓	✗	140	138	95	104 - 86	180	151,5

Nota: Adotaram-se, em todos os modelos, 60% de ações permanentes e 40% de variáveis no cálculo do carregamento em incêndio, $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{yk} = 500$ MPa e coeficiente de redistribuição de momentos para a situação de incêndio igual ao adotado à temperatura ambiente.

Como pôde ser observado, as ferramentas gráficas conduziram, no que tange às vigas biapoiadas estudadas nesse trabalho, a resultados mais econômicos do que aqueles provenientes do método tabular.

Nas vigas contínuas, verificou-se que a redistribuição de momentos solicitantes, tanto à temperatura ambiente, quanto em incêndio ou, ainda, a aplicação de ambas, melhora a resistência ao fogo da peça e, nesses casos, tomando-se os resultados mais críticos provindos da norma brasileira, o método gráfico se mostrou, novamente, a favor da economia.

É oportuno comentar que não houve uma regra em relação à forma mais apropriada de se redistribuir os momentos, i.e., num primeiro instante, espera-se que a aplicação simultânea conduza a valores majorados de TRF, contudo, em determinadas situações, redistribuir em apenas uma etapa, ou seja, apenas à temperatura ambiente ou somente para a situação de incêndio, conduziu a resultados mais satisfatórios. Isso se deve ao fato do parâmetro μ trabalhar com momentos relativos, portanto, é complicado estabelecer qual dessas combinações leva a um melhor aproveitamento de resistência ao fogo.

Por fim, após o estudo realizado ao longo desse capítulo, enfatiza-se que, devido ao grande número de variáveis, a comparação dos resultados auferidos via métodos gráfico e tabular não é imediata. Visto a simplicidade da ferramenta de cálculo apresentada na norma brasileira, recomenda-se o seu uso como uma primeira opção para o dimensionamento das vigas expostas ao calor. Caso as exigências em relação ao TRF não sejam atendidas, pode-se, portanto, recorrer ao método gráfico como uma alternativa para a solução do problema, haja vista os resultados satisfatórios apresentados nos exemplos de aplicação. Nessa mesma linha, sugere-se avaliar as diferentes proporções de redistribuição de momentos, a fim de se encontrar um resultado mais favorável.

6.3 Considerações gerais

Adiante, elencam-se duas linhas de pesquisa que podem ser desenvolvidas à luz dos tópicos que foram abordados ao longo deste capítulo.

- Análise da influência do gradiente térmico na majoração dos momentos fletores solicitantes negativos de vigas contínuas de concreto armado expostas ao fogo;

Explana-se que as vigas de concreto tendem a desenvolver um gradiente não linear de temperaturas ao longo da altura de sua seção transversal quando submetidas à situação de incêndio. A atuação desse gradiente é um fator determinante, juntamente com a diminuição do módulo de elasticidade do material, para a ocorrência de uma das modalidades de deformações de origem térmica: a flexão. Nas vigas contínuas essa deformação é impedida por seus apoios, que desenvolvem momentos negativos, contrários ao encurvamento para baixo, e também conhecidos como momentos térmicos.

Esses momentos solicitantes se superpõem aos já existentes devido a carregamentos aplicados ao longo das peças. Por conseguinte, o aumento dos momentos negativos e a diminuição dos positivos são favoráveis ao comportamento desses elementos, uma vez que a armadura negativa possui resistência pouco prejudicada quando comparada à positiva, que se encontra na parte inferior da viga, diretamente exposta ao fogo.

No entanto, existe um limite para que essa redistribuição “natural” de momentos esteja a favor da segurança, uma vez que os apoios das vigas contínuas estão aptos a suportar o aumento dos momentos negativos de acordo com sua capacidade de rotação. Além disso, durante o dimensionamento à situação de incêndio, também se impõe uma determinada porcentagem de crescimento ao momento negativo. Portanto, seria válido um estudo numérico ou experimental para se verificar, quantitativamente, a influência do gradiente térmico na elevação desses momentos.

É importante esclarecer que caso esse aumento seja significativo e, futuramente, se encontre uma maneira dele ser considerado, ainda assim, o método gráfico será preciso. Isso porque o gradiente térmico influencia nos momentos solicitantes da

viga e os gráficos são em função desses momentos. Assim, se o engenheiro decidir estipular como dado de entrada o momento solicitante aplicando ou não o gradiente, o método pode ser utilizado nos dois casos. Ressalta-se que, na elaboração do método tabular, ele também foi desconsiderado, portanto, os dois métodos, tabular e gráfico, possuem um nível de segurança parecido.

- Estudo da influência de forças de restrição à expansão térmica.

Durante a exposição ao calor, o comprimento das vigas tende a se expandir, resultando no deslocamento de seus apoios. Essa expansão ocorre pela dilatação térmica dos seus materiais constituintes (concreto e aço), sobretudo na face inferior, pois está diretamente exposta ao fogo.

Elucida-se que esse fenômeno está ligado diretamente ao grau de agitação de suas partículas que, à temperatura ambiente, se encontram em posição de equilíbrio, dispondo-se de forma regular, pois existem forças de coesão intensas entre elas, características de corpos sólidos. Entretanto, com o aumento da temperatura, o grau de agitação também aumenta e fortes colisões tendem a formar um novo arranjo de partículas, agora dispostas irregularmente e separadas umas das outras, resultando no aumento das dimensões da estrutura.

Nas vigas em que a expansão do comprimento é restringida, forças de compressão irão atuar na peça, de forma a rebater à tentativa de alongamento, que “empurra” os apoios. Segundo Dwaikat e Kodur (2008), dependendo da localização dessas forças, da configuração deformada da viga (consideração dos efeitos da não linearidade geométrica) e da fissuração do concreto, surgirão momentos que podem aumentar ou diminuir os momentos solicitantes em incêndio. Vê-se relevância, portanto, em avaliar o quanto esses esforços podem ser expressivos.

É válido assinalar que, ao contrário do gradiente, no qual a influência pode ser reproduzida, para a aplicação do método gráfico, nos momentos fletores solicitantes, no caso das forças de restrição à expansão térmica ocorre uma flexão composta, portanto, é uma situação que carece de maior estudo.

7 Conclusões

Esta Dissertação se iniciou com o estado da arte sobre vigas de concreto armado em situação de incêndio, tanto em nível internacional quanto nacional. Apesar de haver trabalhos que remontam ao final do século XIX e meados do século XX, os primeiros específicos sobre vigas são, na bibliografia pesquisada, da década de 80 e vem se desenvolvendo até os dias atuais.

Em seguida, estudaram-se os diferentes métodos apresentados na ABNT NBR 15200:2012 para o dimensionamento de vigas de concreto expostas ao fogo. O método tabular é o único detalhado pela norma brasileira, i.e., que pode ser aplicado de forma direta à verificação dessas peças, sem a necessidade de programas de computador específicos ou ensaios em laboratório.

Apesar de prático, o método tabular oferece poucas alternativas para se proceder ao dimensionamento e, dessa forma, não permite ao engenheiro buscar soluções diferentes.

Foram analisados, por meio de exemplos, vários métodos simplificados para a determinação dos momentos fletores resistentes em situação de incêndio, conforme norma brasileira, norma europeia, programa de computador Super Tempcalc e uma proposta da autora. Todos os resultados dessa análise foram similares. Houve também uma comparação a método mais avançado e, novamente, atingiu-se resultado similar.

No tempo de resistência ao fogo (TRF) das vigas, o momento fletor solicitante deve ser igual ao momento fletor resistente, ambos em incêndio. Essa equivalência foi usada para a construção do método gráfico citado a seguir.

Idealizou-se, para este trabalho, um método gráfico alternativo ao método tabular. Para a elaboração desse método, foram analisadas vigas de diferentes larguras, alturas, cobrimentos, diâmetros e distribuições de armaduras, totalizando cerca de 1 500 alternativas. Os resultados foram apresentados em forma de gráficos que associam o valor de μ , relação entre o momento fletor solicitante em situação de incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, ao TRF das vigas.

À temperatura ambiente é possível redistribuir momentos negativos para os positivos. Em situação de incêndio, faz-se ao reverso, isto é, redistribuição do momento positivo para o negativo, visto que a região mais aquecida das vigas é a inferior. O método gráfico pode ser empregado, também, nas situações em que haja redistribuições e isso é analisado durante o texto da Dissertação.

Ao longo dos exemplos de aplicação das ferramentas gráficas, pôde-se verificar que o confronto de seus resultados ao método tabular não é imediato, devido ao grande número de variáveis que há no problema. Logo, não é possível creditar apenas a um fator a causa de eventuais resultados discrepantes. Entre os exemplos estudados, em geral, o método gráfico conduziu a valores mais econômicos.

Contudo, devido à facilidade de aplicação do método tabular, recomenda-se que ele seja adotado, *a priori*, para o dimensionamento de vigas de concreto armado submetidas ao calor. Caso seus resultados não atendam ao TRF exigido para o elemento em análise, recorre-se, então, ao método gráfico, já que, por meio dele, podem ser encontrados resultados mais satisfatórios.

Por fim, enfatiza-se que o método elaborado nesta Dissertação consiste numa ferramenta mais avançada, em que foi utilizado um programa de computador próprio à análise de estruturas expostas ao fogo e, embora não seja tão expedito quanto ao método de cálculo da norma brasileira, pode-se dizer que sua aplicação também é relativamente simples aos profissionais da área.

Para trabalhos futuros, sugere-se o estudo sobre os efeitos das restrições às deformações térmicas. Como o método gráfico parte dos momentos solicitantes em situação de incêndio, caso o engenheiro julgue relevante incluir os efeitos do gradiente térmico, ainda assim, o método é válido. Em relação às forças de restrição à expansão térmica, tem-se o caso de flexão composta, logo, recomenda-se uma análise mais precisa.

Ressalta-se que, na elaboração do método tabular, tais efeitos citados anteriormente foram desconsiderados, portanto, os dois métodos, tabular e gráfico, possuem um nível de segurança parecido.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. **Finite Element Analysis**. Pawtucket: Hibbert, Karlsson & Sorenson, 2006.
- ABBASI, A.; HOGG, P. J. Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar. **Composites Part A: Applied Science and Manufacturing**, v. 37, n. 8, p. 1142-1150, 2006.
- ALDEA, C. M.; FRANSSEN, J. M.; DOTREPPE, J. C. Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON FIRE PERFORMANCE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, 1997, Gaythersburg, United States of America. **Proceedings...** Gaythersburg: NIST, 1997. p. 109-124.
- ALMEIDA, D. F. Patologia das estruturas de concreto armado submetidas à incêndio. In: COLÓQUIO SOBRE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS, 1978, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 1978. p. 1-17.
- ALMEIDA, D. F. **As estruturas de concreto armado e o fogo: comportamento - consequências - restauração**. 1984. 143 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E119-08a**: standard test methods for fire tests of building construction and materials. West Conshohocken, 2008. 31 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E1529-10**: standard test methods for determining effects of large hydrocarbon pool fires on structural members and assemblies. Pennsylvania, 1993. 24 p.
- ANDERBERG, Y. **Structural fire design for composite slabs and beams**. Mamö: Fire Safety Design, 2001. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012. 52 p.
- _____. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 2001. 14 p.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.

_____. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2004. 18 p.

_____. **NBR 5628**: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001. 12 p.

_____. **NBR 13528**: revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro, 2010. 11 p.

BAILEY, C. Holistic behaviour of concrete buildings in fire. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings**, v. 152, n. 3, p. 199-212, 2002.

BENMARCE, A.; GUENFOUD, M. Experimental behaviour of high-strength concrete columns in fire. **Magazine of Concrete Research**, v. 57, n. 5, p. 283-287, 2005.

BERNHART, D. **The effect of support conditions on the fire resistance of a reinforced concrete beam**. 2004. 147 p. Thesis (Diplom-Bauingenieurin) - University of Karlsruhe, Karlsruhe, and University of Canterbury, Christchurch, 2004. (Fire Engineering Research Report 04/5).

BIONDINI, F.; NERO, A. Nonlinear analysis of concrete structures exposed to fire. In: FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - INTERNATIONAL CONGRESS, 2., 2006, Naples, Italy. **Proceedings...** Naples: CEB-FIP, 2006. p. 1-12.

BOMBEIROS EMERGÊNCIA. Disponível em: <<http://bombeirosemergencia.com.br>>. Acesso em: 28 jun. 2012.

BOUTIN, J. P. **Pratique du calcul de la résistance au feu des structures en béton**. Paris: Eyrolles, 1983. 118 p.

BRATINA, S. et al. Non-linear fire-resistance analysis of reinforced concrete beams. **Structural Engineering and Mechanics**, v. 16, n. 6, p. 695-712, 2003.

BRATINA, S.; SAJE, M.; PLANINC, I. The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire. **Engineering Structures**, v. 29, n. 3, p. 418-430, 2007.

BRITEZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. 252 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8110-2**: structural use of concrete: code of practice for special circumstances - part 2. London, 1985. 68 p.

BRUSHLINSKY, N. N. et al. **World fire statistics**. Berlim: Centre of Fire Statistics of International Association of Fire and Rescue Service, 2005. Disponível em: <http://ec.europa.eu/consumers/cons_safe/presentations/21-02/ctif.pdf>. Acesso em: 20 ago. 2012. (Report n.10, 2. ed.).

BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety**. New York: Wiley, 2001. 421 p.

BULLETIN D'INFORMATION. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Fire design of concrete structures**. Lausanne: CEB/FIP, n. 208, 1991.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**. 2008. 153 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CAI, J.; BURGESS, I.; PLANK, R. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions. **Engineering Structures**, v. 25, n. 6, p. 817-833, 2003.

CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio**. 2008. 226 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CAPUA, D. D.; MARI, A. R. Nonlinear analysis of reinforced concrete cross-sections exposed to fire. **Fire Safety Journal**, v. 42, n. 2, p. 139-149, 2007.

CASTRO, G. G. S. **Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2005. 97 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

CHYTHANYA, M. **Finite element analysis on the effect of fire for specified duration, on a reinforced concrete beam with varied boundary conditions**. 2009. 77 p. Thesis (Master of Science) - FAMU-FSU College of Engineering, Florida State University, Florida, 2008.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Design of concrete structures for fire resistance. Preliminary draft of appendix to the CEB-FIP model code**. Paris: CEB, 1982.

CONCRETE REINFORCING STEEL INSTITUTE. **Reinforced concrete fire resistance**. Chicago: CRSI, 1980. 242 p.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2002. 241 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 401 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Análise termestrutural de lajes nervuradas de concreto em incêndio. In: IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, 28., 2007, Porto. **CILAMCE**. Porto: CMNE/CILAMCE, 2007a.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Dimensionamento de lajes nervuradas de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa às tabelas da NBR 15200:2004. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 49., 2007, Bento Gonçalves. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2007b.

CUOGHI, R. S. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2006. 239 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

CVETKOVSKA, M.; TODOROV, K.; LAZAROV, L. Axial restrain effects on fire resistance of statically indeterminate RC beams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATIONS OF STRUCTURAL FIRE ENGINEERING, 2011, Prague. **Proceedings...** Ghent: Ghent University, 2011. p.149-154.

CVETKOVSKA, M. **Nonlinear stress strain behaviour of RC elements and RC frames exposed to fire**. 2002. (PhD) Thesis - Faculty of Civil Engineering, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje, 2002.

DHIR, R. K. et al. **Concrete for fire engineering**. Watford: IHS BRE Press, 2008. 332 p.

DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J. M. The use of numerical models for the fire analysis of reinforced concrete and composite structures. **Engineering Analysis**, v. 2, n. 2, p. 67-74, 1985.

DRYSDALE, D. **An introduction to fire dynamics**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1999. 451 p.

DWAIKAT, M. B.; KODUR, V. K. R. A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams. **Fire Safety Journal**, v. 43, n. 4, p. 291-307, 2008.

DWAIKAT, M. B.; KODUR, V. K. R. Response of restrained concrete beams under design fire exposure. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, n. 11, p. 1408-1417, 2009.

EL-HAWARY, M. M. et al. Effect of fire on flexural behaviour of RC beams. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 2, p. 147-150, 1996.

EL-HAWARY, M. M. et al. Effect of fire on shear behaviour of RC beams. **Computers & Structures**, v. 65, n. 2, p. 281-287, 1997.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-2-2**: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002. 59 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004. 225 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design. Brussels: CEN, 2004. 97 p.

FARIA, R.; XAVIER, H. F.; VILA REAL, P. Simplified procedure for shear failure assessment of RC framed structures exposed to fire. In: SIF'10 INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE, 6., 2010, East Lansing, United States of America. **Proceedings...** East Lansing: DEStech Publications, 2010. p. 197-205.

FERREIRA, S. G. Ação do incêndio nas estruturas de concreto armado - consequências e recuperação. In: COLÓQUIO SOBRE PATOLOGIA DO CONCRETO E RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS, 1978, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 1978. p. 19-39.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Fire design of concrete structures**: materials, structures and modelling. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2007. 97 p. (Bulletin. *fib*; 38).

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Fire design of concrete structures**: structural behaviour and assessment. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008. 209 p. (Bulletin. *fib*; 46).

FERNANDES, M. A. S. **Dimensionamento de esforços resistentes em barras de aço sob incêndio natural compartimentado "one zone"**. 2006. 121 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

FIGUEIREDO JÚNIOR, F. P. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas em caso de incêndio**. 2002. 116 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

FIRE SAFETY DESIGN (FSD). **TCD 5.0 User's manual**. Lund: Fire Safety Design AB, 2007. 129 p.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 137 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FRANSSEN, J. M. SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire. **Engineering Journal**, v. 42, n. 3, p. 143-158, 2005.

FRANSSEN, J. M.; KODUR, V. K. R.; MASON, J. **Elements of theory for SAFIR 2002. A computer program for analysis of structures submitted to the fire**. Liège: Department Mécanique des matériaux & Structures - Université de Liège, 2002. 34 p.

FREITAG, J. K. **The fireproofing of steel structures**. New York: John Wiley & Sons, 1899. 319 p.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.

GMSH. A three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. Disponível em: <<http://www.geuz.org/gmsh/>>. Acesso em: 26 jun. 2012.

GONÇALVES, M. J. C. R. **Comportamento ao fogo de elementos estruturais de betão: análise numérica e metodologia**. 2007. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2007.

GRAZIANO, F. P. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2005. 160 p.

GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**. Waltham: Butterworth-Heinemann, 2011. 311 p.

GUSTAFERRO, A. H.; LIN, T. D. Rational design of reinforced concrete members for fire resistance. **Fire Safety Journal**, v. 11, n. 1-2, p. 85-98, 1986.

HARMATHY, T. Z. **Fire safety design & concrete**. London: Longman Scientific & Technical, 1993. 412 p. (Concrete Design & Construction Series).

HERTZ, K. **Analyses of prestressed concrete structures exposed to fire**. Lyngby: Technical University of Denmark, 1985. 152 p. (Institute of Building Design, Report n. 174).

HSU, J. H.; LIN, C. S. Residual bearing capabilities of fire-exposed reinforced concrete beams. **International Journal of Applied Science and Engineering**, v. 4, n. 2, p. 151-163, 2006.

HSU, J. H.; LIN, C. S.; HUANG, C. B. Modeling the effective elastic modulus of RC beams exposed to fire. **Journal of Marine Science and Technology**, v. 14, n. 2, p. 102-108, 2006.

HUANG, Z.; PLATTEN, A. Nonlinear finite element analysis of planar reinforced concrete members subjected to fires. **ACI Structural Journal** **94**, v. 94, n. 3, p. 272-281, 1997.

HUANG, Z.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. **A non-linear beam-column element for 3D modelling of general cross-sections in fire**. Sheffield: University of Sheffield, 2003. (Research Report DCSE/03/F/1)

HUANG, Z.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. Behaviour of reinforced concrete structures in fire. In: SIF'06 INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE, 4., 2006, Aveiro. **Proceedings...**Aveiro: University of Aveiro, 2006. p. 561-572.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834**: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).

JIANGTAO, Y.; ZHAOUDAO, L.; KAI, X. Experimental study on the performance of RC continuous members in bending after exposure to fire. **Procedia Engineering**, v. 14, p. 821-829, 2011.

KAEFER, E. C.; SILVA, V. P. Análise paramétrica de um incêndio conforme o novo Eurocode 1. In: IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, 34., 2003, Ouro Preto. **CILAMCE**. Ouro Preto: CMNE/CILAMCE, 2003.

KAEFER, E. C.; SILVA, V. P. Análise paramétrica da temperatura dos elementos de aço revestidos termicamente em situação de incêndio. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 31., 2004, Mendoza. **Proceedings...** Mendoza, 2004.

KANG, S. W.; HONG, S. G. Analytical method for the behaviour of a reinforced concrete flexural member at elevated temperatures. **Fire and Materials**, v. 28, n. 2-4, p. 227-235, 2004.

KEMP, E. L.; BREZNY, F. S.; UNTERSPAN, J. A. Effect of rust and scale on the bond characteristics of deformed reinforcing bars. **ACI Journal**, v. 65, n. 9, p. 743-756, 1968.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 2, n. 4, p. 429-447, 2000.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de *spalling* explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. 2010. 237 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 208 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

KODUR, V. K. R. Fire resistance design guidelines for high strength concrete columns. In: NRCC-46116 ASCE/SFPE SPECIALTY CONFERENCE OF DESIGNING STRUCTURES FOR FIRE AND JFPE, 2003, Baltimore. **Proceedings...** Baltimore: ASCE, 2003. p. 1-11.

KODUR, V. K. R.; WANG, T. C.; CHENG, F. P. Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, n. 2, p. 141-153, 2004.

KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. B. A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams. **Cement & Concrete Composites**, v. 30, n. 5, p. 431-443, 2008a.

KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. B. Flexural response of reinforced concrete beams exposed to fire. **Structural Concrete**, v. 9, n. 1, p. 45-54, 2008b.

KODUR, V. K. R.; PAKALA, P. Energy based time equivalent approach for evaluating fire resistance under design fire exposures. In: STRUCTURES CONGRESS, 2010, Orlando. **Proceedings...** Orlando: ASCE, 2010. p. 1287-1298.

LANDI, F. R. **Projeto de edifícios e comportamento dos materiais com relação à incêndio**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1977. Notas de aula e trabalhos apresentados pelos alunos da disciplina de pós-graduação do Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2 v.

LANDI, F. R. **Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado**. São Paulo: EPUSP, 1986. (Boletim Técnico BT / PCC - 86 / 001).

LENNON, T. et al. **Concrete structures in fire: performance, design and analysis**. Watford: IHS BRE Press, 2007a. 80 p.

LENNON, T. et al. **Designer's guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2 - Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes**. London, UK: Thomas Telford Publishing, 2007b. 131 p.

LIE, T. T. (Ed.). **Structural fire protection**. ASCE manuals and reports on engineering practice, n° 78. New York: ASCE, 1992. 241 p.

LIE, T. T.; IRWIN, R. J. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 1, p. 52-60, 1993.

LIMA, R. C. A. et al. Efeito de altas temperaturas no concreto. In: SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES. NOVOS MATERIAIS E TECNOLOGIAS EMERGENTES, 2., 2004, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: LEME/UFRGS, 2004.

LIMA, R. C. A. **Investigação dos efeitos de temperaturas elevadas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono**. 2001. 125 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LIN, T. D.; GUSTAFERRO, A. H.; ABRAMS, M. S. **Fire endurance of continuous reinforced concrete beams**. Skokie: Portland Cement Association, 1981. 23 p. (Research and Development Bulletin RD072.01B).

LIN, T. D.; ELLINGWOOD, B.; PIET, O. **Flexural and shear behavior of reinforced concrete beams during fire tests**. Skokie: Portland Cement Association, 1988. 81 p. (Research and Development Bulletin RD091T).

MALHOTRA, H. L. **Design of fire-resisting structures**. New York: Surrey University Press, 1982. 226 p.

MARGARIDO, A. F. Ação do fogo sobre as estruturas de concreto. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE ARQUITETURA E PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS, 1987, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 1987. p. 147-167.

MIRAVALL, D. O. **Análise não-linear de temperaturas para verificação da resistência de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. 2009. 119 p. Dissertação (Mestrado) - Centro Tecnológico, Universidade Federal de Espírito Santo, Vitória, 2009.

MICROSOFT® OFFICE. **Manual do Microsoft Office Excel 2007**. [S.l.], 2006. 37 p.

MOLINARI, G. Efeitos de um incêndio da estrutura em concreto armado de um grande edifício, em construção. **Separata n. 231 da Revista Politécnica**, São Paulo, n. 155, outubro 1949.

MÖRSCH, E. **Teoría y práctica del hormigón armado**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili S. A., 1948. 476 p. Tomo 1. (Tradução COMPANY, M.)

OLIVEIRA, T. A. C. P. **Gerenciamento de riscos de incêndio**: avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas. 2006. 150 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

OPENDX. The open source software projected based on ibm's visualization data explorer. Disponível em: <<http://www.opendx.org/>>. Acesso em: 26 jun. 2012.

PETRUCCI, E. G. R. A ação do fogo sobre as estruturas de concreto armado e protendido. In: COLÓQUIO SOBRE DURABILIDADE DO CONCRETO, 1972, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 1972. p. 201 - 229.

PLANINC, I.; SAJE, M.; CAS, B. On the local stability condition in the planar beam finite element. **Structural Engineering and Mechanics**, v.12, n. 5, p. 507-526, 2001.

POH, K. W.; BENNETTS, I. D. Analysis of structural members under elevated temperature conditions. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 4, p. 664-675, 1995.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering: design of structures**. 2. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2007. 389 p.

REISSNER, E. On one-dimensional finite-strain beam theory: the plane problem. **Journal of Applied Mathematics and Physics (ZAMP)**, v. 23, n. 5, p. 795-804, 1972.

RIBEIRO, J. C. L. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio**. 2004. 178 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

RIGBERTH, J. **Simplified design of fire exposed concrete beams and columns: An evaluation of Eurocode and Swedish building code against advanced computer models**. Lund: Lund University, 2000. 88 p. (Report 5063).

RILEM; FIP; CEB. Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-out test (7-II-128). Tentative recommendations. **RILEM Journal Materials and Structures**, v. 6, n. 32, p. 96-105, 1973.

RIVA, P.; FRANSSEN, J. M. Non-linear and plastic analysis of RC beams subjected to fire. **Structural Concrete**, v. 9, n. 1, p. 31-43, 2008.

ROSSO, T. Comportamento do concreto ao fogo. **Revista Incêndio**, São Paulo, n.7, p. 20 - 21 e 29 - 31, outubro - novembro 1979. 1ª Parte.

ROSSO, T. Comportamento do concreto ao fogo. **Revista Incêndio**, São Paulo, n.8, p. 33 - 38, dezembro - janeiro 1979 - 1980. 2ª Parte.

ROSSO, T. Comportamento do concreto ao fogo. **Revista Incêndio**, São Paulo, edição especial, p. 18 - 21, março - abril 1980. 3ª Parte.

SÃO PAULO. Corpo de Bombeiros: Polícia Militar do Estado de São Paulo. **Manual de fundamentos do corpo de bombeiros**. 2. ed. São Paulo, 2006. 534 p.

SCILAB. Free open source software for numerical computation. Disponível em: <<http://www.scilab.org/>>. Acesso em: 26 jun. 2012.

SHI, X. et al. Influence of concrete cover on fire resistance of reinforced concrete flexural members. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 8, p. 1225-1232, 2004.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo. 1997. 170 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

SILVA, V. P. et al. Segurança das estruturas em situação de incêndio. In: SEITO, A. I. et al. **A segurança contra incêndios no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008. p. 135-167.

SILVA, V. P. Vigas de concreto armado em situação de incêndio. Contribuição à normatização. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52., 2010, Fortaleza. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2010.

SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 4, n. 2, p. 277-303, 2011.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo: Edgard Blücher, 2012. No prelo.

SMITH, H. K. M. et al. Shear strength of concrete at elevated temperature. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATIONS OF STRUCTURAL FIRE ENGINEERING, 2011, Prague. **Proceedings...** Ghent: Ghent University, p.133-138.

SOARES, E. M. P. **Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio**. 2003. 152 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

SOUSA, M. M. **Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação das condições de incêndio**. 2009. 126 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

TASSIOS, T. P.; CHRONOPOULOS, M. P. Structural response of RC elements under fire. **The Structural Engineer**, v. 69, n. 15, p. 277-281, 1991.

THE MATHWORKS. **MATLAB® 7**: getting started guide. Natick, 2009. 260 p.

TQS INFORMÁTICA. **Dominando os sistemas CAD/TQS®**: visão geral e exemplo completo. São Paulo, 2012. 447 p.

VILA REAL, P.; LOPES, N. Verificação da resistência ao fogo das estruturas à luz da regulamentação de segurança contra incêndios em edifícios. In: JORNADAS DE SEGURANÇA AOS INCÊNDIOS URBANOS, 2., 2011, Coimbra. **Atas...** Portugal: Universidade de Coimbra, 2011. p. 25-28.

WHIRLEY, R. G.; ENGELMANN, B. E. **DYNA3D**: a non-linear, explicit, three-dimensional finite element code for solid and structural mechanics. User Manual. California: Lawrence Livermore National Laboratory, 1993. 354 p.

WIT, A. **Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire**. 2011. 125 p. Thesis (Master of Science) - Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2011.

WU, B.; LU, J. Z. A numerical study of the behaviour of restrained RC beams at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 4, p. 522-531, 2009.

ZHA, X. X. Three-dimensional non-linear analysis of reinforced concrete members in fire. **Building and Environment**, v. 38, n. 2, p. 297-307, 2003.

ZHAO, X. H.; CHEN, W. F. Effective elastic moduli of concrete with interface layer. **Computers & Structures**, v. 66, n. 2-3, p. 275-288, 1998.

APÊNDICE - Resultados do método gráfico