7 Métodos de dimensionamento

7.1 Introdução

O dimensionamento das estruturas de concreto em situação de incêndio consiste em avaliar a resposta térmica e a resposta mecânica da estrutura sob uma ação térmica transiente.

Para a situação normal de uso, o projeto dos elementos estruturais avalia a resposta mecânica da estrutura em função: das propriedades mecânicas dos materiais, invariáveis em todos os estágios do projeto da estrutura acabada; das solicitações atuantes na estrutura (peso próprio, carga de vento, cargas acidentais, efeitos de retração, etc.); e do arranjo estrutural (elementos isostáticos ou hiperestáticos simples ou compostos).

Para a situação de incêndio, o projeto é mais complexo, uma vez que a temática envolve, além das mesmas variáveis da Mecânica das Estruturas à temperatura ambiente, as variáveis da Termodinâmica.

A resposta estrutural está intimamente relacionada à resposta térmica dos elementos que, por sua vez, também está inter-relacionada à resposta térmica dos materiais.

A resposta térmica dos elementos é avaliada por meio da análise térmica, com base nas propriedades térmicas dos materiais à temperatura elevada e na transferência de calor em função da ação térmica representada por modelos matemáticos, tais como: curva-padrão, curvas naturais, CFD, etc. (Cap. 2).

A análise térmica objetiva quantificar a transmissão de calor da face exposta para o interior do elemento, estabelecendo-se a distribuição interna de temperaturas na seção transversal, e prover dados para a resposta mecânica do material, tais como: deformação e fluência, resistências características e módulo de elasticidade.

A análise mecânica objetiva quantificar o efeito da variação de temperatura por meio de esforços sobre a estrutura, devido ao aquecimento transiente. O termo “análise termestrutural” pode ser aplicado quando há uma interface entre a análise estrutural e a análise térmica.

Há uma variedade de ferramentas desenvolvidas para facilitar as análises térmica e mecânica em situação de incêndio, desde equações simplificadas, ábacos, gráficos, tabelas e *softwares* específicos para análise térmica (LIE, 1972; DTU, 1974; GUSTAFERRO & MARTIN, 1977;

ISE, 1978; CRSI, 1980; ACI Committee 216, 1981; HARMATHY, 1982; MALHOTRA, 1982; BOUTIN, 1983; LIE, 1984; GUSTAFERRO & LIN, 1986; WICKSTRÖM, 1986 *apud* BUCHANAN, 2001; PURKISS *et al*., 1988; FIP-CEB Bulletins N° 145 (1984), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); TASSIOS & CHRONOPODOS, 1991; HOLMBERG & ANDERBERG, 1993; LIE & IRWIN, 1993; WADE, 1994; ENV 1992-1-2:1995; O'CONNOR *et al*., 1995; PURKISS, 1996; WADE *et al*., 1997; HERTZ, 1999; EN 1992-1-2:2004; KANG & HONG, 2004; HERTZ, 2006a e 2006b; PURKISS, 2007), até mesmo, *softwares* complexos de análise termestrutural onde o desempenho estrutural é avaliado, em função do aquecimento (FORSÉN, 1982; NWOSU *et al*., 1999; FSD, 2002; FRANSSEN *et al*., 2002 e 2005).

7.2 Filosofia de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio

O dimensionamento para a situação de incêndio objetiva o projeto otimizado do elemento estrutural em função da natureza dos esforços solicitantes de origem térmica e mecânica, e modos de ruptura esperados, para atender os critérios de resistência ao fogo, estabelecidos pela legislação.

Os métodos de cálculo existentes baseiam-se em duas hipóteses: o incêndio é acidental e compartimentado.

Do incêndio acidental, decorre:

- A excepcionalidade do sinistro, significando que grandes deslocamentos, configurações de equilíbrio pós-crítico e rupturas localizadas são aceitas desde que não impliquem em risco de colapso estrutural progressivo que possa vitimar os usuários, durante o incêndio.
- A possibilidade de controle do incêndio pelos meios de proteções ativa e passiva, impedindo ou minimizando a propagação do sinistro. Incêndios intencionais tendem a ser incontroláveis, uma vez que objetivo é a destruição propositada do patrimônio e/ou a morte dos ocupantes.

Do incêndio compartimentado, decorre:

- A restrição do fogo ao local de origem, limitando a propagação do sinistro e a generalização dos danos estruturais, que poderiam induzir o colapso progressivo.
- A forma peculiar de exposição ao calor dos elementos estruturais pertencentes ao

compartimento, como premissa de projeto. Por ex., as lajes são aquecidas apenas na face inferior, diretamente exposta à ação térmica do incêndio (gases quentes e chamas); as vigas internas são aquecidas em 3 faces – a inferior e as duas laterais – e as vigas de borda, em 2 faces – inferior e lateral interna ao compartimento; os pilares podem ser aquecidos em 1, 2, 3 ou 4 faces, dependendo do seu posicionamento no compartimento.

- Os métodos de cálculo não se aplicam a incêndios acidentais em espaços abertos, por ex., garagens abertas, passagens de tráfego abertas (passarelas e viadutos), peculiares de incêndio não-compartimentado, onde o efeito da ventilação pode ser ilimitado.

As regulamentações de segurança contra-incêndio da América do Norte (MILKE, 2002), Ásia (HARADA, 1999; TSUJIMOTO & YUSA, 2000), Europa (EN 1991-1-2:2004) e Oceania (DBH-NZS, 2005) permitem 2 metodologias de projeto para avaliar a resistência estrutural: prescritiva ou de desempenho.

A metodologia prescritiva é, tradicionalmente, aplicada à segurança estrutural contra-incêndio, por meio de normas que prescrevem exigências de resistência ao fogo que os elementos estruturais devem atender.

As exigências prescritivas fundamentam-se em uma característica-limite, por ex., um tempo-limite (os TRRF's) ou uma temperatura-limite (a "temperatura crítica") da estrutura que garante a "segurança"; ultrapassando-se esses limites, o elemento estrutural é considerado incapaz de cumprir a sua função de suportar as ações térmicas e mecânicas, independente de outras variantes, por ex., o arranjo estrutural e a eficiência da proteção ativa.

A metodologia de desempenho inter-relaciona os requisitos de resistência ao fogo dos elementos estruturais, simples ou compostos, e o seu desempenho em ensaios padronizados ao desempenho desejado desses elementos, em condições reais de incêndio.

As exigências de desempenho fundamentam-se na análise ponderada dos elementos estruturais pertinentes, durante o sinistro: cenário de incêndio, arranjo estrutural, eficiência da proteção ativa, dentre outros (VILA REAL, 2004).

A despeito dos modelos de incêndio realistas, ainda não é fácil aplicar as metodologias de desempenho no projeto de segurança contra incêndio, pelas razões a seguir.

- A natureza da inter-relação desempenho em ensaio e desempenho em situação real não é conhecida porque os elementos são testados isolados ou, parcialmente isolados (parte de

pórticos), sem considerar o efeito de continuidade de todo o sistema estrutural (MOWRER & IDING, 2004).

- A segurança estrutural de um elemento é parte do sistema de segurança global contra incêndio dos edifícios, envolvendo inúmeras variáveis inter-relacionadas e estratégias de segurança possíveis e complexas de serem medidas em uma avaliação de desempenho; nem sempre há informações que permitem prognosticar o incêndio real e não há informações precisas sobre o comportamento dos usuários em uma situação real de incêndio de um edifício (BUCHANAN, 2001).

Os *hot Eurocodes* (EN 1991-1-2:2002; EN 1992-1-2:2004; EN 1993-1-2:2005; EN 1994-1-2:2005; EN 1995-1-2:2004; EN 1996-1-2:2005; EN 1999-1-2:2007) e a norma brasileira NBR 15200:2004 permitem o uso de métodos de dimensionamento de elementos de concreto, classificados em 3 níveis de solução (SCHAUMANN, 2001):

- **nível 1**: soluções prescritivas, práticas de aplicação imediata em projeto;
- **nível 2**: métodos simplificados de dimensionamento para análise da capacidade resistente da seção de elementos estruturais isolados, é facultativo considerar, de maneira muito simplificada os esforços adicionais de origem térmica e os efeitos da continuidade dos elementos;
- **nível 3**: modelos gerais de cálculo caracterizados por efeitos de não-linearidade dos materiais e geométrica do elemento à temperatura elevada, considerando-se os esforços adicionais de origem térmica e os efeitos da continuidade dos elementos dentro de um pórtico, de uma parte de um pórtico ou de um elemento isolado.

As soluções de níveis 1 e 2 são simples, acessíveis a qualquer engenheiro de projetos estruturais, enquanto as soluções de nível 3 são mais dispendiosas por demandar *hardwares*, *softwares* e pessoal especializado.

Nas soluções de nível 1 estão os métodos tabulares e gráficos que fornecem dimensões mínimas em função do TRRF, para os elementos em função de sua característica estrutural. Ao adotar as soluções de nível 1, a verificação da estrutura em situação de incêndio não é necessária.

Nas soluções de nível 2 estão os métodos analíticos para avaliar a capacidade resistente,

empregando os mesmos procedimentos de cálculo de projeto para a situação normal acrescidos da análise térmica, para considerar a redução das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura.

A maioria dos métodos simplificados é prescritiva, uma vez que ábacos auxiliares e os métodos de redução da resistência do concreto foram projetados assumindo uma distribuição de temperaturas no elemento com base no aquecimento ISO-834:1975.

Nas soluções de nível 3 estão os procedimentos iterativos de cálculo, possíveis só com auxílio computacional. Aceita-se a análise termestrutural do elemento isolado, desde que os esforços adicionais de origem térmica ou da não-linearidade possam ser incorporados. A solução baseia-se no comportamento global da estrutura.

Os ensaios em laboratórios são o "último recurso" para as situações que não se enquadrem nesses 3 níveis (SCHAUMANN, 2001).

Os *hot Eurocodes* classificam a precisão da solução apenas da análise estrutural, a qual é sensível à precisão da análise térmica.

A avaliação racional dos níveis de solução deveria fundamentar-se também na análise **térmica**, pois o nível de refinamento do modelo de incêndio deveria ser compatível ao nível de solução estrutural, para assegurar a consistência da metodologia de cálculo (IWANKIW, 2006; Figura 7.1).

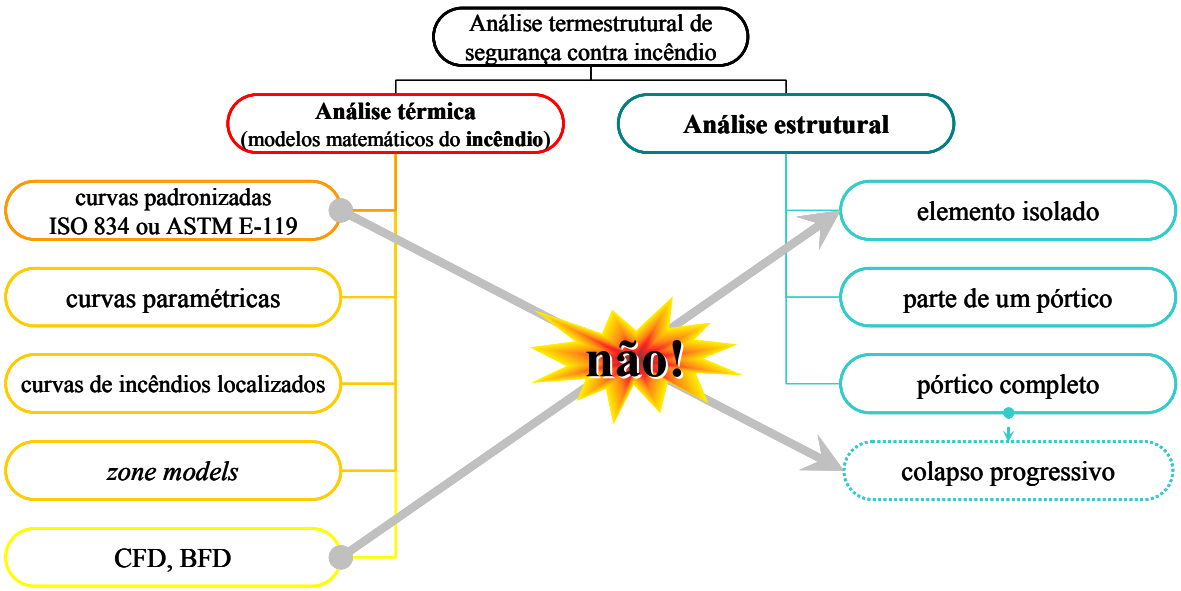


Figura 7.1: Hierarquia de modelos de incêndio e de estrutura para análise termestrutural otimizada (IWANKIW, 2006; adaptado).

É intuitivo que as simulações realistas de incêndio (curvas paramétricas, *zone models*, CFD *model*, curvas BFD) conectadas à análise de um pórtico completo, constituem uma solução de nível 3. Mas, ainda é possível obter soluções de nível 3 de caráter prescritivo, se o aquecimento padronizado for adotado na análise térmica avançada de partes de um pórtico.

Também são possíveis níveis intermediários de solução, dependendo da combinação de modelos hierárquicos do incêndio e da estrutura adotada na análise **termestrutural**.

Por outro lado, é incoerente e não traz benefício técnico usar aquecimento padronizado (curvas similares à ISO 834:1975) para avaliar a estabilidade global e prognosticar o colapso progressivo de um edifício (IWANKIW, 2006; Figura 7.1).

7.3 Métodos de dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio

A NBR 15200:2004 recomenda o uso de três métodos para o dimensionamento: tabular, simplificado e geral. Os dois últimos não são detalhados na norma, permitindo ao projetista a escolha de outros métodos. A **autora desta tese** apresenta alguns métodos simplificados com propostas de adaptações à realidade brasileira (COSTA, 2002; COSTA & SILVA, 2002; COSTA *et al*., 2004; COSTA & SILVA, 2005b; COSTA & SILVA, 2006b e 2006c; COSTA *et al*., 2007; COSTA & SILVA, 2007a e 2007b).

A NBR 15200:2004 – "Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento" foi elaborada pela **CE-02:124.15 – Comissão de Estudo de Estruturas de Concreto Simples, Armado e Protendido**, no âmbito do **CB-02 – Comitê Brasileiro de Construção Civil**.

7.3.1 Método tabular

O método tabular é o método prescritivo mais tradicional para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, nos países contemplados por normas de segurança contra incêndio para projetos de estruturas de concreto (BS 8110-2:1985; ACI 216R, 1989; NBCC,

1990[51] *apud* HARMATHY, 1993; NZS 3101-1:1995, AS 3600–2001; EN 1992-1-2:2004; NBR 15200:2004).

As características geométricas dos elementos estruturais mais usuais são organizadas em tabelas, em função do tempo requerido de resistência ao fogo.

A NBR 14432 (2000) – "*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos das Edificações*" e a Instrução Técnica IT 08:04 apresentam os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF's), para diversos tipos de edificações brasileiras.

O método tabular tem aplicação restrita a elementos usuais, de geometria tabelada. Elementos estruturais cujas formas ou dimensões não constam nas tabelas requerem aproximações obtidas por interpolação linear entre os dados, as quais nem sempre oferecem resultados razoáveis e econômicos; nesses casos, o método simplificado mostra-se mais apropriado.

O método tabular para lajes e vigas da NBR 15200:2004 é uma adaptação do método tabular do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), de origem experimental e modelagem numérica.

Os métodos tabulares dos FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991), ENV 1992-1-2:1995 e EN 1992-1-2:2004 são similares, porém, com ligeiras modificações nas versões subseqüentes, devido à introdução de novas dimensões ou a pequenos aumentos nas dimensões preestabelecidas, amparados por análises experimentais complementares posteriores.

O concreto usado nos ensaios que deram origem às tabelas possuía densidade normal, agregados silicosos e teor de umidade $2\% < U \leq 3\%$. Suas propriedades térmicas e mecânicas em função da temperatura elevada variam dentro das faixas de resultados apresentadas nos FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991).

No Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), as vigas contínuas tiveram a largura aumentada para evitar ruptura por cisalhamento na região dos apoios (CEN, 2003). As dimensões das lajes lisas derivaram de análise experimental conduzida por Kordina (1993), no Laboratório da Universidade Técnica de Braunschweig; à favor da segurança, os ensaios foram arranjados para amplificar o efeito da punção e anular quaisquer ações de restrições térmicas e de membrana, durante a redistribuição de momentos.

---

[1] *Supplement to the National Building Code of Canada* (*Associate Committee on the National Building Code* 1990).

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) permite incorporar a espessura de revestimentos não-combustíveis apenas às espessuras de lajes (Figura 7.3), para uso do método tabular. A NBR 15200:2004 estende esse recurso às dimensões de quaisquer elementos estruturais, na determinação das dimensões mínimas necessárias em função do TRRF.

Os valores mínimos tabulares correspondem às dimensões da seção do elemento e da distância mínima ("c_1") entre o CG da armadura principal e a face mais próxima, exposta ao calor. As tabelas do "método tabular" baseiam-se no princípio de que quanto mais afastada estiver a armadura da face exposta ao calor, menor será a sua temperatura.

Quanto maior o valor de "c_1", menor é a temperatura de um ponto qualquer da seção (Figura 7.2). A temperatura diminui nas regiões próximas ao centro da seção transversal, devido à inércia térmica do concreto. Dessa forma, quanto maior a seção transversal, tanto maior será o núcleo frio (Tabela 7.6).

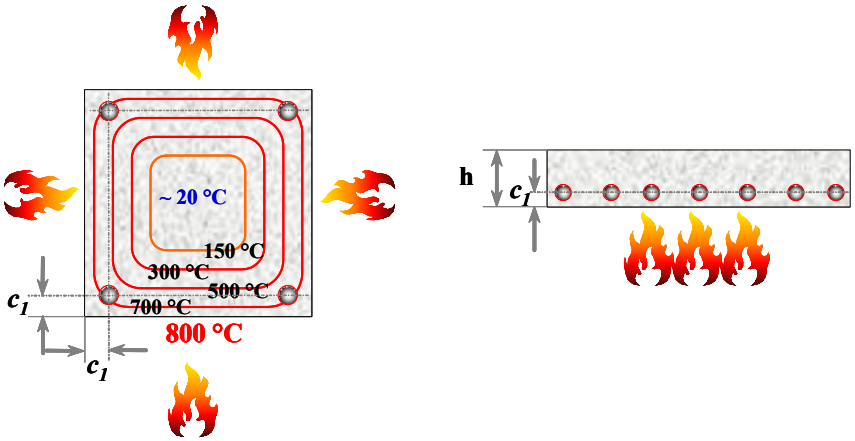


Figura 7.2: Posição das armaduras em relação a face exposta ao calor.

Quando as barras da armadura forem dispostas em várias camadas, a distância mínima ("$\mathbf{c_1}$") das tabelas da NBR 15200:2004 será tomada como sendo a média das distâncias entre o CG de cada barra e a face aquecida mais próxima.

A distância média "$\mathbf{c_{1m}}$" a ser tomada como valor de "$\mathbf{c_1}$" deve ser o menor dos valores calculados por:

$$c_{1m} < \left| \begin{array}{l} \dfrac{\sum_{i=1}^{n} c_{1v_i} \cdot A_{s_i}}{\sum_{i=1}^{n} A_{s_i}} \\ \dfrac{\sum_{j=1}^{m} c_{1h_i} \cdot A_{s_i}}{\sum_{j=1}^{m} A_{s_i}} \end{array} \right. \tag{7.1}$$

onde: c_{1m} = distância média entre os centros geométricos das barras de diversas camadas e a face aquecida mais próxima;

c_{1vi} = distância entre o CG da barra "i" e a face inferior da viga, exposta ao calor;

c_{1hi} = distância entre o CG da barra "i" e a face lateral da viga, exposta ao calor;

A_{si} = área da seção transversal da armadura "i".

A eq. (7.1) é própria para seções regulares aquecidas em todas as faces. Os gradientes de temperatura são iguais nas direções horizontal e vertical.

Para seções não-regulares, i.e., quando a altura e a largura não são iguais, ou seções quaisquer são aquecidas em 3 faces ou menos, a eq. (7.1) é uma simplificação conservadora, pois usa-se a mesma distância (c_{1m}) para ambas as direções, assumindo-se a pior situação.

O FIP-CEB Bulletin N° 208 (1991) apresenta uma equação mais precisa para o cálculo de "$\mathbf{c_{1m}}$" quando a armadura está arranjada em mais de uma camada (eq. 7.2). Para cada direção, horizontal ou vertical, o "$\mathbf{c_{1m}}$" é calculado e não deve ser menor que o valor "c_1" proposto pelas tabelas.

$$c_{1m} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \dfrac{c_{1i} \cdot A_{mi}}{\theta_{mi}}}{\sum_{i=1}^{n} \dfrac{A_{mi}}{\theta_{mi}}} \tag{7.2}$$

onde: c_{1m} = distância média entre o CG das barras arranjadas em diversas camadas e a face aquecida mais próxima;

c_{1i} = distância entre o CG da camada de armadura "i" e a face mais próxima exposta ao calor da viga;

A_{si} = área total da seção transversal da camada de armadura "i" na direção;

θ_{mi} = temperatura média da camada de armadura "i" (eq. 7.3).

$$\theta_{mi} = \frac{\sum_{j=1}^{n} \theta_{sj} \cdot A_{sj}}{\sum_{j=1}^{n} A_{sj}} \tag{7.3}$$

onde: θ_{si} = temperatura da barra "j" na camada de armadura "i";

A_{si} = área da seção transversal da barra "j" na camada de armadura "i".

Para verificar as dimensões mínimas, o revestimento incombustível aplicado em um ou em ambos os lados pode ser somado à dimensão do concreto (Figura 7.3), desde que ele seja aderente às faces do elemento durante o incêndio. Os revestimentos devem atender aos requisitos da NBR 13528:1995.

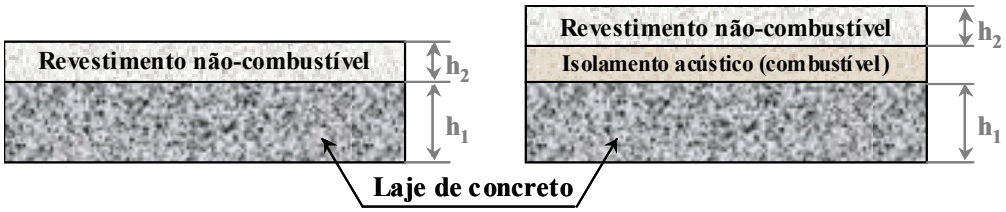


Figura 7.3: Espessura total da laje a ser considerada no método tabular da NBR 15200:2004.

Se o revestimento for refratário, a NBR 15200:2004 permite considerar o seu efeito, majorando-se a sua espessura em até 2,5 vezes para considerá-la na espessura total do elemento a ser adotada, conforme as tabelas seguintes (Tabela 7.1 a Tabela 7.10).

As lajes e os pilares-parede são os elementos de concreto que normalmente apresentam funções múltiplas; além de resistir às ações mecânicas, eles devem evitar a propagação do incêndio para compartimentos vizinhos, seja por meio da transferência de calor excessivo (isolamento) ou da invasão de chamas através da fissuração excessiva do concreto (estanqueidade).

Tabela 7.1: Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**h** (mm)‡	**c_1** (mm)		
		armada em duas direções		**armada numa direção**
		$\frac{\ell_y}{\ell_x} \leq 1{,}5$	$1{,}5 < \frac{\ell_y}{\ell_x} < 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40

‡ Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 7.2: Dimensões mínimas‡‡ para lajes lisas ou cogumelo (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**h** (mm)	**c_1** (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35

‡‡ Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo estão fornecidas na Figura 7.3.

Tabela 7.3: Dimensões mínimas para lajes nervuradas biapoiadas (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**Nervuras – combinações de $b_{mín}$† e c_1**						**capa***	
	$b_{mín}$ (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**h** (mm)‡	**c_1** (mm)
30	80	15	—	—	—	—	80	10
60	100	35	120	25	190	15	80	10
90	120	45	160	40	250	30	100	15
120	160	60	190	55	300	40	120	20

† ***$b_{mín}$*** corresponde à largura mínima da nervura
‡ ***h*** corresponde à altura da laje.
* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 7.4: Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em três ou quatro lados ou contínuas (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**Nervuras – combinações de $b_{mín}$† e "a"**						**capa***	
	$b_{mín}$ (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**h** (mm)‡	**c_1** (mm)
30	80	10	—	—	—	—	80	10
60	100	25	120	15	190	10	80	10
90	120	35	160	25	250	15	100	15
120	160	45	190	40	300	30	120	20

† ***$b_{mín}$*** corresponde à largura mínima da nervura
‡ ***h*** corresponde à altura da laje.
* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 7.5: Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**Combinações de $b_{mín}$ e "a"**								
	$b_{mín}$ (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{w_{mín}}$** (mm)
30	80	25	120	20	160	15	190	15	80
60	120	40	160	35	190	30	300	25	100
90	140	55	190	45	300	40	400	35	100
120	200	65	240	60	300	55	500	50	120

As dimensões da seção transversal tabeladas podem ser reduzidas se, e somente se, comprovado por meio de cálculos refinados ou ensaios, que o elemento estrutural de dimensões menores e sem função de compartimentação mantém a sua capacidade de suporte

de ações.

A NBR 15200:2004 não apresenta algumas particularidades relativas à validade do método tabular, constantes na EN 1992-1-2:2004. As tabelas foram elaboradas, considerando a solicitação em situação de incêndio igual a 70% da solicitação à situação normal (eq. 7.4). Portanto, as dimensões tabeladas poderiam ser reduzidas para elementos cujo valor de cálculo da solicitação em situação de incêndio é inferior a 70% do valor de cálculo na situação normal.

$$S_{d,fi} = 0{,}7 \cdot S_d \tag{7.4}$$

onde: $S_{d,fi}$ = valor de cálculo da solicitação em situação de incêndio, obtido pela combinação excepcional de ações;

S_d = valor de cálculo da solicitação em situação normal, obtido pela combinação normal de ações.

A distância (**c_1**) entre o CG da armadura principal e a face exposta ao calor mais próxima foi estabelecida para que as barras da armadura tracionada de lajes e vigas de concreto armado tenham a temperatura máxima (Tabela 7.6) e estejam solicitadas à tensão máxima (Tabela 7.7), em função do tipo de armadura, considerando o fator de segurança do aço γ_s = 1,15.

Tabela 7.6: Temperatura crítica das armaduras consideradas pelo método tabular (EN 1992-1-2:2004).

Tipo de armadura	**θ_{cr}** (°C)
barras de armadura passiva	500
barras de armadura ativa	400
fios e cordoalhas de armadura ativa	350

Tabela 7.7: Nível de tensão das armaduras*, consideradas pelo método tabular (EN 1992-1-2:2004).

Tipo de armadura	$\frac{\sigma_{s,fi}}{f_{yk}}$	$\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}}$	$\frac{\sigma_{s,fi}}{f_{p0,1k}}$
barras de armadura passiva	0,6	—	—
barras, fios e cordoalhas de armadura ativa de armadura ativa	—	0,9	0,55

Nota: Nível de tensão* considerando-se a temperatura crítica da Tabela 7.6.

Para as lajes e vigas de concreto protendido estarem conformes às Tabela 7.6 e Tabela 7.7, a distância (**c_1**) deve ainda ser acrescida de 10 mm para barras e, 15 mm, para fios e cordoalhas.

A distância (**c_1**) deve ser ajustada, quando a temperatura da armadura for diferente daquelas da Tabela 7.6, exceto para armaduras protendidas não-aderentes. O ajuste é feito com base no valor real da tensão solicitada pela armadura (eq. 7.5). O intervalo de temperaturas permitido para a temperatura crítica das armaduras é 350 °C < θ < 700 °C.

$$\sigma_{s,fi} = \frac{S_{d,fi}}{S_d} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,real}} \tag{7.5}$$

onde: $\sigma_{s,fi}$ = valor de cálculo da tensão de tração solicitada pela armadura real em situação de incêndio [MPa].

f_{yk} = valor característico da resistência à tração do aço [MPa];

γ_s = fator de redução da resistência do aço para a situação normal, igual a 1,15;

$A_{s,req}$ = área de aço necessária à resistência da seção armada [m²];

$A_{s,real}$ = área de aço real adotada ($A_{s,real} > A_{s,req}$) [m²].

Os procedimentos de ajuste do valor de c_1 são (Figura 7.4):

1° calcula-se o valor de cálculo da tensão ($\sigma_{s,fi}$) de tração solicitada pela armadura real em situação de incêndio;

2° calcula-se o coeficiente de redução da armadura $\kappa_{s,\theta}$ (eq. 7.6) para a armadura passiva ou $\kappa_{p,\theta}$ (eq. 7.7) para a armadura ativa;

3° determina-se a temperatura crítica (θ_{cr}) em função de $\kappa_{s,\theta}$ ou $\kappa_{p,\theta}$;

4° calcula-se o valor de ajuste (Δc_1) a ser adicionado ou subtraído ao valor de c_1 do método tabular (eq. 7.8).

$$\kappa_{s,\theta} = \frac{\sigma_{s,fi}}{f_{yk}} \tag{7.6}$$

onde: $\kappa_{s,\theta}$ = fator de redução da resistência do aço da armadura passiva, em função da temperatura elevada θ.

$$\kappa_{p,\theta} = \frac{\sigma_{s,fi}}{f_{pk}} \tag{7.7}$$

onde: $\kappa_{p,\theta}$ = fator de redução da resistência do aço da armadura ativa, em função da temperatura elevada θ;

f_{pk} = valor característico da resistência à tração do aço da armadura ativa.

$$\Delta c_1 = 0{,}1 \cdot (500 - \theta_{cr}) \tag{7.8}$$

onde: Δc_1 = valor de ajuste a ser adicionado ou subtraído ao valor de c_1 tabelado [mm];

θ_{cr} = temperatura crítica "real" da armadura [°C].

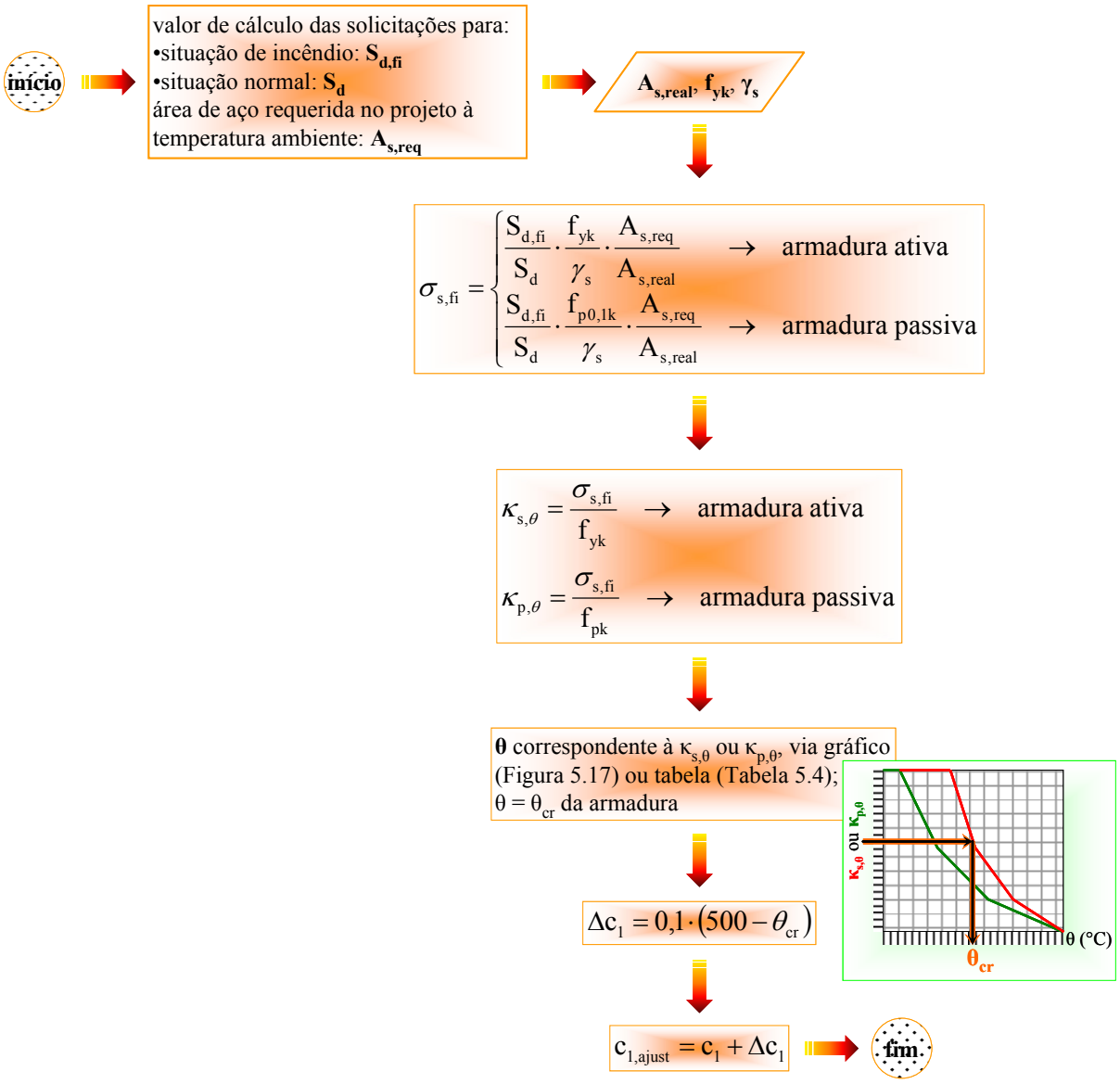


Figura 7.4: Procedimentos de cálculo para o ajuste de c_1, quando a temperatura da armadura for diferente daquelas da Tabela 7.6.

Para elementos tracionados (tirantes) ou vigas onde as armaduras tracionadas estão aquecidas a θ < 400 °C, a largura da seção também deve ser ajustada (eq. 7.9) ou, alternativamente, a distância $\mathbf{c_1}$ para obter a temperatura compatível à tensão real solicitada pela armadura; nesse último caso, recomenda-se uma análise térmica da seção mais precisa para obter a

temperatura real da armadura.

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0{,}8 \cdot (400 - \theta_{cr}) \quad (7.9)$$

onde: b_{mod} = largura da seção modificada [mm];

$b_{mín}$ = largura mínima da seção recomendada pelo método tabular [mm].

Tabela 7.8: Dimensões mínimas para vigas contínuas (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	Combinações de $b_{mín}$ e c_1						$b_{W_{mín}}$ (mm)
	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	
30	80	15	160	12	190	12	80
60	120	25	190	12	300	12	100
90	140	35	250	25	400	25	100
120	200	45	300	35	450	35	120

Quando a redistribuição de momentos negativos é superior a 15% no projeto à temperatura ambiente, as lajes e vigas contínuas deveriam ser tratadas como vigas isostáticas ao usar o método tabular, salvo se comprovada a capacidade rotacional dos apoios em situação de incêndio (EN 1992-1-2:2004).

A distância (c_1) e o comprimento de ancoragem das armaduras ($\ell_{b,fi}$) podem ser estabelecidos por meio de cálculos mais precisos com base nos métodos simplificados. Para TRRF ≥ 90 min, o comprimento de ancoragem da armadura negativa não poderia ser inferior a 30% do comprimento efetivo do vão (EN 1992-1-2:2004).

Além da distância "c_1", as Tabela 7.9 e Tabela 7.10 apresentam o coeficiente "η_{fi}" para o projeto de pilares e pilares-parede em situação de incêndio[52].

Tabela 7.9: Dimensões mínimas para pilares (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	Combinações de $b_{mín}$ e c_1							
	Mais de uma face exposta						Uma face exposta	
	η_{fi} = 0,2		η_{fi} = 0,5		η_{fi} = 0,7		η_{fi} = 0,7	
	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)
30	190	25	190	25	190	30	140	25
60	190	25	190	35	250	45	140	25
90	190	30	300	45	450	40	155	25
120	250	40	350	45	450	50	175	35

[52] A NBR 15200:2004 usa "μ_{fi}" ao invés de "η_{fi}", porém, de mesmo significado.

Tabela 7.10: Dimensões mínimas para pilares-parede (NBR 15200:2004).

TRRF (min)	Combinações de $b_{mín}$ e c_1							
	η_{fi} = 0,35				η_{fi} = 0,7			
	uma face exposta		duas faces expostas		uma face exposta		duas faces expostas	
	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)	$b_{mín}$ (mm)	c_1 (mm)
30	100	10	120	10	120	10	120	10
60	110	10	120	10	130	10	140	10
90	120	20	140	10	140	25	170	25
120	140	25	160	25	160	35	220	35

O coeficiente "η_{fi}" (eq. 7.10) é a relação entre os valores de cálculo dos esforços normal solicitante em situação de incêndio ($N_{Sd,fi}$) e normal resistente em situação normal (N_{Rd}).

$$\eta_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} \tag{7.10}$$

onde: η_{fi} = nível de carregamento do pilar;

$N_{Sd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal em situação de incêndio, determinado por meio da combinação última excepcional de ações;

N_{Rd} = valor de cálculo do esforço normal resistente à temperatura ambiente.

Na eq. (7.10), devem-se levar em conta os efeitos de excentricidade de 1ª e 2ª ordem no cálculo do N_{Rd} da situação normal de projeto.

As informações sobre a origem da Tabela 7.10 limitam-se apenas à norma DIN 4102 Teil 4, usada como referência para o método tabular de pilares-parede (*load-bearing wall*) do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

7.3.1.1 Método "A" do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004)

A Tabela 7.9 é uma adaptação do método "A" do EN 1992-1-2:2004, para o projeto de pilares contraventados, limitados pelas características:

- distância entre o CG da armadura e a face próxima exposta ao calor: **25 mm ≤ c_1 ≤ 80 mm**;
- comprimento de efetivo em situação de incêndio: **$\ell_{e,fi}$ < 3 m**;
- índice de esbeltez em situação de incêndio: $\lambda_{fi} = \frac{\ell_{e,fi}}{i} \leq 30$, i = raio de giração da seção;

- excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio: $e_{1,fi} = \frac{M_{Sd,fi}}{N_{Sd,fi}} \leq e_{máx}$, onde $0{,}15 \cdot b \leq e_{máx} \leq 0{,}4 \cdot b$; o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) recomenda a excentricidade máxima $e_{máx}$ = 0,15.b, sendo "b" a menor dimensão do pilar.

Os limites de dimensões, comprimento efetivo e excentricidades devem-se às características dos 80 pilares testados em um programa experimental desenvolvido por cinco laboratórios (Tabela 7.11).

Tabela 7.11: Laboratórios responsáveis pelos ensaios dos pilares empregados na calibração do método "A" da EN 1992-1-2:2004 (DOTREPPE *et al.*, 1996; FRANSSEN, 2000; FRANSSEN, 2001).

Laboratório	**País**	**Quantidade de corpos-de-prova**
Laboratório de Segurança Contra Incêndio da Universidade de Ghent	Bélgica	12
Laboratório Magnel de Pesquisas de Concreto da Universidade de Ghent	Bélgica	
Laboratório de pontes e Engenharia Estrutural da Universidade de Liège	Bélgica	8
Laboratório da Universidade Técnica de Braunschweig	Alemanha	39
National Research Council of Canada (NRCC)	Canadá	21
	total:	*80*

As características geométricas dos corpos-de-prova empregados na concepção do modelo de cálculo justificam as limitações das dimensões, da taxa de armadura (eq. 7.11) e da excentricidade em uma direção da seção, para assegurar a validade do método "A" (COSTA, 2006).

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} < 4\% \tag{7.11}$$

onde: ρ = taxa de armadura.

A excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio também pode ser assumida igual àquela na situação normal (eq. 7.12), se o ponto de aplicação do esforço atuante é o mesmo.

$$e_{1,fi} = e_1 = \frac{M_{'1d}}{N_{Sd}} \tag{7.12}$$

onde: $e_{1,fi}$ = excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio [m];

e_1 = excentricidade de 1ª ordem na situação normal [m];

N_{Sd} = valor de cálculo do esforço normal solicitante na situação normal [kN];

M_{1d} = valor de cálculo momento total de 1ª ordem na situação normal [kN.m].

O método "A" do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) é um método empírico, obtido por meio de análises numéricas auxiliadas pelo *software* SAFIR®[53], cujo resultado principal foi uma formulação simples e prática (eq. 7.13), onde a resistência à ação axial incluindo os efeitos de 2ª ordem ($R_{\eta fi}$), o comprimento de esbeltez (R_{ℓ}), a menor dimensão da seção (R_b), a quantidade de barras de aço (R_n) e a suas posições dentro da seção de concreto (R_a), são particularizados. A envoltória da resistência é apresentada na forma de tempo em minutos de resistência ao aquecimento padronizado ISO 834:1975.

A Tabela 7.9 é uma aplicação da formulação empírica. O método "A" do EN 1992-1-2:2004 baseou-se nas propostas de Franssen (2000), apresentadas no SiF'2000 – *First International Workshop Structures in Fire*[54]. Naquela época, a *prestandard* ENV 1992-1-2:1995, apresentava um método tabular pouco prático e de resultados nem sempre seguros, para o projeto de pilares de concreto em situação de incêndio.

Para o emprego do método, era necessário calcular a relação $\mu_{fi} = \dfrac{N_{d,fi}}{N_{Rd,fi}(0)}$, depreendendo o cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio na iminência do incêndio (t = 0), além do valor de cálculo da ação axial para a situação excepcional; assim, o cálculo analítico prévio da resistência em situação de incêndio era necessário para usar um método de dimensionamento que deveria ser expedito, de aplicação imediata. Além disso, quando a relação $\boldsymbol{\mu_{fi}}$ apresentava resultados diferentes daqueles tabelados, a resistência precisava ser determinada por meio de uma interpolação linear dupla entre os valores geométricos da seção do pilar, possível de atender à resistência requerida.

Os Laboratórios da Universidade de Ghent (Laboratório de Segurança Contra Incêndio e Laboratório Magnel de Pesquisas de Concreto) realizaram uma análise experimental

---

[53] O *software* SAFIR® (*Structural Analysis of Fire Resistance*) foi desenvolvido pela Universidade de Liège para modelagem de estruturas em situação de incêndio, por meio do método dos elementos finitos, para análise não-linearidade física e geométrica (NWOSU *et al*., 1999; FRANSSEN *et al*., 2005).

[54] Primeiro *Workshop* Internacional "Estruturas em Incêndio", realizado em Copenhague, em 2000.

paramétrica para avaliar a influência do nível de carregamento, da resistência característica do concreto e da taxa mecânica de armadura sobre a resistência de pilares de concreto submetidos ao incêndio-padrão ISO 834:1975.

O diâmetro e a qualidade das barras de aço e a esbeltez afetaram o desempenho do pilar aquecido: pilares com armaduras de diâmetro ø ≥ 25 mm apresentaram lascamentos mais significativos e resistência menor do que pilares de mesma taxa mecânica de armadura de diâmetro ø = 16 mm (ALDEA *et al.*, 1997; FRANSSEN, 2000).

A esbeltez e o nível de carregamento dos pilares também contribuem na resistência, mas não eram considerados no método tabular da ENV 1992-1-2:1995 (FRANSSEN, 2000).

Os resultados experimentais dos Laboratórios de Segurança Contra Incêndio e Magnel de Pesquisas de Concreto da Universidade de Ghent foram somados aos ensaios realizados na década de 80 pela Universidade Técnica de Braunschweig e pelo *National Research Council of Canada* (NRCC), na idealização do modelo de cálculo do método "A" (eq. 7.13).

A relação de carregamento em situação de incêndio "$\boldsymbol{\mu_{fi}}$" do ENV 1992-1-2:1995 foi substituída pelo "$\boldsymbol{\eta_{fi}}$" sugerido por Franssen (2000) e adotado pela EN 1992-1-2:2004.

O fator "$\boldsymbol{\eta_{fi}}$" independe de qualquer resistência em situação de incêndio (eq. 7.10); calcula-se o valor da ação axial para a situação de incêndio e o valor da resistência axial para a situação normal de uso, segundo a EN 1990:2002, considerando a excentricidade de carregamento e os efeitos de 2ª ordem.

A esbeltez é considerada diretamente, na componente R_ℓ (eq. 7.16) e, indiretamente, na componente $R_{\eta fi}$, uma vez que os efeitos de 2ª ordem são levados em conta no valor de cálculo do carregamento axial resistente à temperatura ambiente, usado na determinação de "$\boldsymbol{\eta_{fi}}$" presente nesta componente.

$$R_f = 120 \cdot \left(\frac{R_{\eta fi} + R_\ell + R_a + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8} \tag{7.13}$$

onde: R_f = resistência ao fogo do pilar de concreto [min];

$R_{\eta fi}$ = componente da resistência ao fogo dependente do nível de carregamento [min] (eq. 7.14);

R_ℓ = componente da resistência ao fogo dependente do comprimento efetivo [min] (eq. 7.16);

R_a = componente da resistência ao fogo dependente da localização das barras dentro da seção de concreto [min] (eq. 7.17);

R_b = componente da resistência ao fogo dependente da largura efetiva da seção [min] (eq. 7.18);

R_n = componente da resistência ao fogo dependente da quantidade de barras [min] (eq. 7.19).

$$R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[1 - \eta_{fi} \cdot \left(\frac{1+\omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right) \right] \tag{7.14}$$

onde: η_{fi} = fator de redução para o nível de carregamento em situação de incêndio (eq. 7.10);

ω = taxa mecânica para as situação normal de projeto (eq. 7.15);

α_{cc} = coeficiente relacionado aos efeitos do carregamento de longa duração (assume o valor de 0,85 para seção transversal retangular).

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{7.15}$$

onde: A_s = soma da área da seção transversal de todas as armaduras principais [m²];

A_c = área da seção transversal de concreto [m²];

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

f_{yd} = valor de cálculo da resistência à tração do aço [MPa].

$$R_\ell = 9,6 \cdot (5 - \ell_{e,fi}) \tag{7.16}$$
$$\ell_{e,fi} \leq 3\,\text{m}$$

onde: $\ell_{e,fi}$ = comprimento efetivo do pilar em situação de incêndio [m].

O comprimento efetivo do pilar é o comprimento correspondente a cada modo de flambagem,

para elementos isolados ou inseridos em um pórtico deslocável ou indeslocável (EN 1992-1-1:2004).

Para a situação de incêndio, pode-se adotar o mesmo comprimento efetivo calculado para a situação normal de projeto ($\ell_{e,fi} = \ell_e$); entretanto, a contribuição da rigidez dos pavimentos frios adjacentes ao compartimento de incêndio pode ser considerada na determinação do comprimento efetivo.

Para estruturas contraventadas de edifícios com TRRF ≥ 30 min (EN 1992-1-2:2004), $\ell_{e,fi} = 0{,}5 \cdot \ell$ para pilares de pavimentos intermediários, e $0{,}5 \cdot \ell \leq \ell_{e,fi} \leq 0{,}7 \cdot \ell$ para pilares de pavimentos de cobertura, onde ℓ é o comprimento nominal do pilar, i.e., a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

O efeito de engastamento ideal que as estruturas adjacentes frias dão às extremidades do pilar aquecido é uma hipótese recomendada, diretamente, para as estruturas de concreto (EN 1992-1-2:2004), aço (EN 1993-1-2:2005), mistas de aço e concreto (EN 1994-1-2:2005) e alumínio (EN 1999-1-2:2007) e, indiretamente, para estruturas de madeira (EN 1995-1-2:2005).

Análises experimentais ou numéricas de estruturas de nós fixos (contraventadas) ou deslocáveis (não-contraventadas) demonstraram que o comprimento efetivo de pilares se reduz durante o incêndio compartimentado (O'MEAGHER & BENNETTS, 1991; WANG, 1997; ALI *et al.*, 1998; BAILEY, 2000; ALI & O'CONNOR, 2001; ECCS–MC, 2001; WANG, 2002; WANG & DAVIES, 2003a e 2003b; HUANG *et al.*, 2006), porém, a hipótese de engaste ideal adotada pelos *hot* Eurocodes tem sido questionada (VALENTE & NEVES, 1999; WANG & DAVIES, 2003a e 2003b; HUANG *et al.*, 2006; GOMES *et al.*, 2007).

Em algumas pesquisas, os pilares biarticulados $(\ell_e = \ell)$ à temperatura ambiente, sito nos pavimentos intermediários e aquecidos em todas as faces, apresentaram: $\ell_{e,fi} > 0{,}5 \cdot \ell$ para os de aço (ALI & O'CONNOR, 2001; HUANG *et al.*, 2006; GOMES *et al.*, 2007) e $\ell_{e,fi} > 0{,}7 \cdot \ell$ para os mistos de aço e concreto (BAILEY, 2000). Tratam-se de conclusões preliminares, limitadas à perfis de aço sem proteção térmica, sendo algumas procedentes de ensaios em escala reduzida.

Bailey (2000) e Wang (2002) reconheceram a falta de dados consistentes suficientes para essas conclusões, uma vez que as pesquisas exclusivas à análise do comprimento efetivo de pilares em situação de incêndio são escassas. Até o presente, não foram realizados ensaios de pilares de concreto armado para tal fim, nem observações secundárias pertinentes em ensaios

correlatos ao incêndio.

Ali & O'Connor (2001) apontaram a falta de uma metodologia de ensaio específica para determinar o comprimento efetivo de elementos com extremidades parcialmente engastadas, justificando a inspeção visual da configuração geométrica final do pilar, após o resfriamento, usada nas estimativas de seus resultados.

Wang & Davies, 2003a e 2003b notaram a concordância entre os resultados experimentais e os dos métodos simplificados do EN 1993-1-2:2005, quando os momentos de 1ª ordem transferidos de uma viga ao pilar de um pórtico foram desprezados nos cálculos analíticos, usando-se $\ell_{e,fi} = 0{,}5 \cdot \ell$.

Wang (2005) lembra outros fenômenos que podem atenuar o efeito qualitativo de engastamento oferecido pelas estruturas adjacentes frias, por ex.: a perda de aderência entre o perfil de aço e o concreto (WANG & DAVIES, 2003a); o esmagamento localizado das extremidades dos pilares mistos de aço e concreto (BAILEY, 2000; WANG & DAVIES, 2003a; WANG, 2005); o nível de carregamento e o grau de restrição à deformação de origem térmica (ALI *et al*., 1998; HUANG *et al*., 2006) e os efeitos da não-linearidade geométrica sobre o próprio comprimento efetivo (NEVES *et al*., 2002), os quais variam durante o aquecimento.

Na falta de dados precisos, o modelo ideal de vinculações para o cálculo do comprimento efetivo é razoável, pois os métodos de cálculo recomendados por normas são cobertos pela redundância de segurança oferecida pelos coeficientes de ponderação da resistência dos materiais e das ações e pelas hipóteses simplificadoras de projeto a favor da segurança.

O método "A" é apropriado apenas para pilares de nós fixos. Ele poderia ser estendido a quaisquer pilares na prática, ao considerar as hipóteses de incêndio compartimentado e de que as estruturas frias adjacentes "engastam" as extremidades do pilar aquecido por apresentarem rigidez relativa amplificada comparada à rigidez do elemento reduzida pela temperatura.

$$R_a = 1{,}6 \cdot (c_1 - 30) \qquad (7.17)$$
$$25\ \text{mm} \le c_1 \le 80\ \text{mm}$$

onde: c_1 = distância entre o CG da armadura principal e a face exposta ao calor mais próxima [mm].

$$R_b = 0{,}09 \cdot b' \tag{7.18}$$

$$b' = \begin{cases} \dfrac{2 \cdot b \cdot h}{b + h}, \dfrac{h}{b} \leq 1{,}5 & \rightarrow \text{ para seção transversal retangular} \\ \phi & \rightarrow \text{ para seção transversal circular} \end{cases}$$

$$200\,\text{mm} \leq b' \leq 450\,\text{mm}$$

onde: b' = largura efetiva da seção-transversal [mm];

b = largura da seção transversal retangular [mm];

h = altura da seção transversal retangular [mm];

ø = diâmetro da seção transversal circular [mm].

$$R_n = \begin{cases} 0, \text{ para n = 4} \\ 12, \text{ para n > 4} \end{cases} \tag{7.19}$$

onde: n = quantidade de barras de aço da armadura principal na seção transversal do pilar.

O fator $\left(\dfrac{1 + \omega}{\dfrac{0{,}85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right)$ da componente $R_{\eta fi}$ (eq. 7.14) não pertencia à formulação original (eq. 7.20); ele foi introduzido durante o processo de revisão da norma EN 1992-1-1:2004, como fator de ajuste do fator de redução para o nível de carregamento (**η_{fi}**), quando os efeitos do carregamento de longa duração (α_{cc}) são considerados no cálculo da resistência do concreto $\left(\alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{cm}}{\gamma_c} \right)$[55].

$$R_{\eta fi} = 83 \cdot (1 - \eta_{fi}) \tag{7.20}$$

Na concepção do modelo, assumiu-se α_{cc} = 0,85 para o cálculo da capacidade resistente em situação normal N_{Rd} e do fator "**η_{fi}**"; entretanto, a EN 1992-1-1:2004 permite usar α_{cc} = 1 para

[55] vide pg. 231.

o projeto de elementos de concreto à temperatura ambiente, resultando no fator "η_{fi}" menor e, conseqüente, uma resistência ao fogo virtualmente maior do que aquela calculada para α_{cc} = 0,85.

Para pilares curtos de carregamento concêntrico, o valor de cálculo da capacidade resistente é calculado pela eq. (7.21). A correção do valor de cálculo do esforço resistente usando dois coeficientes α_{cc} = 0,85 e qualquer $\alpha_{cc} \neq 0{,}85$ para o efeito de carregamento de longa duração, é feita pela relação entre as eqs. (7.21) e (7.22).

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s + \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot A_c \tag{7.21}$$

onde: $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

$$N_{Rd,A} = f_{yd} \cdot A_s + 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot A_c \tag{7.22}$$

onde: $N_{Rd,A}$ = valor de cálculo da capacidade resistente à temperatura ambiente de pilares de concreto armado usados no método "A".

Dividindo-se a eq. (7.21) pela eq. (7.22), tem-se:

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Rd,A}} = \frac{f_{yd} \cdot A_s + \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd} \cdot A_s + 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot A_c} = \frac{\dfrac{f_{yd} \cdot A_s + \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{cd} \cdot A_c}}{\dfrac{f_{yd} \cdot A_s + 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{cd} \cdot A_c}} = \frac{\dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} + \dfrac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{cd} \cdot A_c}}{\dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} + \dfrac{+0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{cd} \cdot A_c}} \tag{7.23}$$

$$\therefore \frac{N_{Rd}}{N_{Rd,A}} = \frac{\omega + \alpha_{cc}}{\omega + 0{,}85}$$

Normalizando o coeficiente para o carregamento de longa duração no numerador, a eq. (7.23) é simplificada na eq. (7.24), a qual permite somente dois possíveis valores: α_{cc} = 0,85 ou 1; portanto, para os casos onde α_{cc} < 0,85, as eqs. (7.11) e (7.12) fornecem resultados ligeiramente conservadores.

$$\frac{N_{Rd}}{N_{Rd,A}} = \frac{\omega + \alpha_{cc}}{\omega + 0{,}85} = \frac{\omega + 1}{\omega + \dfrac{0{,}85}{\alpha_{cc}}} \tag{7.24}$$

O fator de redução "η_{fi}" foi também ajustado para qualquer valor de α_{cc} (eq. 7.25) e substituído na formulação original do método (eq. 7.20).

$$\eta_{fi,A} = \frac{N_{d,fi}}{N_{Rd,A}} = \frac{N_{d,fi}}{\left(\frac{\omega + \frac{0,85}{\alpha_{cc}}}{\omega + 1}\right) \cdot N_{Rd}} = \left(\frac{\omega + 1}{\omega + \frac{0,85}{\alpha_{cc}}}\right) \cdot \frac{N_{d,fi}}{N_{Rd}} = \left(\frac{\omega + 1}{\omega + \frac{0,85}{\alpha_{cc}}}\right) \cdot \eta_{fi} \tag{7.25}$$

onde: $\eta_{fi,A}$ = fator de redução para o nível de carregamento em situação de incêndio usado no modelo do método "A".

Para pilares esbeltos, a correlação não seria fácil, mas o fator de correção $\left(\frac{\omega + 1}{\omega + \frac{0,85}{\alpha_{cc}}}\right)$ cobre o valor máximo da correlação possível para pilares (DOTREPPE, 2004). As tabelas do método "A" do EN 1992-1-2:2004 foram construídas para $\alpha_{cc} = 1$.

A Figura 7.5 apresenta a segurança do modelo comparada à resistência ao fogo obtida nos ensaios. Os resultados da formulação são ligeiramente superiores aos resultados experimentais usados como base; contudo, as características geométricas (cobrimento e dimensões usuais da seção) usuais nos projetos dos pilares atuais são ligeiramente superiores àquelas adotadas nos ensaios a fim de compensar essas pequenas incertezas.

Para o projeto dos pilares testados nos laboratórios das Universidades de Ghent e Liège, Franssen (2001) empregou as resistências médias do concreto $\left(\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{cm}}{\gamma_c}\right)$ e do aço $\left(\frac{f_{sm}}{\gamma_s}\right)$, obtidas experimentalmente para a temperatura ambiente, ao invés do valor característico das resistências. Dessa forma, uma margem de segurança foi adicionada, uma vez que a resistência característica dos materiais $f_{ck} < f_{cm}$ e $f_{yk} < f_{sm}$ são habitualmente usadas no projeto para a situação normal.

Costa (2006), **autora desta tese**, investigou a origem dos dados dos ensaios experimentais e observou algumas divergências ao cruzar as informações entre referências, por ex., Franssen

(2001) considerou certa restrição à rotação das extremidades dos pilares devido às condições de fixação do equipamento de ensaio, justificando o comprimento efetivo igual a 70% do comprimento nominal para os corpos-de-prova da Universidade Técnica de Braunschweig; já Holmberg & Anderberg (1993) não consideraram a influência do equipamento sobre comprimento efetivo desses mesmos corpos-de-prova.

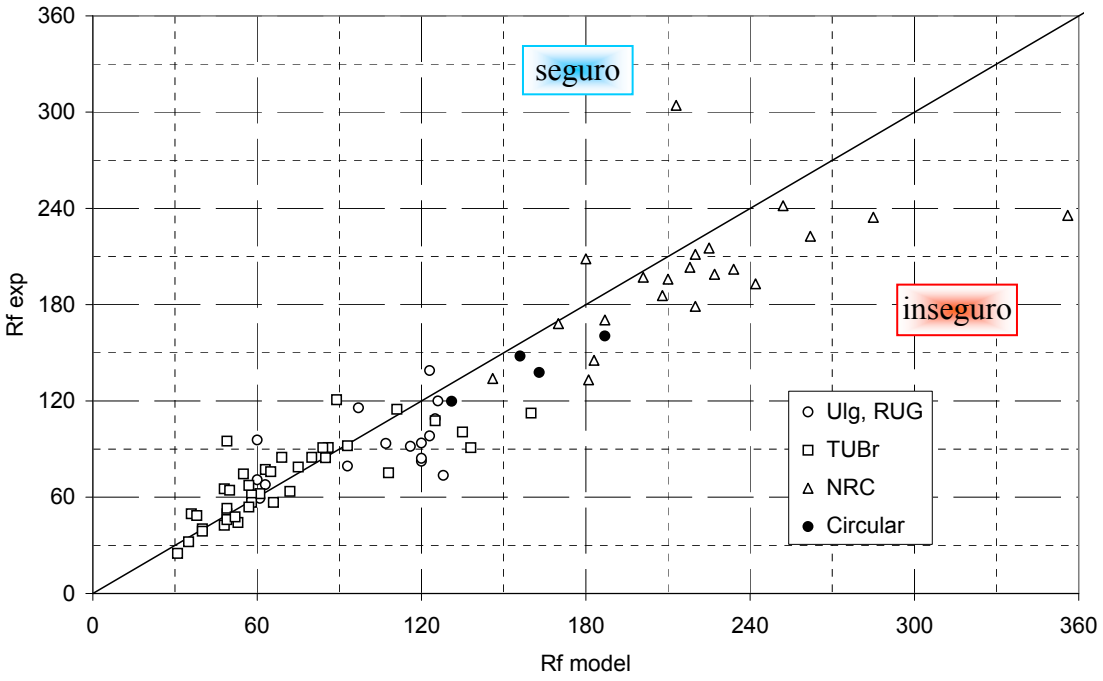


Figura 7.5: Comparação entre os resultados experimentais e teóricos (FRANSSEN, 2001).

Dotreppe *et al*. (1996) desprezou a excentricidade acidental no projeto dos corpos-de-prova das Universidades de Gent e Liège, sujeitos à compressão centrada, por considerá-la uma imperfeição possível a uma situação de execução do projeto, porém, indesejável a uma situação de laboratório, onde as grandezas são aferidas com grande precisão. Não há informação sobre o mesmo procedimento para os corpos-de-prova da Universidade Técnica de Braunschweig e do *National Research Council of Canada*.

Franssen (2001) considerou a excentricidade acidental no projeto dos corpos-de-prova sujeitos a carregamentos excêntricos, para o cálculo da capacidade resistente e calibração do método "A"; nesses casos, a excentricidade acidental (eq. 7.26) na condição de incêndio assumiu o mesmo valor adotado na condição normal prescrito pela ENV 1992-1-1:1995, usada por Franssen (2001).

$$e_a = \nu \cdot \frac{\ell_e}{2} \tag{7.26}$$

onde: e_a = excentricidade acidental [mm];

ν = desaprumo acidental [rad] (eq. 7.27);

ℓ_e = comprimento efetivo do pilar isolado à temperatura ambiente [mm].

A ENV 1992-1-1:1995 limitava o desaprumo acidental (eq. 7.27) a 1/200, correspondente à altura (máxima) de 4 m de uma estrutura (BEEBY & NARAYANAN, 1995).

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{\ell_e}} \leq \frac{1}{200} \tag{7.27}$$

A eficiência de qualquer método de cálculo depende do teor de umidade livre, da natureza dos agregados, da permeabilidade do concreto e da taxa de aquecimento, a fim de evitar a ação prematura do *spalling*.

Assim, para assegurar a eficiência do método "A", o EN 1992-1-2:2004 limita a umidade livre do concreto a 3% em peso e recomenda o uso de uma armadura intermediária sem função estrutural, na periferia da seção, sito no meio do cobrimento, quando $\mathbf{c_1} \geq 70$ mm (distância entre o eixo da armadura principal e a superfície mais próxima).

Costa (2006) também investigou a sensibilidade do método "A" comparando os valores teóricos aos valores experimentais de resistência ao fogo de 88 pilares de concreto armado de seção quadrada testados pelo laboratório Building Research Station, UK (DAVEY & ASHTON, 1953; THOMAS & WEBSTER, 1953).

O método "A" apresentou resultados insatisfatórios para vários pilares com características geométricas inapropriadas ao método, tais como: diâmetro das barras ø > 25 mm, taxa mecânica ρ > 4%, ou largura efetiva b' > 450 mm.

O método "A" mostrou-se muito conservador para 36 pilares que possuíam chanfros nos cantos, sinalizando a eficiência da geometria no aumento da capacidade resistente. O chanfro é um, dentre alguns recursos não-estruturais para inibir o lascamento dos cantos de pilares de seções angulosas.

Tensões térmicas se desenvolvem na microestrutura do elemento de concreto, quando as suas

faces são aquecidas, devido às deformações térmicas diferenciais dos componentes do concreto endurecido. Elas se propagam pela macroestrutura e confluem para os cantos vivos da seção, contribuindo para o lascamento de canto (COSTA *et al*., 2002). O chanfro minimiza a concentração de tensões térmicas nos cantos, retardando o lascamento do concreto e exposição da armadura ao calor (COSTA, 2002).

Costa (2006) pondera sobre os resultados satisfatórios obtidos pelos corpos-de-prova não-chanfrados do laboratório Building Research Station. Todos os corpos-de-prova desse laboratório foram moldados com concreto produzido entre as décadas de 30 e 50, cujas características tecnológicas são diferentes dos concretos produzidos entre as décadas de 80 e 90 e adotados para os corpos-de-prova usados na validação do método "A".

Uma tentativa de adequar o método "A" às características geométricas de pilares no Brasil foi proposta por Costa & Silva (2005a); contudo, o seu uso é muito limitado porque geralmente quaisquer pilares de edifícios são dimensionados à flexão composta oblíqua no país.

7.3.1.2 Método "B" do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004)

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) fornece o método tabular "B", para pilares que possuem características diferentes daquelas cobertas pelo método "A".

O método tabular "B" é composto de tabelas mais detalhadas (Tabela 7.12) que associam dimensões e índice de esbeltez ao TRRF, para uma extensa faixa de taxa de armadura mecânica e excentricidades de 1ª ordem.

Em 2003, Izquierdo[56] utilizou o método do pilar-padrão "clássico", i.e., sem correção, acoplado ao diagrama momento-normal-curvatura (M x N x 1/r) na análise da estabilidade de pilares isolados para construir as tabelas do método "B" (informação verbal).As tabelas do método "B" são aplicações do método de cálculo do pilar-padrão, considerando-se o aquecimento padronizado ISO 834:1975 em todas as faces dos pilares, os efeitos da temperatura elevada sobre a resistência e as relações tensão x deformação dos materiais, na construção do diagrama momento-normal-curvatura (M x N x 1/r). Os efeitos de 2ª ordem são

[56] Notícia fornecida pelo próprio autor, Ing. José María Izquierdo, do Instituto Técnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC, Madri, Espanha, em visita técnica a esse instituto em maio de 2005.

estimados por meio de curvatura aproximada.

A idéia do método "B" pode ser usada para qualquer tipo de aquecimento. Os procedimentos de cálculo são (EN 1992-1-2:2004):

- Determinar as linhas de mesma temperatura (isotermas) em função do aquecimento (curva padrão, curvas paramétricas, etc.);
- Dividir a seção em faixas, com temperatura média de aproximadamente 20 °C, 100 °C, 200 °C, … (Figura 7.6);
- Determinar a largura w_{ij}, a área $A_{c\ i,j}$ e as coordenadas ($x_{i,j}$, $y_{i,j}$) do CG de cada faixa ou reticulado.
- Determinar a temperatura elevada no CG de cada barra das armaduras;
- Determinar o diagrama M x N x 1/r para $N_{Sd,fi}$, usado as relações tensão-deformação dos materiais à temperatura elevada, recomendadas pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) (Cap. 5, eq. 5.15, Tabela 5.3, Figura 5.22 ou Figura 5.23, eqs. 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23, Tabela 5.4, Figura 5.29);
- Usar os métodos convencionais do projeto para a situação normal para determinar o momento resistente último total ($M_{Rd,fi}$) para $N_{Sd,fi}$ e o momento nominal de 2ª ordem ($M_{2,fi}$), para a curvatura correspondente;
- Determinar o momento resistente máximo de 1ª ordem ($M_{1Rd,fi}$) para $N_{Sd,fi}$ e $M_{2,fi}$, por diferença entre o $M_{Rd,fi}$ e o M_{2fi} (Figura 7.8);
- Comparar os momentos resistente máximo ($M_{1Rd,fi}$) ao solicitante ($M_{1Sd,fi}$), de 1ª ordem, para a situação de incêndio. A segurança é satisfeita quando a ineq. (7.28) é satisfeita.

$$M_{1Sd,fi} \leq M_{1Rd,fi} \tag{7.28}$$

Para as situações apropriadas, Hosser *et al*. (1994) e Hietanen (2005) salientam que os procedimentos de cálculo de Izquierdo[56] produzem resultados muito conservadores. Hietanen (2005) recomenda o método "A" quando possível, por ser mais completo e preciso, uma vez que as origens experimentais e calibrações numéricas cobrem os efeitos de 2ª ordem e deformações adicionais de origem térmica.

Tabela 7.12: Dimensões mínimas para pilares de seções retangular e circular sujeitos à flexão composta (valores moderados para momentos de 1ª ordem: excentricidade e = 0,5.b ≤ 200 mm) com taxa mecânica de armadura ω = 1 (EN 1992-1-2:2004).

TRRF (min)	índice de esbeltez λ	Dimensões mínimas (mm) para a largura do pilar "b_{min}" e distância "a" do eixo da armadura							
		η = 0,15		η = 0,3		η = 0,5		η = 0,7	
		b_{min}	a	b_{min}	a	b_{min}	a	b_{min}	a
30	30	150	25*	150	25*	200 300	30 25*	500 550	30 25
	40	150	25*	150	25*	250 450	30 25*	500 600	40 30
	50	150	25*	150 200	30 25*	300 500	35 25*	550	35
	60	150	25*	200 250	30 25*	350 500	40 25*	550	50
	70	150	25*	200 300	30 25*	450 550	50 25*	(1)	
	80	150	25*	250 350	30 25*	500 600	35 30	(1)	
60	30	150	25*	200 450	35 25*	350 600	40 30	550 600	45 40
	40	150 200	30 25*	200 500	40 25*	450 500	50 35	600	40
	50	150 250	35 25*	250 550	40 25*	500 600	40 35	600	60
	60	200 350	30 25*	300 600	40 25*	500 600	50 40	(1)	
	70	250 450	30 25*	350 600	40 30	550 600	50 45	(1)	
	80	250 500	55 25*	450 500	40 35*	600	70	(1)	
90	30	200 300	35 25*	250 550	50 25*	500 600	50 40	600	70
	40	200 450	40 25*	300 600	50 30	500 600	55 45	(1)	
	50	200 500	45 25*	350 600	50 35	550	50	(1)	
	60	200 550	50 25*	450 600	50 40	600	60	(1)	
	70	250 600	45 30	500 600	50 45	600	80	(1)	
	80	250 500	50 35	500 600	55 45	(1)		(1)	
120	30	200 450	50 25*	450 600	45 25*	550 600	55 50	(1)	
	40	250 500	50 25*	500 600	40 30	600	65	(1)	
	50	300 550	40 25*	500 600	50 35	(1)		(1)	
	60	350 550	45 25*	500 600	60 40	(1)		(1)	
	70	450 600	40 30	550 600	60 50	(1)		(1)	
	80	450 600	45 30	600	65	(1)		(1)	

* Normalmente o cobrimento recomendado em situação normal é suficiente.

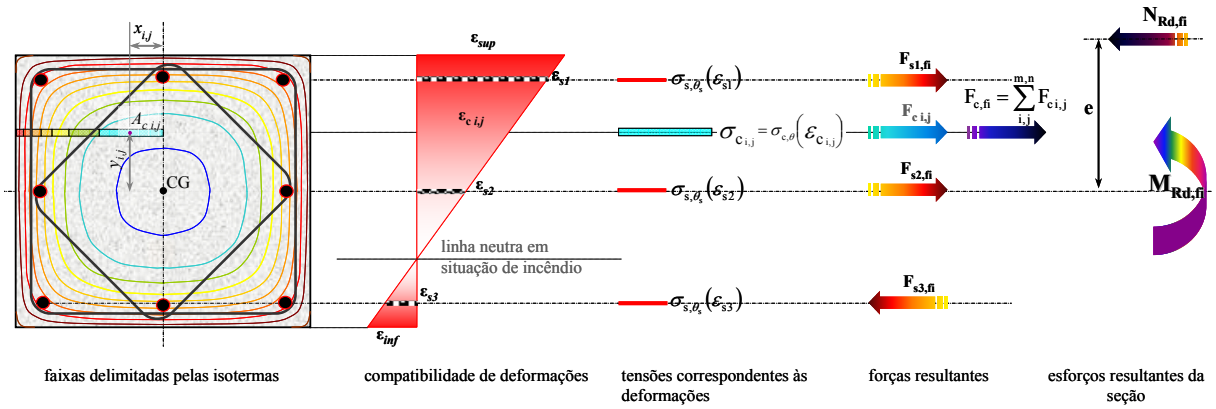
$\eta = \dfrac{N_{0,Ed}}{\left(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}\right)}$, onde $N_{0,Ed}$ é o carregamento de 1ª ordem aplicado ao pilar.

$\omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

(1) É necessária largura maior que 600 mm. Uma avaliação particular da flambagem é requerida.

O método tabular "B" não seria, a princípio, aplicável a pilares à flexão composta oblíqua, nem à flexão normal composta quando há excentricidades de carregamento ou momentos reversos nas extremidades, ou seção com distribuição assimétrica de armaduras, ou distribuição de armaduras variáveis ao longo do eixo do pilar.

Para entender as deficiências e limitações do método "B", os conceitos do método do pilar-padrão são recordados a seguir.



$$F_{c\,i,j} = \sigma_{c,\theta}(\varepsilon_{c\,i,j}) \cdot A_{c\,i,j};$$

$$\begin{cases} \sigma_{c\,i,j} = \sigma_{c,\theta}(\varepsilon_{c\,i,j}) = f_{c,\theta} \cdot \dfrac{3 \cdot \left(\dfrac{\varepsilon_{c\,i,j}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)}{2 + \left(\dfrac{\varepsilon_{c\,i,j}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3} \\ \theta = \text{temperatura média da área de concreto } A_{c\,i,j} \end{cases}$$

$$F_{s1,fi} = \sigma_{s,\theta_s}(\varepsilon_{s1}) \cdot A_{s1}$$
$$F_{s2,fi} = \sigma_{s,\theta_s}(\varepsilon_{s2}) \cdot A_{s2}$$
$$F_{s3,fi} = \sigma_{s,\theta_s}(\varepsilon_{s3}) \cdot A_{s3}$$

Figura 7.6: Divisão da seção de concreto do pilar em faixas (EN 1992-1-2:2004, adaptado).

7.3.1.2.1 O método do pilar-padrão

Por definição, o pilar-padrão é um pilar perfeitamente engastado na base e livre no topo, solicitado exclusivamente a um esforço normal que provoca uma linha elástica igual a uma função senóide de ordem 1 (eq. 7.29; Figura 7.7).

$$y(x) = e_2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot x\right) \tag{7.29}$$

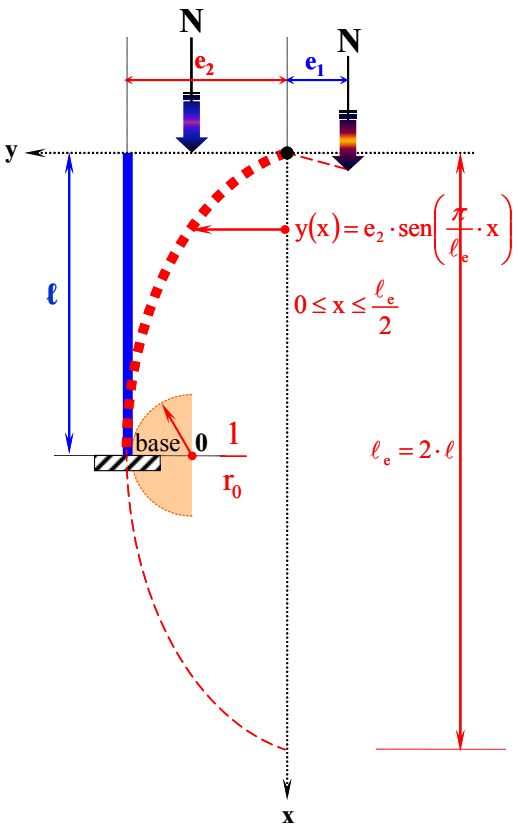
$$0 \le x \le \ell_e$$

onde: y(x) = linha elástica do pilar;

x = variável que representa a distância entre a base e um ponto qualquer acima ao longo do comprimento do pilar;

e_2 = deslocamento horizontal do topo do pilar, devido a deformação da barra;

ℓ_e = comprimento efetivo do pilar.



Notas:

- na base: $x = \frac{\ell_e}{2}$
- no topo: x = 0
- comprimento nominal: ℓ
- comprimento efetivo: $\ell_e = 2*\ell$ para pilar engastado em uma extremidade e livre na outra

Figura 7.7: O modelo do pilar-padrão e sua linha elástica senoidal.

Assume-se que a curvatura é determinada, por simplicidade, pela 2ª derivada da linha elástica (eq. 7.30). Tal simplificação fornece a linha elástica e sua curvatura proporcionais, próprias de um material elástico-linear e pequenos deslocamentos.Para um material não-linear, tal como o concreto, não há proporcionalidade entre a linha elástica e a curvatura; mesmo assim, essa aproximação é admitida para a análise da estabilidade de pilares de concreto armado à temperatura ambiente e a imprecisão do modelo é controlada por meio de restrições à sua aplicação.

$$y(x) = e_2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot x\right) \tag{7.30}$$

$$\frac{dy}{dx} = e_2 \cdot \frac{\pi}{\ell_e} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot x\right)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot x\right)$$

$$\therefore \frac{1}{r} = -e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot x\right)$$

onde: $\frac{1}{r}$ = função curvatura aproximada do pilar.

O deslocamento no topo do pilar pode ser calculado em função da curvatura na base e do comprimento do pilar (FIP-CEB Bulletins N° 103 (1974) e N° 123 (1977)):

$$-\frac{1}{r_0} = -\frac{1}{r}\bigg|_{x=\frac{\ell_e}{2}} = -\left[-e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} \cdot \frac{\ell_e}{2}\right) = -e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right)\right] = e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \tag{7.31}$$

$$\therefore e_2 = \left(\frac{\ell_e}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{r_0} \approx \frac{\ell_e^{\,2}}{10} \cdot \frac{1}{r_0}$$

onde: $\frac{1}{r_0}$ = curvatura na base do pilar.

O modelo pode ser estendido a qualquer pilar, independente das condições de vínculos, pois o efeito das vinculações pode ser considerado por meio do comprimento efetivo (ℓ_e).

Na configuração deformada do pilar-padrão (Figura 7.7), o momento fletor solicitante final no engaste, i.e., base do pilar, é composto por duas parcelas (eq. 7.32): uma correspondente ao momento inicial, de 1ª ordem, e outra correspondente ao momento adicional decorrente da não-linearidade geométrica.

$$M = M_1 + M_2 \tag{7.32}$$

onde: M = momento total solicitante na configuração deformada do pilar-padrão;

M_1 = momento solicitante devido à excentricidade inicial ou de 1ª ordem (eq. 7.33);

M_2 = momento solicitante devido à excentricidade adicional (ou de 2ª ordem) devido

ao deslocamento do topo do pilar-padrão (eq. 7.34).

$$M_1 = N \cdot e_1 \tag{7.33}$$

onde: N = carregamento normal à seção transversal do topo do pilar-padrão;

e_1 = excentricidade inicial ou de 1ª ordem do carregamento normal aplicado.

$$M_2 = N \cdot e_2 \tag{7.34}$$

onde: e_2 = excentricidade adicional ou de 2ª ordem do carregamento aplicado, devido ao deslocamento do topo do pilar-padrão (eq. 7.35).

$$e_2 = \left(\frac{\ell_e}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{r_0} \tag{7.35}$$

A eq. (7.36) é a equação geral do momento fletor atuante na base do pilar-padrão, para cada etapa da verificação da estabilidade.

$$M = M_1 + N \cdot \left(\frac{\ell_e}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{1}{r_0} \tag{7.36}$$

No modelo do pilar-padrão, a seção crítica do pilar é a seção da base. A verificação da estabilidade é restrita à análise da base, considerada seção crítica, admitindo-se que as demais seções estarão verificadas.

Para uma análise mais precisa, a verificação da estabilidade deve basear-se na análise do estado de deformação da seção crítica por meio do diagrama M x N x 1/r, construído por tentativas, para cada esforço normal aplicado.

O diagrama M x N x 1/r estabelece o estado de deformação da seção em função da curvatura do elemento, desde zero até um valor máximo representativo da ruína do material, que caracteriza o momento interno último.

A construção dos diagramas M x N x 1/r baseia-se na compatibilidade de deformações entre o

concreto e o aço, valendo-se da hipótese de Navier-Bernoulli, pela qual a seção do concreto armado é plana e permanece plana após a deformação do elemento (Figura 7.6).

Da hipótese de Navier-Bernoulli, quaisquer esforços adicionais decorrentes de deformações diferenciais da seção, i.e., empenamento da seção devido ao gradiente térmico foram desprezados na modelagem do método "B" (EN 1992-1-2:2004).

A idéia fundamental do diagrama M x N x 1/r é simples: a curvatura está relacionada às deformações e, estas, às tensões, por meio das equações constitutivas dos materiais; conhecendo-se as tensões, as deformações e a curvatura, calcula-se a o esforço normal e momento fletor resistentes (SANTOS, 1987).

A condição de equilíbrio do pilar é satisfeita quando o momento externo (eq. 7.32) é menor ou igual ao momento interno. O momento interno possível é definido pelo ponto de tangência da curva, estabelecido pela reta tangente, paralela à função linear do momento de 2ª ordem via método do pilar-padrão (eq. 7.36; Figura 7.8).

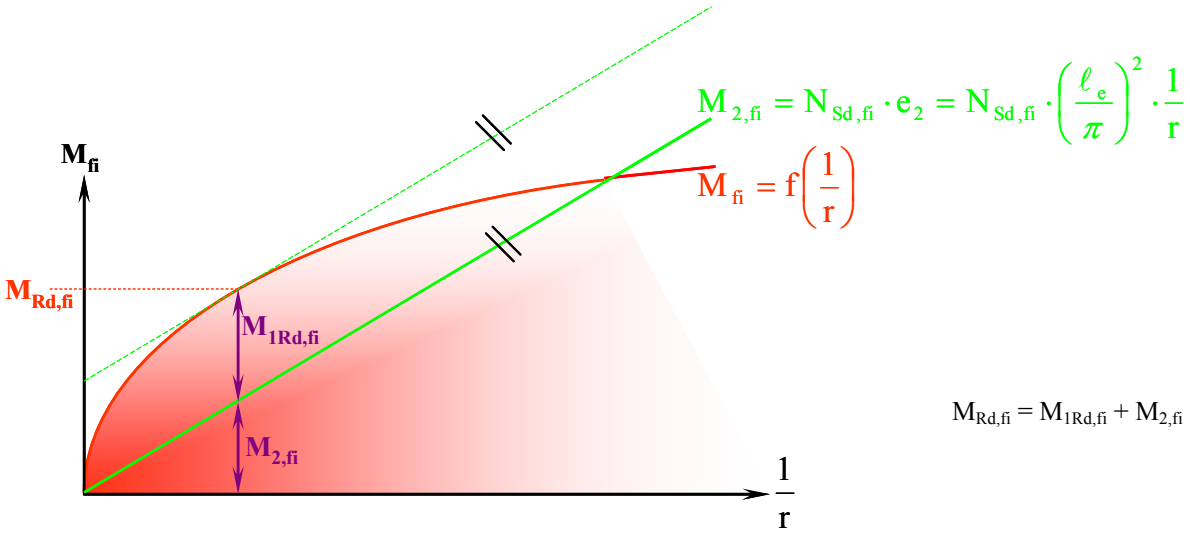


Figura 7.8: Determinação dos momentos fletores último ($M_{Rd,fi}$), de 2ª ordem ($M_{2,fi}$) e último de 1ª ordem ($M_{1Rd,fi}$) do pilar esbelto em situação de incêndio (EN 1992-1-2:2004).

A curvatura na base $\left(\frac{1}{r_0}\right)$, correspondente ao momento fletor resistente último para o carregamento em questão, é desconhecida. Para facilitar os cálculos, pode-se admitir por aproximação, a curvatura (CEB-FIP MC 1990, 1993; EN 1992-1-1:2004) ou a rigidez da seção crítica do pilar-padrão (FRANÇA, 1991).

Para a situação normal, a NBR 6118:2003 permite usar as duas simplificações para pilares com esbeltez $\lambda < 90$: a curvatura aproximada ou a rigidez aproximada. As simplificações usadas para o cálculo da rigidez aproximada estão associadas aos limites de deformação do aço e do concreto à temperatura ambiente (FRANÇA, 1991); por isso, apenas a curvatura aproximada pode ser usada para a situação de incêndio.

A proporcionalidade entre a linha elástica e a sua curvatura limita a precisão do método do pilar-padrão a pilares que possuem seção transversal, área e distribuição de armaduras constantes ao longo do comprimento.

O resultado obtido pelo método do pilar-padrão independe da forma do diagrama de momentos de 1ª ordem, uma vez que apenas o valor do momento na base do pilar é considerado no modelo. O carregamento não pode ter componente horizontal, uma vez que os resultados precisos são obtidos para uma deformação próxima à senóide.

Por essas razões, o método não é apropriado a situações de carregamento geradoras de momentos reversos, os quais produzem curvaturas reversas, pois a função seno idealizada do método possui curvatura simples (Figura 7.7).

Nas situações de carregamento em que a linha elástica não obedece à forma senoidal singular, o método do pilar-padrão pode ser aplicado com auxílio de coeficientes de correção em função da forma de distribuição de momentos. Esses fatores "transformam" as formas impróprias dos diagramas de momentos ao método às formas adequadas equivalentes. O método do pilar-padrão corrigido é também conhecido por "método do pilar-padrão melhorado".

Para diagramas de momentos reversos, o método B poderia ser usado após uma correção no diagrama de momentos. O FIP-CEB Bulletins N° 103 (1974) e N° 123 (1977) e FRANÇA (1991) fornecem equações para o cálculo de coeficientes "corretores", que transformam aqueles diagramas em diagramas equivalentes de momentos constantes ao longo do comprimento do pilar.

7.3.1.2.2 Diagrama momento-normal-curvatura (M x N x 1/r)

As relações M x N x 1/r podem ser usadas para construir um diagrama de curvaturas para todo o elemento, para verificar o equilíbrio e a compatibilidade da configuração deformada em cada etapa da análise da estabilidade.

O diagrama M x N x 1/r permite analisar o estado de deformação da seção de concreto armado, desde a ausência de solicitação até as solicitações últimas que causam a ruína da seção.

O diagrama M x N x 1/r é construído para um esforço normal fixado. O momento interno reativo às solicitações de 1ª ordem, para o ELU de instabilidade; quando emprega-se o método do pilar-padrão, o momento de 2ª ordem é calculado considerando o deslocamento no topo do pilar engastado (eq. 7.35; Figura 7.7).

Na flexo-compressão, a curvatura da barra não depende da deformação total (ε) das fibras, mas tão somente da diferença entre as deformações da fibra mais comprimida (ε_c) e do CG da seção plana (ε_0), conforme a eq. (7.37).

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_c| - |\varepsilon_{si}|}{d} \tag{7.37}$$

onde: $\frac{1}{r}$ = curvatura da barra;

ε_c = deformação linear específica da fibra mais comprimida do concreto na seção armada;

ε_{si} = deformação linear específica do aço da armadura "i" na seção armada;

d = altura útil da seção armada.

Para a situação de incêndio, a seção não esgotará a sua capacidade resistente enquanto o limite de deformação linear específica do concreto aquecido (eq. 7.38) não for ultrapassado.

$$|\varepsilon_{c,\theta}| = \left|\varepsilon_0 + y_c \cdot \frac{1}{r}\right| \leq \varepsilon_{cu,\theta} \tag{7.38}$$

onde: $\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação linear específica da fibra mais comprimida do concreto à temperatura elevada θ na seção armada ;

ε_0 = deformação linear específica da no CG da seção;

$\varepsilon_{cu,\theta}$ = deformação linear específica última do concreto à temperatura elevada θ;

y_c = distância entre o CG e um ponto qualquer da seção na zona comprimida.

O Eurocode 2 Part 1 (EN 1992-1-1:2004) e Part 2 e (EN 1992-1-2:2004) não limita a deformação linear específica do aço.

De acordo com os princípios da NBR 6118:2003, o limite de deformação linear específica do aço aquecido da armadura mais tracionada que caracterizaria o ELU do aço poderia ser estabelecido pela eq. (7.39), para análise do estado de deformação da seção armada.

$$\left|\varepsilon_{s,\theta}\right| = \left|\varepsilon_0 - y_{s,i} \cdot \frac{1}{r}\right| \tag{7.39}$$

onde: $\varepsilon_{s,\theta}$ = deformação linear específica da fibra mais tracionada do aço à temperatura elevada θ na seção armada ;

$y_{s,i}$ = distância entre o CG da seção e o CG de cada barra "i" na zona tracionada.

Os limites de deformação linear específica dos materiais estabelecem uma deformação linear específica máxima ($\varepsilon_{0,máx}$) no CG da seção armada. Um par de valores $\left(\frac{1}{r}, \varepsilon_0\right)$ define inúmeros pares de valores de cálculo (N, M) possíveis, correspondentes ao estado limite de deformação da seção.

A construção dos diagramas M x N x 1/r é trabalhosa, por demandar cálculos repetitivos de tentativas-e-erro e procedimentos passo-a-passo próprios a rotinas de programação em computador.

Segundo Buchanan (2001), a análise da estabilidade via diagrama M x N x 1/r é mais apropriada a pilares mistos de aço e concreto ou pilares-parede de concreto armado em situação de incêndio.

Para as tabelas do método "B" do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), os diagramas M x N x 1/r foram construídos levando-se em conta os efeitos do calor sobre os materiais, por meio da redução das resistências características do concreto e do aço (Cap. 5, item 5.3).

A seção de concreto foi dividida em faixas de larguras delimitadas por isotermas de 100 °C em 100 °C até 1100°C. Em cada faixa, a resistência do concreto foi considerada constante, porém, reduzida em função da temperatura assumida "uniforme" dentro de cada faixa (Figura 7.6).

Para cada faixa "i", o valor de cálculo da tensão do concreto à temperatura elevada "θ_i" foi determinado em função da deformação específica estabelecida pela compatibilidade de

deformações.

7.3.1.3 Outros métodos prescritivos de nível 1 para o dimensionamento de pilares

À semelhança do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), as normas canadense NBCC (1990) *apud* Harmathy (1993) e australiana AS 3600 (2001) também recorreram a equações empíricas para o cálculo otimizado da capacidade resistente em situação de incêndio.

A simplicidade dessas equações esconde exaustivas simulações numéricas e extrapolações de resultados experimentais conduzidas por Lie & Allen (1972) *apud* Lie (1992), Allen & Lie (1974) *apud* Harmathy (1993), Lie *et al*. (1984) *apud* Lie (1992), Lie & Woollerton (1988) *apud* Wade *et al*. (1997) e Lie & Irwin (1993).

A eq. (7.40) da AS 3600 (2001) é o resultado de 792 simulações numéricas com base em 18 corpos-de-prova testados pelo *National Research Council of Canada* (LIE & WOOLLERTON, 1988 *apud* WADE *et al*., 1997).

$$\mathrm{TRF} = \frac{\kappa \cdot f_{ck}^{\,1,3} \cdot b^{3,3} \cdot h^{1,8}}{10^5 \cdot N_{Sd} \cdot \ell_e} \tag{7.40}$$

$$N_{Sd} \geq 0{,}4 \cdot N_{Rd}$$

$$\kappa = \begin{cases} 1{,}5 & \text{se } \rho_s < 2{,}5\% \\ 1{,}7 & \text{se } \rho_s \geq 2{,}5\% \end{cases}$$

onde: TRF = tempo de resistência ao fogo do pilar [min];

κ = constante que depende da taxa de armadura;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto [MPa];

b = menor dimensão do pilar [mm];

h = maior dimensão do pilar [mm];

N_{Sd} = valor de cálculo do esforço axial atuante, em situação excepcional [kN];

N_{Rd} = valor de cálculo do esforço axial resistente [kN];

ℓ_e = comprimento efetivo do pilar [mm];

ρ_s = taxa de armadura da seção.

As simulações foram divididas entre grupos caracterizados pelas resistências dos materiais, cobrimento das armaduras, esbeltez e relação entre as dimensões dos pilares $\left(\frac{h_{pilar}}{b_{pilar}}\right)$.

A eq. (7.40) é prescritiva, com base no aquecimento ISO 834 (1975). Sua validade está condicionada à relação entre as dimensões $1 \leq \frac{h}{b} \leq 8$, aos cobrimentos 20 mm ≤ c ≤ 40 mm, às resistências do concreto 20 MPa ≤ f_{ck} ≤ 50 MPa e ao comprimento do pilar $\ell_e \geq 5.h$; quando aplicada às seções circulares ou poligonais, h e b são substituídas pela raiz quadrada da área total da seção $\left(\sqrt{A_c}\right)$.

A norma AS 3600–2001 não fornece qualquer informação quanto à excentricidade do carregamento.

7.3.2 Métodos simplificados

Os códigos de projeto estrutural dos principais continentes (ACI 216R, 1989; NBCC, 1990 *apud* HARMATHY, 1993; FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); BS 8110-2:1985; NZS 3101-1:1995; AS 3600–2001; EN 1992-1-2:2004) recomendam métodos simplificados de dimensionamento, admitindo que a temperatura do incêndio de materiais celulósicos obedece à curva-padrão ISO 834:1975 ou ASTM E-119.

Geralmente, o cálculo da capacidade resistente restringe-se à análise da seção armada do elemento, desprezando-se os efeitos de continuidade ou da presença das estruturas adjacentes frias; quando considerados, empregam-se aproximações grosseiras. Por isso, os resultados tendem a serem mais conservadores que aqueles providos pelo método tabular.

A segurança é verificada pelo dimensionamento análogo ao projeto à temperatura ambiente, porém, considerando os efeitos da temperatura sobre os materiais.

A estabilidade estrutural é avaliada por equilíbrio de esforços resistentes da seção armada, assumindo-se as hipóteses:

- hipótese de Navier-Bernoulli, i.e., a seção plana permanece plana após as deformações;
- ação solidária entre o concreto e o aço, i.e., a redução ou perda de aderência entre o concreto e o aço são desprezadas;
- considera-se a seção transversal do concreto solicitada apenas durante o incêndio,

desprezando-se quaisquer deformações permanentes oriundas do carregamento à temperatura ambiente.

Culver *et al*. (1973) e Ossenbruggen *et al*. (1973) *apud* LIE (1992) foram os primeiros a propor o dimensionamento em situação de incêndio, com base nos mesmos modelos de cálculo de projeto à temperatura ambiente. Para simular o efeito da temperatura elevada sobre o aço, eles introduziram coeficientes de redução de resistência do material, diferenciando assim, o projeto à temperatura ambiente do projeto em situação de incêndio.

A idéia inicial destinava-se às estruturas metálicas, mas serviu de base rudimentar para o desenvolvimento de métodos simplificados elaborados para as estruturas de concreto e de outros materiais. Todavia, é mais fácil desenvolver métodos simplificados para um prognóstico satisfatório da estabilidade estrutural do aço do que de outros materiais estruturais.

Durante o incêndio, a temperatura na seção transversal de concreto tende a não se uniformizar; por conseguinte, as propriedades materiais variam em função da temperatura e da posição dentro da seção, dificultando as simplificações confiáveis.

Para simular a redução da resistência da seção de concreto, os métodos simplificados incorporam algum artifício para estabelecer uma resistência residual uniforme equivalente, seja por redução da área da seção transversal ou por adoção de uma temperatura média uniforme na seção. Esses artifícios são peculiares a cada método.

Quaisquer métodos simplificados requerem uma análise térmica para obter a distribuição de temperaturas da seção transversal e conhecer a temperatura da armadura e do concreto, a fim de reduzir a resistência dos materiais e a seção do elemento (Figura 7.9).

Os métodos clássicos existentes são:

- DTU, 1974;
- PCI (GUSTAFERRO & MARTIN, 1977);
- ISE (1978);
- Método das faixas (HERTZ, 1981);
- Método dos 500 °C (FIP-CEB-Bulletin D‘Information N° 145 (1982), 174 (1987) e 208 (1991)).

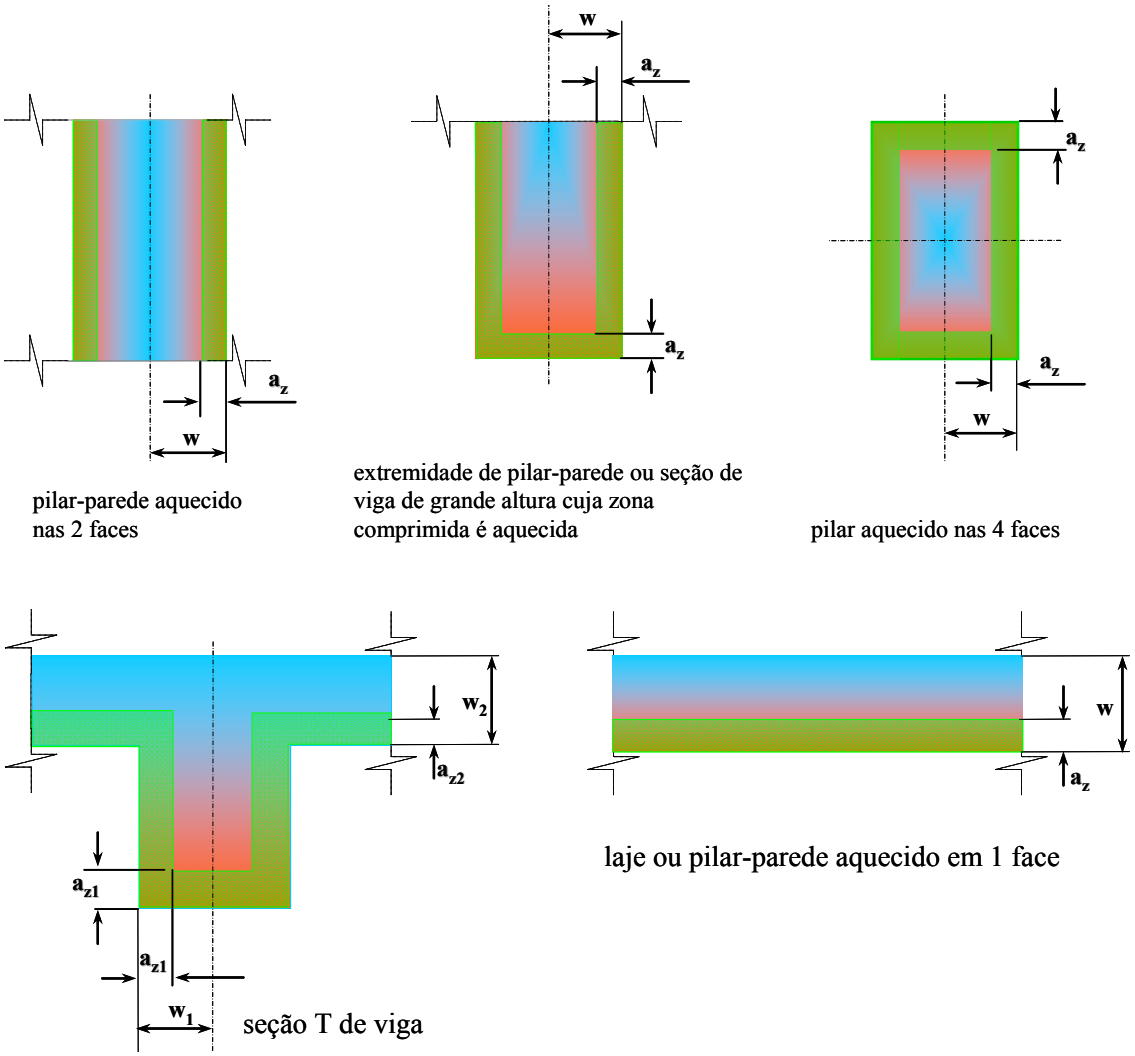


Figura 7.9: Seção reduzida dos elementos expostos ao fogo, desprezando uma espessura fictícia "a_z".

Cada método é resultado de um extensivo programa experimental, compreendendo: a metodologia de ensaio empregada, o comportamento dos materiais (concreto e aço) à temperatura elevada; o campo de temperaturas obtido por análise experimental; as combinações últimas normal e excepcional de ações e os fatores de segurança para a redução da resistência dos materiais usados no projeto estrutural dos corpos-de-prova para as situações normal e excepcional; o desempenho estrutural dos corpos-de-prova para calibração do método; e as características do forno.

Há grandes discrepâncias entre os resultados das análises térmicas experimentais dos métodos para elementos de mesma seção de concreto de dosagens similares (HOSSER *et al.*, 1994), as

quais são atribuídas às características do forno[57], ao teor de umidade livre e à natureza do agregado (COOKE, 2001b).

Quando aplicadas as características materiais de um método aos princípios de outro, freqüentemente os resultados são inconsistentes. Quando aplicados os seus respectivos coeficientes de redução da resistência dos materiais à temperatura elevada, fatores de segurança para a resistência dos materiais e coeficientes de combinação das ações, os métodos apresentam resultados similares (HOSSER *et al*., 1994).

Acredita-se que as imprecisões de temperaturas e de propriedades materiais, bem como as diferenças entre as combinações últimas de ações, tenham sido compensadas por ajustes efetivados em cada método, ao aferir o resultado teórico do modelo à resposta estrutural obtida nos ensaios (HOSSER *et al*., 1994).

Embora a NBR 15200:2004 não particularize algum método simplificado, ressalta-se que os fatores de redução da resistência dos materiais, concreto e aço, por ela fornecidos são apropriados apenas ao "Método das Faixas" (*zone method*) e ao Método dos 500 °C (*500 °C isotherm method*), indicados no Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

O CEB comparou a aplicação, a racionalidade científica, a precisão, os parâmetros físicos requeridos, o campo de aplicação, os dados necessários a serem usados, a praticidade e a validação dos métodos PCI, ISE, Método das Faixas e Método dos 500 °C. Por meio de uma análise ponderada de resultados, o método PCI obteve a melhor classificação, seguido pelo Método das Faixas (HOSSER *et al*., 1994). Contudo, apenas o Método dos 500 °C foi recomendado nos FIP-CEB Bulletins N° 145 (1984), N° 174 (1987) e N° 208 (1991), possivelmente, pela praticidade e menor dependência de dados empíricos.

A partir da década de 90, o Método das Faixas também passou a ser difundido na UE (ENV 1992-1-2:1995; EN 1992-1-2:2004).

Os métodos possuem muitas semelhanças, uma vez que os procedimentos de cálculo são análogos àqueles à situação normal. Despreza-se a resistência à tração do concreto. Considerar os esforços indiretos de origem térmica é opcional e peculiar a cada método.

---

[57] A convecção e a emissividade resultante dos gases quentes não são iguais em fornos de características diferentes (aquecimento a gás ou a diesel, dimensões do forno e revestimento interno refratário, etc.) para a mesma metodologia de ensaio.

Os procedimentos básicos de cálculo válidos para todos os métodos simplificados são (Figura 7.10):

1° determinar a distribuição de temperatura na seção transversal do elemento de concreto, em função do TRRF (tempo de resistência requerido ao fogo);

2° determinar a temperatura das barras da armadura e do concreto (dependendo do método);

3° reduzir a seção transversal, desprezando-se a região superficial do concreto aquecido (Figura 7.9), conforme o método;

4° reduzir as características mecânicas do aço e do concreto (dependendo do método) em função da temperatura elevada;

5° calcular a resistência da seção reduzida de concreto, usando os mesmos procedimentos para a situação normal, porém, com as propriedades mecânicas dos materiais (concreto e aço) reduzidas em função da temperatura, mesmo que a armadura fique fora da seção reduzida;

6° comparar os valores de cálculo dos esforços resistente à temperatura elevada ao solicitante calculado para a situação excepcional.

Nas lajes maciças e vigas de concreto armado, têm sido incomum a ruptura por cisalhamento em situação de incêndio para concretos de resistência usual. A verificação da resistência à flexão simples é, de regra, suficiente (FIP-CEB-Bulletins D'Information N° 145 (1982), N° 174 (1987) e N° 208 (1991); BUCHANAN (2001); EN 1992-1-2:2004).

A estrutura é segura quando a ineq. (7.41) é satisfeita para a seção armada considerada crítica.

$$M_{Sd,fi} \leq M_{Rd,fi} \tag{7.41}$$

onde: $M_{Sd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio;

$M_{Rd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio (eq. 7.42).

Nos métodos simplificados, o diagrama tensão-deformação do concreto aquecido usado é a parábola-retângulo ou uma função exponencial similar, as quais podem ser substituídas por um diagrama retangular equivalente, de altura "a_{fi}", para a análise da resistência tanto à flexão simples (Figura 7.11 e Figura 7.12), como à flexão composta (Figura 7.13 e Figura 7.14).

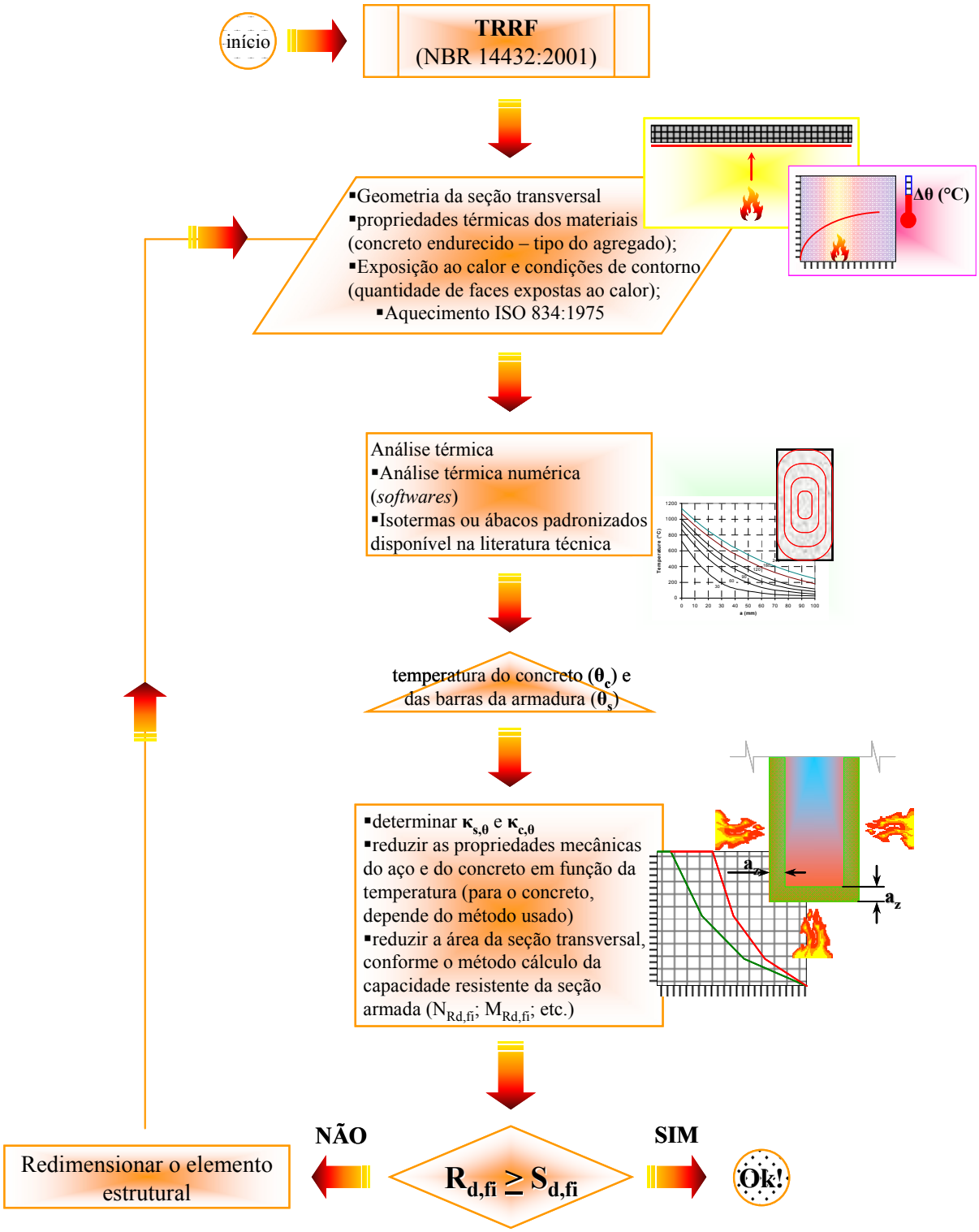


Figura 7.10: Procedimentos de cálculo da capacidade resistente da seção de concreto armado via métodos simplificados.

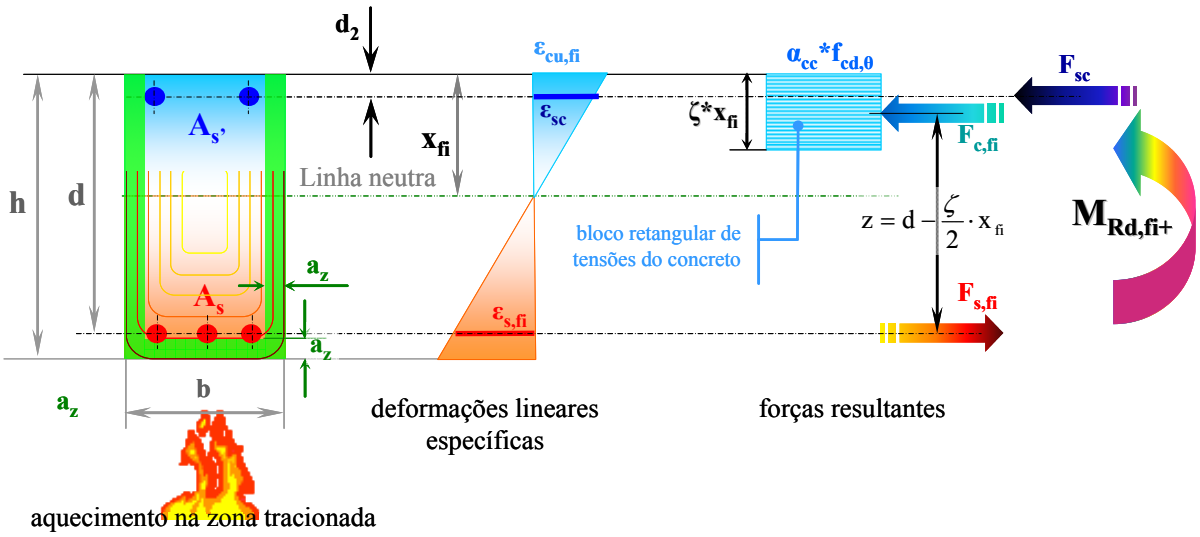


Figura 7.11: Esforços internos resistentes na seção de momentos positivos.

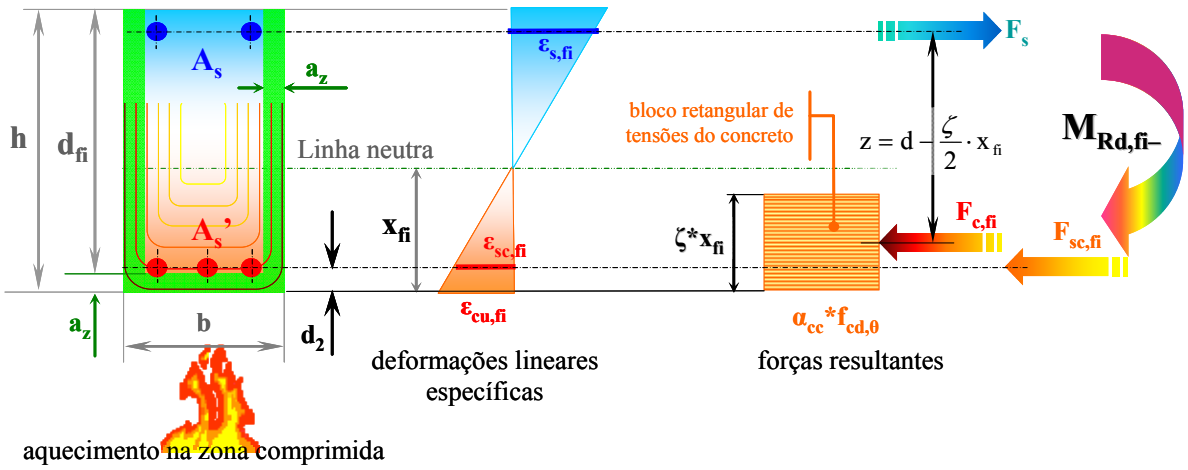


Figura 7.12: Esforços internos resistentes na seção de momentos negativos.

Na flexão simples (Figura 7.11 e Figura 7.12), supõe-se que o concreto está solicitado à sua tensão resistente máxima e, o aço, à sua tensão de escoamento. A capacidade resistente à flexão simples da seção é calculada por:

$$M_{R,fi} = \begin{cases} A_s \cdot f_{yd,\theta} \cdot \left(d - \dfrac{a_{fi}}{2}\right) & \rightarrow \text{ momentos positivos} \\ A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d_{fi} - \dfrac{a_{fi}}{2}\right) & \rightarrow \text{ momentos negativos} \end{cases} \tag{7.42}$$

onde: A_s = área total do aço das armaduras para arranjo em apenas 1 camada;

d = altura útil da seção armada definida pela distância entre o CG das armaduras

tracionadas e a fibra mais comprimida de concreto (Figura 7.11);

d_{fi} = altura útil da seção em situação de incêndio quando a zona comprimida é aquecida (eq. 7.43, Figura 7.12);

a_{fi} = altura do bloco de concreto comprimido, i.e., do diagrama retangular simplificado de tensões, particular ao método;

$f_{yd,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yd}$.

$$d_{fi} = d - a_z \tag{7.43}$$

onde: a_z = espessura de concreto da face aquecida a ser desprezada na zona comprimida, conforme o método simplificado.

Se a armadura está arranjada em mais de uma camada e o aço é o mesmo para todas as barras, o produto $f_{yd,\theta} \cdot A_s$ na eq. (7.42) é substituído por $f_{yd} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(A_{si} \cdot \kappa_{s,\theta i}\right)$, onde "$A_{si}$" é a área e $\kappa_{s,\theta i}$ é o fator de redução da resistência do aço em função da temperatura "θ_i" da barra "i". O CG resultante das armaduras deverá ser calculado pela eq. (7.2) para o cálculo da altura útil "d" e "d_{fi}" (eq. 7.43).

Dependendo do método, a linha neutra da seção em situação de incêndio pode ser estimada (eq. 7.44). A constante ζ é particular ao método, exceto para o método PCI, onde a linha neutra não é usada nos cálculos.

$$\begin{aligned} x_{fi} &= \zeta \cdot a_{fi} \\ 0 &< \zeta < 1 \end{aligned} \tag{7.44}$$

Na flexão composta (Figura 7.13), a estrutura é segura quando a ineq. (7.45) é satisfeita. Deve-se considerar o efeito da não-linearidade do material e geométrica, na determinação do par de esforços normal e momento fletor resistentes (Figura 7.14).

$$\left(N_{Sd,fi}, M_{Sd,fi}\right) \leq \left(N_{Rd,fi}, M_{Rd,fi}\right) \tag{7.45}$$

onde: $N_{Sd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal atuante em situação de incêndio;

$M_{Rd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal resistente em situação de incêndio.

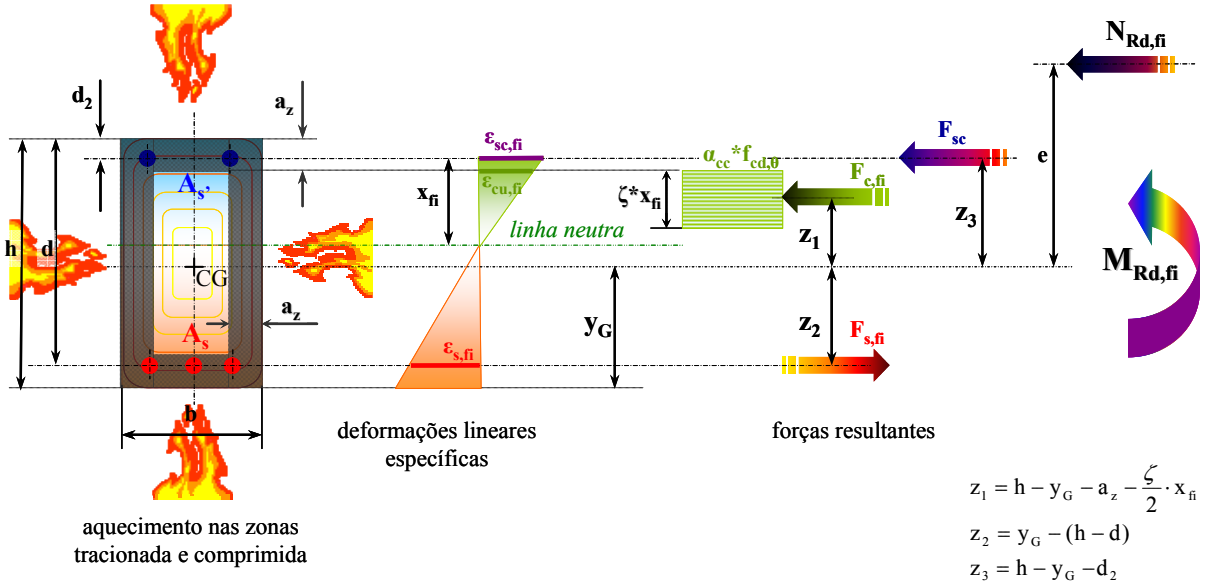


Figura 7.13: Esforços internos resistentes na seção aquecida nas 4 faces, solicitada à flexão composta.

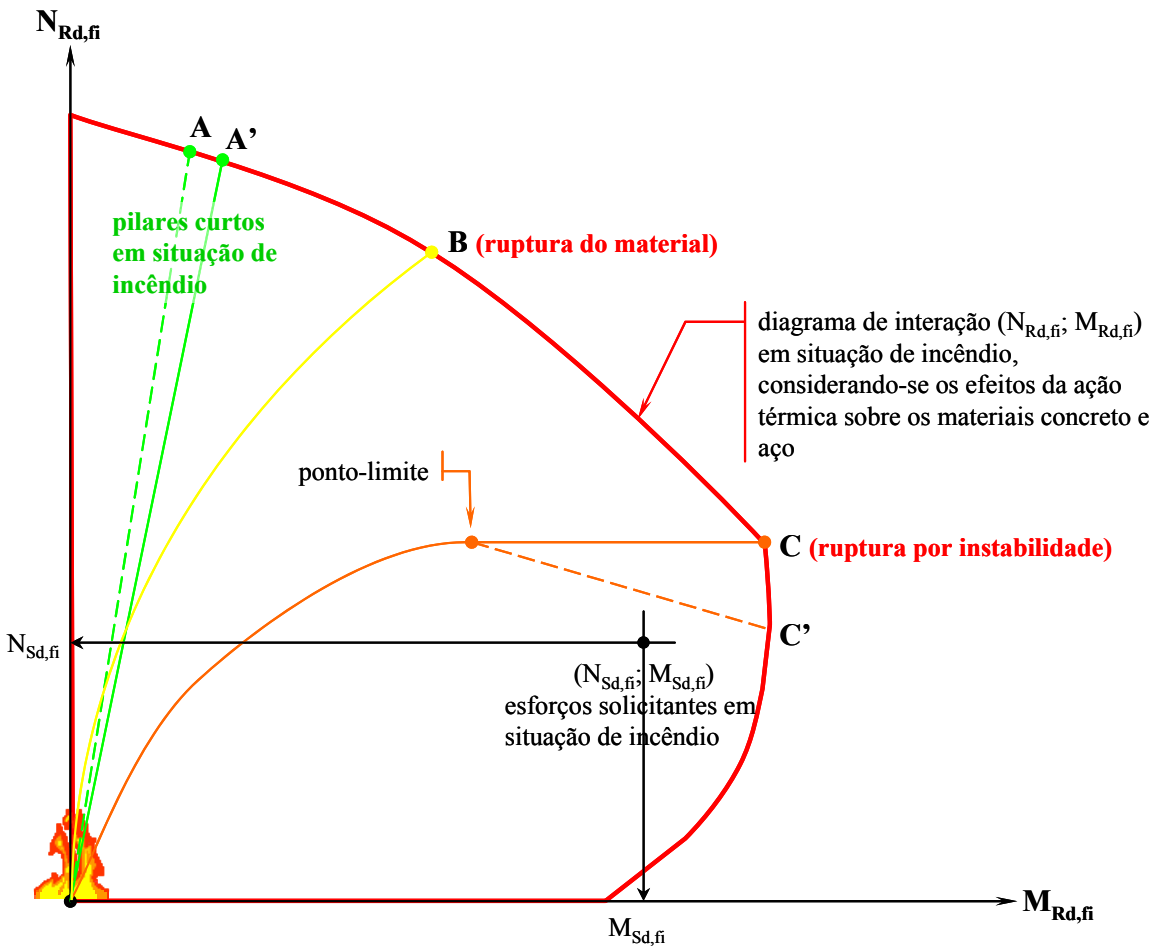


Figura 7.14: Diagrama de interação ($N_{Rd,fi}$; $M_{Rd,fi}$) de uma seção de concreto armado sob flexão normal composta em situação de incêndio e possíveis modos de ruptura do elemento.

A capacidade resistente à flexão normal composta da seção armada é calculada para o esforço normal (eq. 7.46) e momento fletor (eq. 7.51). Devem-se levar em conta os efeitos da não-linearidade geométrica.

$$N_{Rd,fi} = F_{c,fi} + F_{sc,fi} - F_{s,fi} \tag{7.46}$$

onde: $N_{Rd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal resistente da seção de concreto armado solicitada à flexo-compressão em situação de incêndio;

$F_{c,fi}$ = valor de cálculo da componente do esforço normal resistente referente ao concreto comprimido da seção em situação de incêndio (eqs. 7.47 ou 7.48);

$F_{sc,fi}$ = valor de cálculo da componente do esforço normal resistente referente ao aço comprimido da seção em situação de incêndio (eq. 7.49);

$F_{s,fi}$ = valor de cálculo da componente do esforço normal resistente referente ao aço preferencialmente tracionado da seção em situação de incêndio (eq. 7.50).

$$F_{c,fi} = \int_0^{(h-a_z)} b^* \cdot \sigma_{c,\theta} \cdot dy \tag{7.47}$$

onde: b* = largura da seção reduzida, se necessário;

$\sigma_{c,\theta}$ = tensão de compressão do concreto à temperatura uniforme θ;

α_{cc} = coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto.

Por simplicidade, o valor de cálculo da componente do esforço normal resistente do concreto comprimido da seção também pode ser calculado (eq. 7.48), desde que o diagrama tensão-deformação de compressão do concreto definido por qualquer função seja substituído por um diagrama retangular equivalente de altura "a_{fi}" (Figura 7.13).

$$F_{c,fi} = \int_0^{(h-a_z)} b^* \cdot \sigma_{c,\theta} \cdot dy = \alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta} \cdot a_{fi} \cdot b^* \tag{7.48}$$

$$F_{sc,fi} = \sigma_{sc,fi} \cdot A_s' = \sum_{j=1}^{m} \sigma_{sc,\theta j} \cdot A_{sj} \tag{7.49}$$

onde: $\sigma_{sc,\theta j}$ = tensão da barra comprimida "j" de área à temperatura θ_j;

A_{sj} = área da barra comprimida "j".

$$F_{s,fi} = \sigma_{s,fi} \cdot A_s = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{s,\theta i} \cdot A_{si} \tag{7.50}$$

onde: $\sigma_{s,\theta i}$ = tensão da barra preferencialmente tracionada "i" de área A_{si} à temperatura θ_i;

A_{si} = área da barra preferencialmente tracionada "i".

$$M_{Rd,fi} = F_{c,fi} \cdot z_1 + F_{s,fi} \cdot z_2 + F_{sc,fi} \cdot z_3 \tag{7.51}$$

onde: $M_{Rd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor resistente da seção de concreto armado solicitada à flexo-compressão em situação de incêndio;

z_1 = distância entre o CG da seção transversal de concreto e o ponto de aplicação da força resultante do concreto comprimido (Figura 7.13);

z_2 = distância entre o CG da seção transversal de concreto e o CG da armadura preferencialmente tracionada, considerando os efeitos da temperatura (Figura 7.13);

z_3 = distância entre o CG da seção transversal de concreto e o CG da armadura preferencialmente comprimida, considerando os efeitos da temperatura (Figura 7.13).

7.3.2.1 Método DTU, 1974

Em outubro de 1974, o *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment* da França publicou um *Document Technique Unifié* apresentando o primeiro método simplificado para o cálculo da capacidade resistente à flexão simples ou composta de estruturas de concreto em situação de incêndio.

A combinação excepcional de ações do método DTU (1974) é dada pela eq. (7.52), inclusos os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis e fator de combinação de ações para os ELU.

$$F_{d,fi} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} F_{Qj,k} \tag{7.52}$$

onde: $F_{d,fi}$ = valor de cálculo das combinações últimas excepcionais para a situação de incêndio;

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes "i";

$F_{Q,exc}$ = valor característico da ação excepcional caracterizada por esforços indiretos de origem térmica durante o incêndio;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal, para a situação excepcional;

$F_{Qj,k}$ = valor característico das ações variáveis "j" para a situação excepcional, incluindo as ações do vento e neve e esforços adicionais devido a deformações excessivas.

Os fatores de redução das resistências no ELU para as combinações últimas excepcionais parecem ser os mesmos usados nas combinações últimas normais da época (Tabela 7.13). Dos efeitos de longa duração sobre o concreto, apenas o aumento de resistência do concreto ao longo do tempo é considerado pelo coeficiente α_{cc}.

Tabela 7.13: Coeficientes de ponderação das resistências dos materiais no ELU para as combinações últimas excepcionais e outras grandezas particulares ao método.

Coeficientes	Método		Descrição
	DTU (1974)	DTU (1980) *apud* BOUTIN (1983)	
γ_c	1,5	1,3	Coeficiente de redução da resistência característica do concreto.
γ_s	1,15	1,0	Coeficiente de redução da resistência característica do aço.
α_{cc}	1,1	1,1	Coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto.
$\zeta = \frac{a_{fi}}{x_{fi}}$	0,8	0,8	Profundidade da linha neutra em relação à altura do bloco comprimido de concreto (eq. 7.43).

Para o cálculo da posição da linha neutra da seção (eq. 7.44), a altura do bloco comprimido na seção corresponde a 80% da linha neutra (eq. 7.53), i.e., a constante $\zeta = 0{,}8$.

$$a_{fi} = \begin{cases} \dfrac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento positivo} \\ \dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento negativo} \end{cases} \tag{7.53}$$

onde: $b^* = \begin{cases} \textbf{1 m}, \text{ se lajes} \rightarrow \text{momentos positivo ou negativo} \\ \text{largura da alma da seção "I" ou da mesa colaborante da seção "T", se vigas} \rightarrow \text{momento positivo.} \\ \text{largura } \textbf{reduzida} \text{ da seção, se vigas} \rightarrow \text{momento negativo} \end{cases}$

As relações constitutivas dos materiais obedecem às mesmas leis usadas no projeto à

temperatura ambiente (Figura 7.15), porém, as resistências características dos materiais são reduzidas em função da temperatura (Figura 7.16 e Figura 7.17).

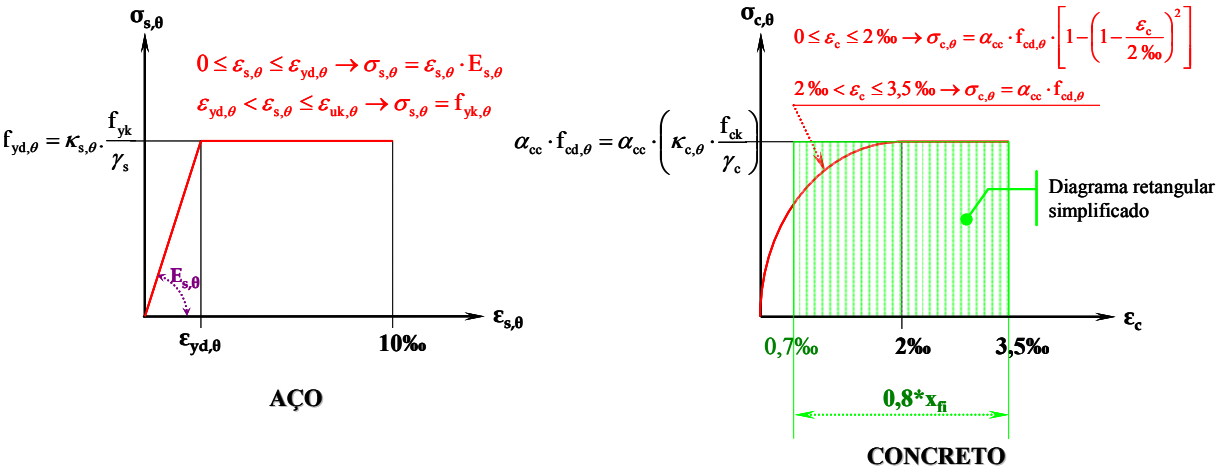


Figura 7.15: Relações tensão-deformação dos materiais à temperatura elevada para o método DTU (1974).

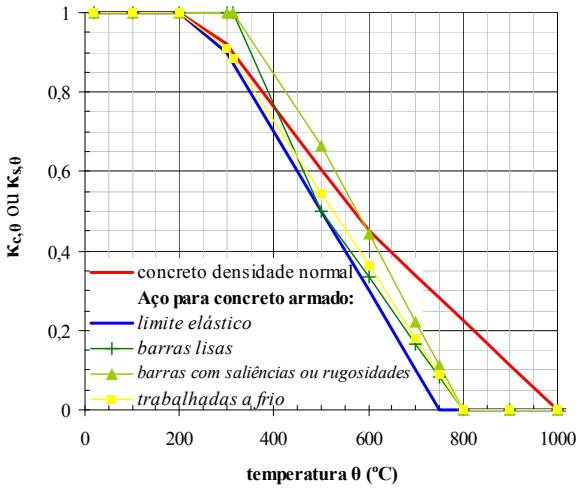


Figura 7.16: Fator de redução da resistência dos materiais (DTU, 1974).

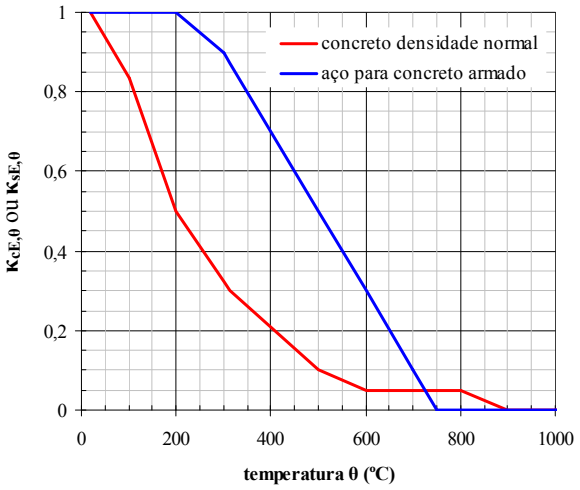


Figura 7.17: Fator de redução do módulo de elasticidade dos materiais (DTU, 1974).

A temperatura do concreto é medida no CG do diagrama tensão-deformação e assumida uniforme em toda a zona comprimida. Despreza-se a região superficial do concreto com temperatura superior à 1000 °C, por uma razão óbvia: a resistência do concreto é nula para θ ≥ 1000 °C (Figura 7.16).

A versão original do método possui apenas valor histórico. Em 1980, ela foi substituída por uma versão mais refinada, onde os coeficientes de ponderação das resistências dos materiais foram reduzidos (Figura 7.15) a valores próximos aos recomendados pelo Eurocode 2 (EN

1992-1-2:2004) e pela NBR 15200:2004.

Por meio de equações semi-empíricas complementares, o método DTU (1980) *apud* Boutin (1983) estendeu-se ao detalhamento de armaduras e ao cálculo: da taxa mecânica de armadura em função do tratamento metalúrgico do aço a ser usada no cálculo da capacidade resistente da seção; da resistência ao cisalhamento; do momento adicional devido à ação de gradientes térmicos na seção de lajes e vigas para a redistribuição de esforços.

O efeito das ações climáticas foi excluído da simultaneidade de ações na presença da ação excepcional do incêndio. A combinação excepcional de ações particular ao método DTU (1980) *apud* Boutin (1983) é dada pela eq. (7.54), incluindo-se os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis e fator de combinação de ações para os ELU.

$$F_{d,fi} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + F_{Q1,k} + 0{,}8 \cdot F_{Q2,k} \tag{7.54}$$

onde: $F_{Q2,k}$ = valor característico da ação dos ventos.

A principal inovação do método DTU (1980) *apud* Boutin (1983) foi a introdução explícita do princípio de redução de área do concreto para simular a redução gradual de resistência na seção de concreto.

A zona comprimida da seção é "fatiada" em várias partes iguais. Quanto maior a quantidade de "fatias", maior a precisão dos resultados.

Determina-se a temperatura do CG de cada fatia e o respectivo fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura (Figura 7.18). A área de cada fatia é reduzida para calcular o esforço resistente do concreto da seção (eqs. 7.55 e 7.56).

$$\begin{aligned} N_{c,fi} &= \sum_{i=1}^{n} \alpha_{cc} \cdot \kappa_{c,\theta i} \cdot f_{cd} \cdot b_i \cdot \Delta x = \sum_{i=1}^{n} \alpha_{cc} \cdot \frac{\kappa_{c,\theta i} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_i \cdot \Delta x = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \sum_{i=1}^{n} b_{\theta i} \cdot \Delta x \\ \therefore N_{c,fi} &= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \Delta x \cdot \sum_{i=1}^{n} b_{\theta i} \end{aligned} \tag{7.55}$$

onde: $N_{c,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal resistente do concreto;

$\kappa_{c,\theta i}$ = fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura θ_i no CG da fatia "i" da zona comprimida da seção;

b_i = largura da fatia "i" da seção na zona comprimida;

$b_{\theta i} = \kappa_{c,\theta i} \cdot b_i$ = largura reduzida da fatia "i" da seção na zona comprimida;

Δx = altura igual para as fatias "i" (Figura 7.18);

n = n° de divisões da seção na zona comprimida.

$$M_{c,fi} = N_{c,fi} \cdot (d - u_i) \tag{7.56}$$

onde: $M_{c,fi}$ = valor de cálculo do momento resistente do concreto;

d = altura útil da seção medida entre o CG da armadura tracionada e a fibra mais comprimida;

u_i = distância entre o CG da fatia "i" e a fibra mais comprimida (Figura 7.18).

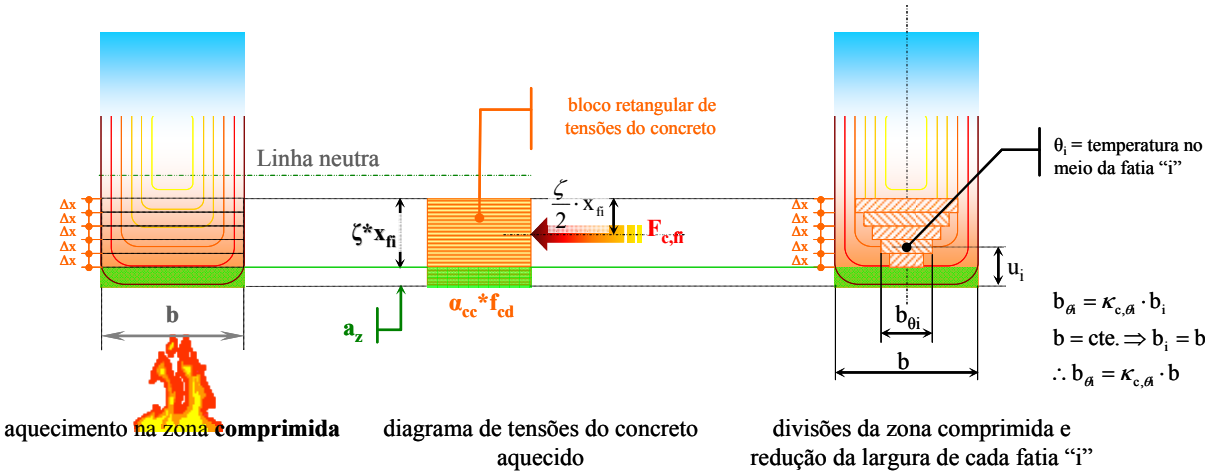


Figura 7.18: Divisão da zona comprimida em várias fatias para o cálculo da resistência do concreto aquecido.

7.3.2.2 Método PCI

O ACI 216R (1989) apresenta um método semi-empírico idealizado pela *Portland Cement Industry* (PCI) dos USA.

É o único método simplificado que considera o efeito da restrição às deformações térmicas (*thermal restraint*), em uma análise não-linear expedita para o projeto de lajes e vigas de concreto armado e protendido, moldadas *in loco* ou pré-moldadas.

O método PCI é composto por equações analíticas da Teoria de Barra e ábacos complementares com base em análises experimentais de lajes e vigas de concreto armado e

protendido, compreendendo vigas perfil "I", lajes alveolares, lajes nervuradas e sistema estrutural de lajes e vigas acopladas (GUSTAFERRO & MARTIN, 1977).

Para explicar o grau de restrição à dilatação térmica e sua influência sobre a resistência das lajes, Salse & Gustaferro (1971) *apud* ACI 216R (1989) e Salse & Lin (1976) *apud* ACI 216R (1989) comparam a ação da força "T" de reação de compressão dos apoios à ação de uma "armadura fictícia" adicional, localizada na base da seção de concreto. Tal analogia permite determinar a intensidade e o ponto de aplicação da força "T", de forma aproximada.

A determinação realista da intensidade da reação de compressão e da altura de sua linha de ação não é simples, principalmente em estruturas moldadas *in loco*. Em estruturas pré-moldadas, é possível determinar a localização precisa da linha de ação da reação de compressão em certos tipos de apoios, por ex., dentes Gerber (Figura 7.19).

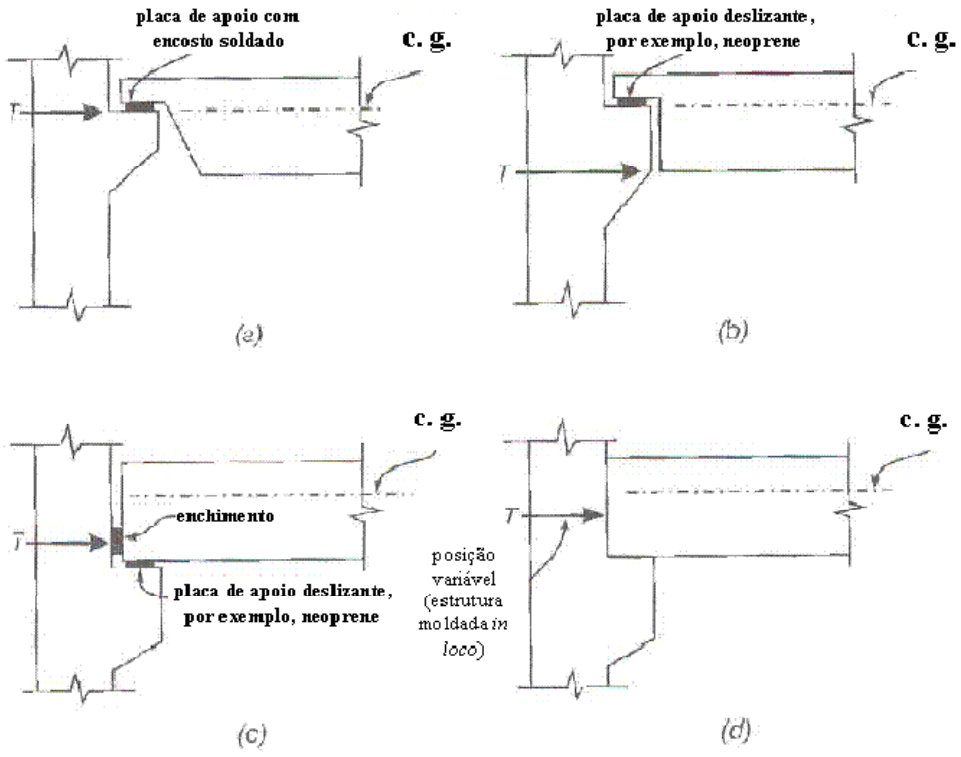


Figura 7.19: Posição da linha de ação da força de reação de compressão de alguns tipos de apoios (CARLSON *et al.*, 1965).

Nas lajes moldadas *in loco*, a posição da linha de ação da forca "T" é desconhecida e depende de ensaios, tais como aqueles divulgados pelo CRSI (1980) (Figura 7.16).

O anexo "X3" da ASTM E119-00 é a principal referência para identificar quais os elementos estruturais oferecem ou não restrição à expansão térmica, por meio de alguns critérios (Tabela 7.14).

Tabela 7.14: Classificação da construção, quanto à restrição a dilatação térmica (ASTM Designation E119-00).

Estrutura	Características do elemento estrutural	Classificação
Pilar-parede	Vão único isostático de múltiplos compartimentos: ▪ Lajes de concreto, unidades pré-moldadas ou com forma de aço incorporada.	irrestrito
	Vão intermediário de múltiplos compartimentos: ▪ Sistemas de lajes de concreto moldadas *in loco*; ▪ Concreto pré-moldado onde a dilatação térmica é resistida pelas construções adjacentes.	restrito
Pórtico de concreto	Vigas firmemente fixadas aos elementos do arranjo estrutural (pórtico, por ex.).	restrito
	Todos os tipos de lajes de piso ou cobertura, moldadas *in loco* (tais como lajes sobre vigas, lajes lisas e lajes nervuradas), onde o sistema de lajes é moldado com os elementos do arranjo estrutural.	restrito
	Interior e exterior de vãos de sistemas pré-moldado com fixação moldada *in loco* resultando em uma restrição equivalente àquela conseguida em vigas moldadas *in loco* firmemente fixadas aos demais elementos do arranjo estrutural.	restrito
	Todos os tipos de lajes de piso pré-fabricadas e de cobertura, aonde a dilatação térmica é restrita pelo sistema estrutural de piso único ou cobertura.	restrito

Para o cálculo da capacidade resistente da seção (eq. 7.41), os coeficientes de ponderação das resistências no ELU para as combinações últimas excepcionais são: γ_c = 1,0 (concreto) e γ_s = 1,0 (aço); o coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto é α_{cc} = 0,85. Os fatores de redução das resistências dos materiais em função da temperatura estão na Figura 7.20 e Figura 7.21.

A combinação excepcional de ações particular ao método é dada pela eq. (7.57), incluindo-se os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis e fator de combinação de ações para os ELU (FLEISCHMANN & BUCHANAN, 2002).

$$F_{d,fi} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + F_{Q1,k} \tag{7.57}$$

Para o cálculo da redução da resistência do concreto, toma-se a média de temperaturas medidas no topo e na base do bloco comprimido de concreto (eq. 7.58; Figura 7.22). Despreza-se a região superficial do concreto com temperatura superior a 650 °C (agregados silicosos) ou 760 °C (agregados calcáreos), aonde a resistência do concreto é considerada nula (Figura 7.20).

$$a_{fi} = \begin{cases} \dfrac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento positivo} \\ \dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento negativo} \end{cases} \tag{7.58}$$

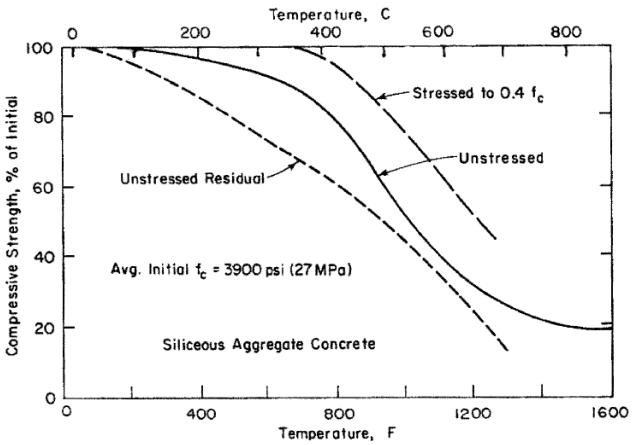


Figura 7.20: Fator de redução da resistência do concreto (ACI 216R, 1989).

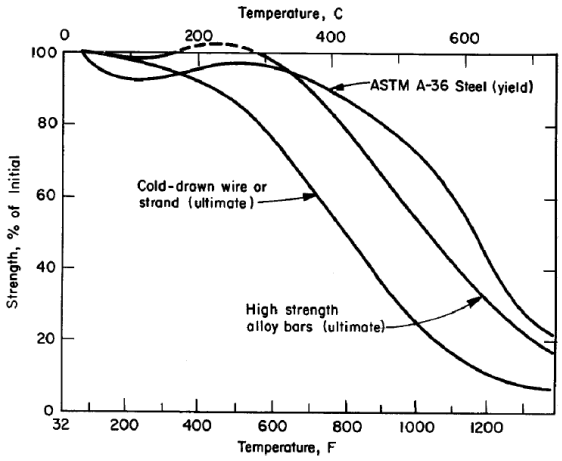


Figura 7.21: Fator de redução da resistência do aço (ACI 216R, 1989).

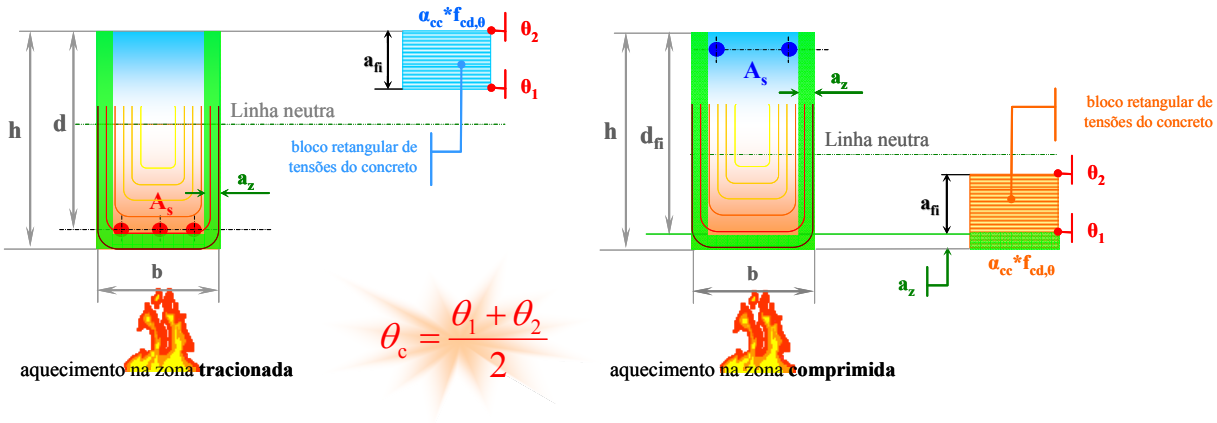


Figura 7.22: Medida da temperatura do concreto para redução de resistência para o método PCI.

A ação da força de reação "T" contribui apenas à resistência da seção de momentos positivos (eq. 7.59). Assume-se que as extremidades das vigas se mantêm verticais e paralelas às construções adjacentes frias para garantir a ação da força "T" (CARLSON *et al.*, 1965).

Os procedimentos de cálculo são (Figura 7.23):

1° determinar a posição (y_T) da linha de ação da força "T" (Figura 7.24 e Tabela 7.15);

2° calcular a flecha no meio do vão (**$\Delta_{máx}$**), correspondente ao carregamento definido pela combinação de ações excepcionais apropriada a situação de incêndio;

3° calcular a intensidade da força "T" necessária para prover um momento negativo, que reduza o momento positivo no meio do vão considerado (eq. 7.59);

4° calcular o parâmetro da força de reação $\frac{T}{A_c \cdot E_c}$, onde **A_c** é a área bruta da seção de concreto resistente à força de reação e **E_c** é o modulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente;

5° calcular o parâmetro $Z = \frac{A_c}{s}$, onde **s** é o perímetro aquecido da seção transversal de concreto resistente à força "T";

6° determinar o parâmetro de deformação $\frac{\Delta\ell}{\ell}$ por meio dos nomogramas da Figura 7.25;

7° determinar o deslocamento horizontal $\Delta\ell$, com base no parâmetro de deformação $\frac{\Delta\ell}{\ell}$, onde ℓ é o comprimento do vão aquecido da laje;

8° verificar se os apoios ou as estruturas adjacentes possuem rigidezes suficientes para resistir à força de reação "T", tendo por base o deslocamento horizontal $\Delta\ell$ imposto.

$$M_{R\,d,fi} = M_{Sd,fi} - T \cdot e \tag{7.59}$$

onde: T = força de reação de compressão dos apoios sobre a seção da laje [kN];

e = distância entre a linha de ação da forca "T" e o CG da laje deformada, na seção de maior flecha do vão considerado (eq. 7.60).

$$e = z_0 - \Delta_{máx} \tag{7.60}$$

onde: z_0 = distância entre a linha de ação da forca "T" e o CG da seção transversal da laje indeformada (Figura 7.24; eq. 7.61);

$\Delta_{máx}$ = maior flecha do vão considerado (Figura 7.24).

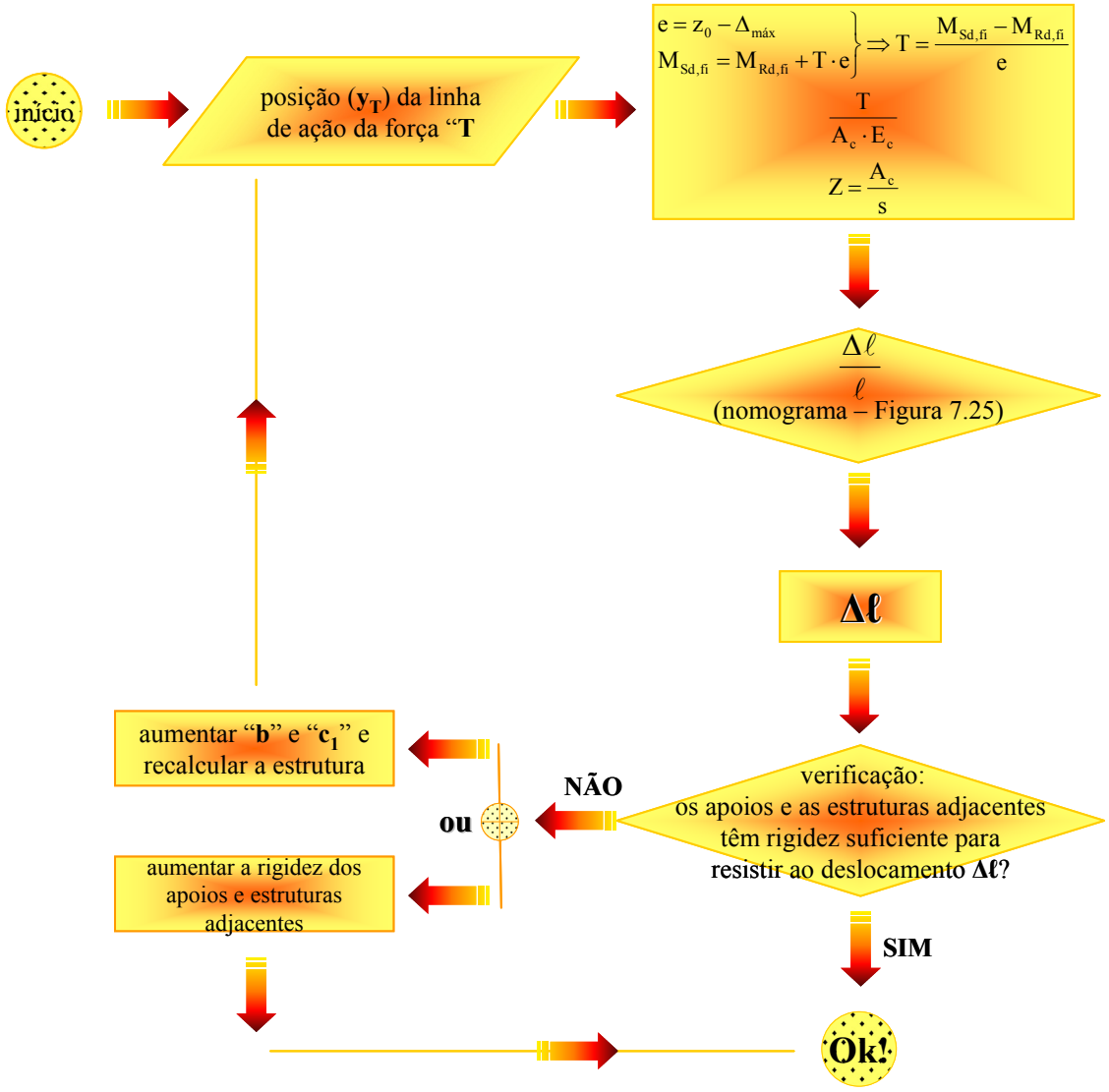


Figura 7.23: Fluxograma de cálculo dos efeitos da restrição térmica no projeto de lajes ou vigas.

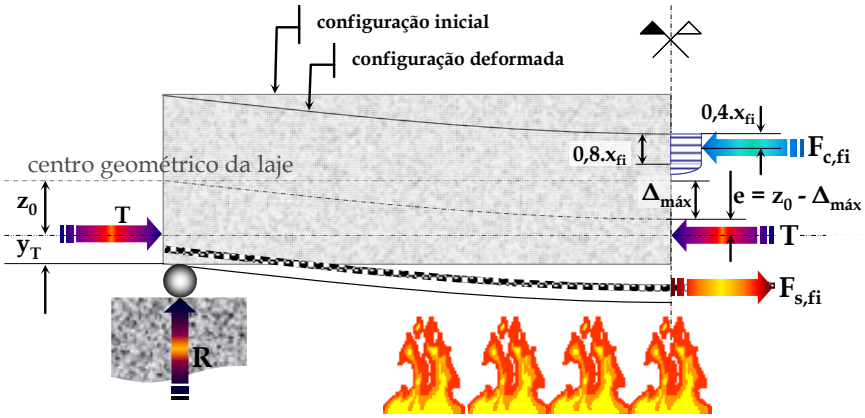


Figura 7.24: Diagrama do corpo livre para uma laje de concreto armado isostática com restrição à dilatação térmica (COSTA & SILVA, 2006b).

Tabela 7.15: Altura da linha de ação da força "T" para lajes de concreto moldadas in loco (CRSI, 1980).

tempo (h)	y_T (mm)
2	25
3	32
4	38

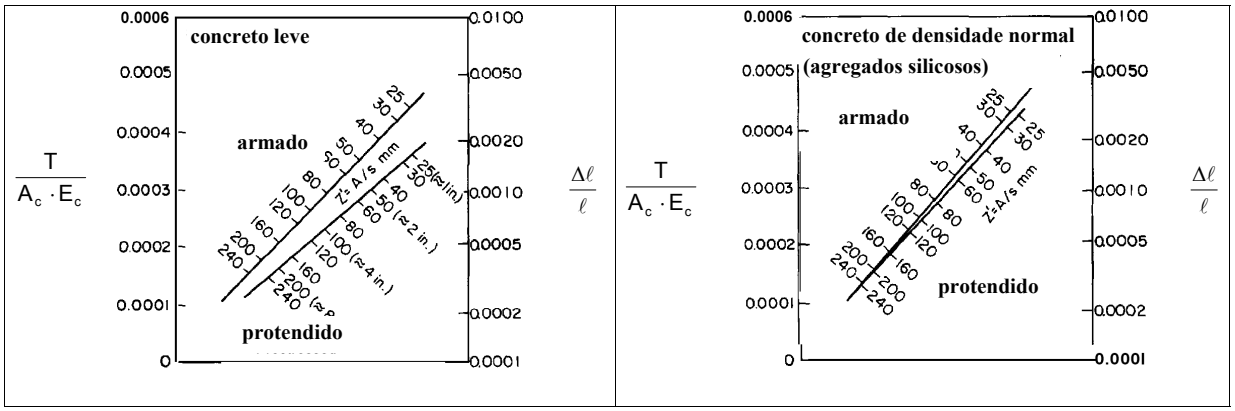


Figura 7.25: Nomogramas para determinar a intensidade da força de reação "T" devido à restrição à dilatação térmica das lajes de concreto (ISSEN *et al*., 1970 *apud* ACI 216R, 1989).

Os valores da Figura 7.25 derivaram de ensaios de lajes maciças de concreto moldado *in loco*, conduzidos por Issen *et al*. (1970) e Lin *et al*. (1983) *apud* Lim (2003), considerando o menor grau de restrição.

A distância z_0 é obtida pela diferença entre o centro geométrico da seção transversal na região dos apoios e a altura da linha de ação da força "T". Para lajes ou vigas de seção retangular, z_0 pode ser calculada por:

$$z_0 = \frac{h}{2} - y_T \tag{7.61}$$

onde: h = altura da seção transversal da laje ou viga [mm];

y_T = altura da linha de ação da força "T" em relação à base de lajes de concreto [mm] (Figura 7.24, Tabela 7.15).

$\Delta_{máx}$ é o valor da flecha máxima do vão aquecido. Por meio de uma extrapolação de resultados experimentais, o *Concrete Reinforcing Steel Institute* (1980) propôs uma equação para estimar a máxima flecha de uma laje sujeita à mínima restrição à dilatação térmica:

$$\Delta_{máx} = \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{\ell^2 \cdot \Delta_0}{c \cdot y_T} \right) \tag{7.62}$$

onde: ℓ = comprimento do vão da laje [mm];

Δ_0 = flecha de uma laje biapoiada, considerando apenas o efeito da flexão [mm];

c = constante devido à extrapolação experimental igual a 89000 mm.

Para lajes sujeitas a uma restrição maior que a mínima, a flecha máxima é menor. Para adequar a estimativa, a eq. (7.62) é corrigida por um fator de origem experimental:

$$\Delta_1 = \Delta_{máx} \cdot \left(0{,}3 + \frac{23 \cdot 10^{-6}}{\frac{T}{A_c \cdot E_c}} \right) \tag{7.63}$$

onde: Δ_1 = flecha máxima de uma laje com grau de restrição à deformação térmica maior do que o mínimo.

Para o cálculo da capacidade resistente das seções de momento negativo, a ineq. (7.41) não é suficiente. Quando as zonas comprimidas estão expostas ao fogo, é necessário evitar que a resistência à compressão diminua, a ponto de causar ruptura frágil por esmagamento da região. Para evitar o colapso, o ACI 216-R (1989) limita a relação entre a profundidade da zona comprimida de concreto (eq. 7.58) e a altura útil d_{fi} a $\frac{a_{fi}}{d_{fi}} < 0{,}3$ (Figura 7.12).

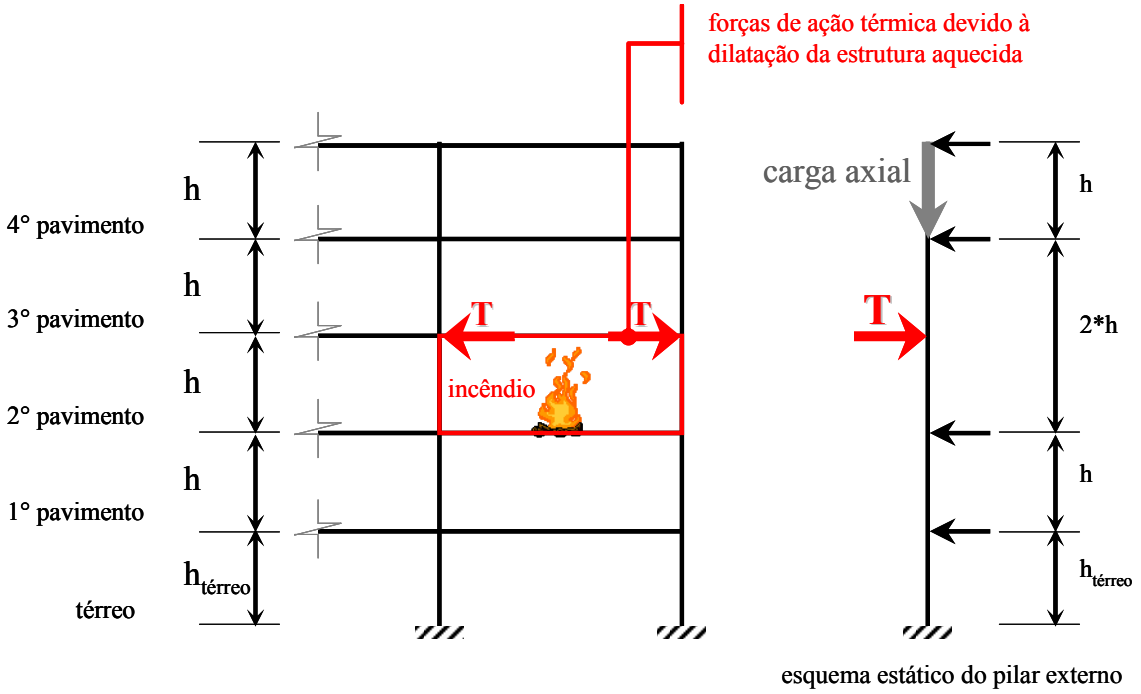


Figura 7.26: Os pilares de extremidade devem resistir à força "T" devido ao movimento horizontal do pavimento.

O método PCI não se aplica a pilares, porém, é sugerido projetar os pilares de extremidade

para resistir ao esforço horizontal “T” devido à movimentação do pavimento sobre eles. A reação do pilar deve ser computada como uma força concentrada no meio do comprimento do pilar, considerado igual duas vezes a altura do pavimento (Figura 7.26).

7.3.2.3 Método ISE (1978)

A BS 8110-2:1985, em vigor, recomenda o método do ISE (1978) para as situações de projeto não cobertas pelo método tabular. O método serve às estruturas de concreto armado ou protendido, sujeitas apenas à flexão simples, sob aquecimento ISO 834:1975.

O método ISE (1978) apresenta princípios específicos para a verificação da capacidade resistente ao cisalhamento isolada ou combinada à flexão. Contudo, as equações para verificação da capacidade resistente ao cisalhamento são semi-empíricas, de validação questionável (HOSSER *et al.*, 1994).

A combinação excepcional de ações particular ao método é dada pela eq. (7.64), incluindo-se os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis e fator de combinação de ações para os ELU (ISE, 1978; BS 8110-2:1985).

$$F_{d,fi} = 1{,}05 \cdot \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^{n} F_{Qj,k} \tag{7.64}$$

É facultativa a redução da área da seção. A critério do projetista, a perda de concreto na zona comprimida da seção devido ao lascamento (*spalling*) pode ser simulada, desprezando-se a espessura $\mathbf{a_z = 25\ mm}$ da região superficial aquecida (Figura 7.27).

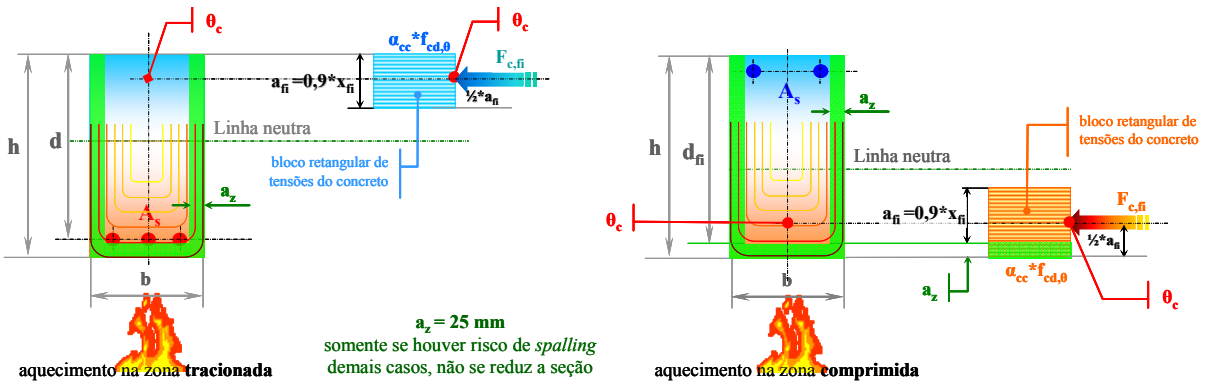


Figura 7.27: Temperatura do concreto para redução de resistência para o método ISE (1978).

A temperatura do concreto é tomada no ponto de aplicação do esforço normal resistente do concreto na zona comprimida da seção (Figura 7.27), assumindo-a uniforme em toda zona comprimida e determina-se o fator de redução da resistência do concreto ($\kappa_{c,\theta}$) para a eqs. (7.42) e (7.58), i.e., a altura do bloco comprimido é calculada da mesma forma que no método PCI. A profundidade da linha neutra é calculada com $\zeta = 0{,}9$ na eq. (7.44).

Para o cálculo da capacidade resistente da seção, os coeficientes de ponderação das resistências no ELU para as combinações últimas excepcionais são: $\gamma_c = 1{,}3$ (concreto) e $\gamma_s = 1{,}0$ (aço); o coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto é $\alpha_{cc} = 1{,}2$. Os fatores de redução das resistências dos materiais em função da temperatura estão na Figura 7.28.

Para evitar a ruptura frágil do concreto, a relação entre a profundidade da zona comprimida (eq. 7.58) da seção e da distância d_{fi} (eq. 7.43) entre o CG das armaduras tracionadas e a face aquecida deve ser $\frac{a_{fi}}{d_{fi}} < 0{,}5$, nas seções de momento negativo (ISE, 1978).

Os princípios do método idealizado pelo ISE (*Institution of Structural Engineer* – UK) não se aplicam a pilares e pilares-parede (ISE, 1978; BS 8110-2:1985), porém o ISE (1978) sugere considerar em projeto um esforço horizontal adicional que produza um deslocamento de topo igual a $\Delta h = 10$ mm no topo do pilar, a fim de representar o efeito da movimentação do pavimento sobre o pilar (Figura 7.29).

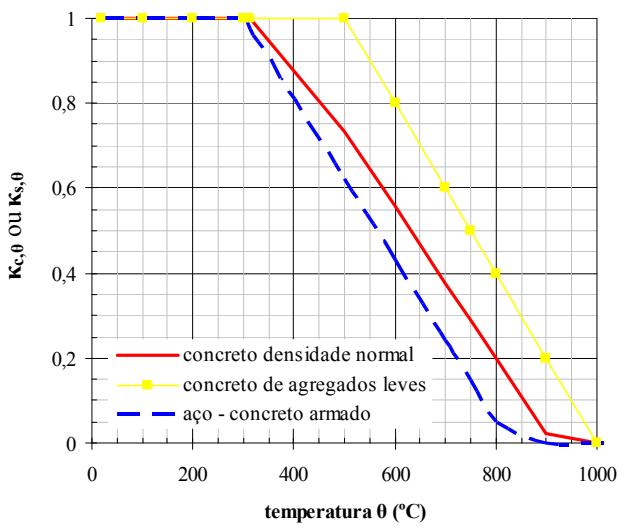


Figura 7.28: Fatores de redução dos materiais para uso do método ISE (1978).

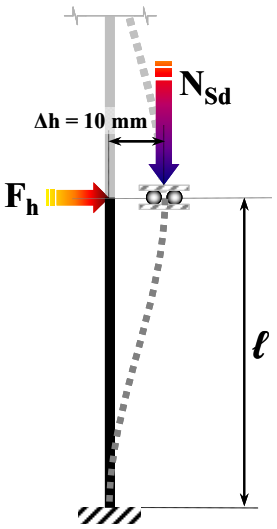


Figura 7.29: Deslocamento horizontal no topo de um pilar engastado na base, devido à movimentação do pavimento.

O esforço horizontal pode ser calculado para pilar de andares intermediários usando as eqs. 7.65 e 7.66, correspondentes a um pilar biarticulado e a um pilar com extremidades engastadas, respectivamente. A eq. (7.67) é aplicada ao pilar do último andar (cobertura). Nessas equações, o módulo de elasticidade do concreto (E_c) não deveria ser superior a 170 GPa.

$$F_h = \frac{48 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \Delta h}{(2 \cdot \ell)^3} \tag{7.65}$$

onde: F_h = esforço horizontal adicional no topo do pilar em situação de incêndio;

$E_c \cdot I_c$ = rigidez da seção do pilar na direção do esforço, da seção não-fissurada;

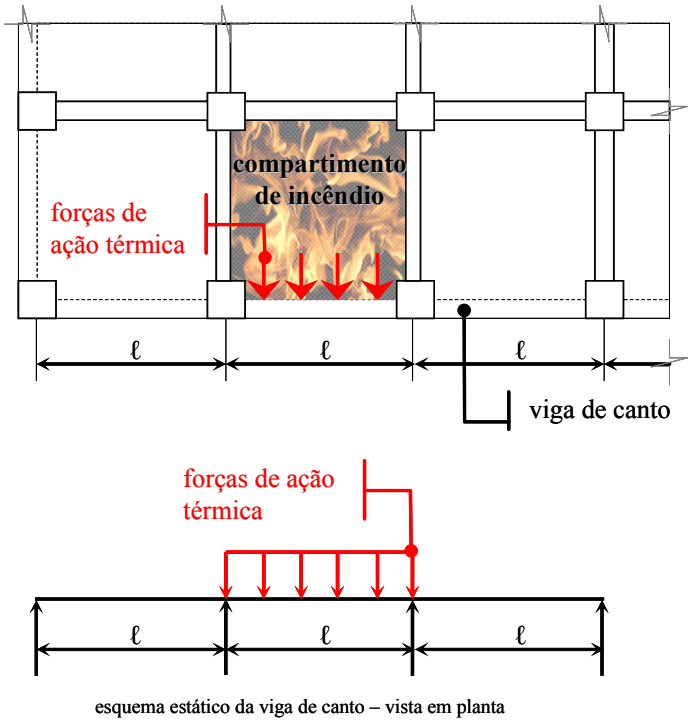
ℓ = comprimento nominal do pilar entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado;

Δh = deslocamento horizontal adicional igual a 10 mm no topo do pilar.

$$F_h = \frac{192 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \Delta h}{(2 \cdot \ell)^3} \tag{7.66}$$

$$F_h = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \Delta h}{(2 \cdot \ell)^3} \tag{7.67}$$

Quando for necessário avaliar os efeitos adversos da movimentação horizontal de pavimentos sobre lajes e vigas, sugere-se verificar a resistência à compressão axial resultante de uma tensão normal à seção transversal igual a 2 MPa (Figura 7.30).



Notas:
Forças de ação térmica = σ*A
onde: σ = 2 MPa
A = área da seção transversal da laje ou da viga aquecidas.
A seção transversal é aquela paralela ao movimento horizontal do pavimento.

Figura 7.30: Forças de ação térmica incidentes na seção longitudinal da viga de canto e na seção transversal de lajes e vigas aquecidas dentro do compartimento.

7.3.2.4 Método das Faixas

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) apresenta apenas os princípios de redução de área do método de Hertz, conhecido por "Método das Faixas" [58] na UE.

O Método das Faixas foi idealizado pelo pesquisador dinamarquês Hertz (1981), após um programa experimental de materiais e estruturas de concreto em altas temperaturas realizado no Instituto de Projeto de Edificações (atual Departamento de Engenharia Civil) da Universidade Técnica da Dinamarca[59] (HERTZ, 1980).

O método foi desenvolvido para avaliar a capacidade resistente à flexão simples de lajes e vigas de concreto armado e protendido, à flexão composta de pilares de concreto armado e ao cisalhamento de vigas. No método original, a estabilidade de pilares é calculada pelo método de Rankine (PURKISS, 1996; HERTZ, 1981 e 1999).

---

[58] Tradução técnica do inglês "*Zone Method*".

[59] *Instituttet for Husbygning – Den polytekniske Læreanstalt, Danmarks tekniske Højskole* (*no Institut for Byggeri og Anlæg – Danmarks Tekniske Universitet*). Disponível em: <http://www.byg.dtu.dk/>. Acesso em: 04 set. 2007.

O Método das Faixas é próprio a elementos estruturais localizados em ambientes secos (interiores de edifícios) e serve apenas para concretos de densidade normal e resistência usual, aquecidos segundo a ISO 834:1975.

A redução da área da seção de concreto é determinada pela espessura "$\mathbf{a_z}$", a partir da face exposta ao fogo. Para cada parte retangular da seção transversal, são reduzidas as propriedades mecânicas dos materiais e a área; por isso, nas seções "**T**", a espessura "$\mathbf{a_z}$" da alma é diferente da espessura "$\mathbf{a_z}$" da mesa (Figura 7.9).

A área reduzida representa a região superficial do concreto em que se pode adotar uma temperatura uniforme e igual à temperatura do centro da seção (HERTZ, 1981, 1985 e 1999).

A temperatura de um ponto da seção de um elemento de concreto exposto ao calor é variável em função de sua localização, decrescente com a profundidade. A resistência do concreto e o módulo de elasticidade, variáveis em função da temperatura, também são variáveis na seção (Figura 7.31).

Para evitar a discretização da seção em vários elementos para o cálculo da resistência e do módulo de elasticidade resultantes do concreto por integração numérica, Hertz (1981) propôs uniformizar os valores das propriedades térmicas com base na menor temperatura da seção, i.e., a temperatura ($\boldsymbol{\theta_M}$) no **meio** da seção transversal.

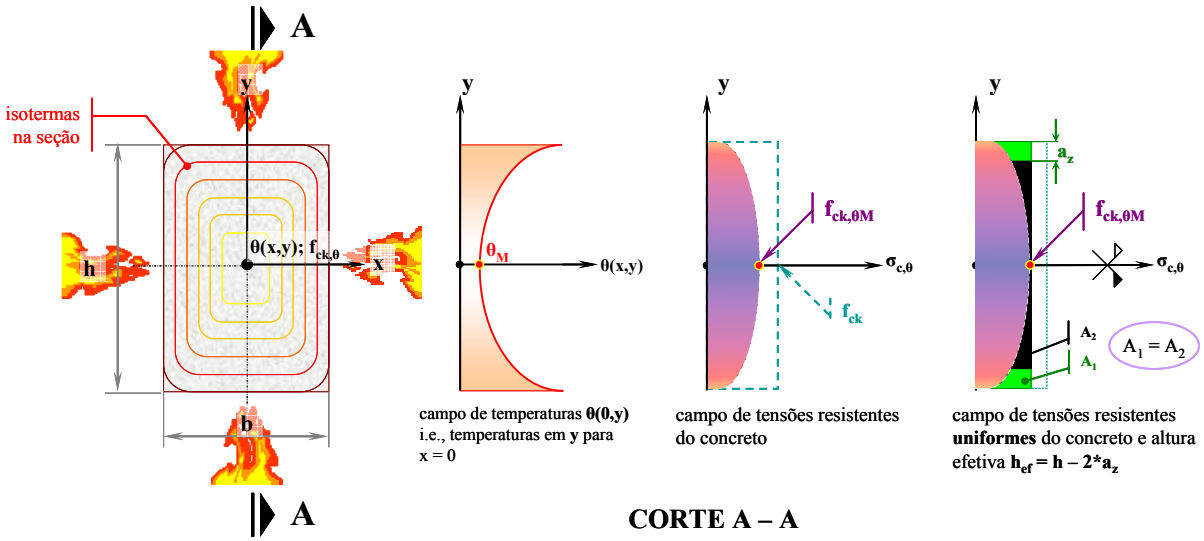


Figura 7.31: Uniformização da temperatura e da resistência do concreto na seção aquecida para o Método das Faixas.

Nas regiões periféricas do elemento com temperaturas superiores a "$\boldsymbol{\theta_M}$", a uniformização das

tensões de compressão do concreto é conseguida com a redução da largura da seção, por meio da espessura fictícia "$\mathbf{a_z}$". Tal artifício é usado para compensar a baixa resistência do concreto nos locais onde o valor é inferior à resistência $\mathbf{f_{ck,\theta M}}$.

Hertz (1985) e (1988) calculou a espessura "$\mathbf{a_z}$"[60] em função de "$\boldsymbol{w}$" e a correspondente temperatura "$\boldsymbol{\theta_M}$", para seções usuais de concreto de edifícios correntes. A dimensão "$\boldsymbol{w}$" de cada elemento corresponde às situações apresentadas na Tabela 7.16.

Tabela 7.16: Largura "w" da seção transversal dos elementos estruturais, onde "b_w" corresponde à largura, considerada como a menor dimensão ($b_w \leq h$) dessa seção (EN 1991-1-2:2004).

Laje	Viga		Parede ou pilar		
	1 face exposta	2 faces expostas	1 face exposta	2 faces expostas	4 faces expostas
$w = h_{laje}$	$w = ½.b_w$	$w = b_w$	$w = b_w$	w = ½.largura do pilar	w = ½.menor dimensão

Gráficos foram desenvolvidos relacionando "$\mathbf{a_z}$" à largura do elemento e ao TRRF (ENV 1992-1-2:1995; EN 1992-1-2:2004), i.e., $\mathbf{a_z}$ = f(**w**,**TRRF**); também pôde-se identificar a semelhança entre os resultados numéricos e os teóricos obtidos ao calcular a espessura fictícia "$\mathbf{a_z}$" pela média ponderada de temperaturas da seção (eq. 7.68). Essas ferramentas servem apenas para o aquecimento padronizado similares à ISO 834:1975.

$$a_z = \begin{cases} w \cdot \left(1 - \dfrac{\kappa_{c,m}}{\kappa_{c,\theta_M}}\right) & \rightarrow \text{ lajes e vigas;} \\ w \cdot \left[1 - \left(\dfrac{\kappa_{c,m}}{\kappa_{c,\theta_M}}\right)^{1,3}\right] & \rightarrow \text{ pilares e pilares – parede.} \end{cases} \tag{7.68}$$

onde: w = espessura efetiva do elemento em função da quantidade de faces aquecidas (Tabela 7.16);

$\kappa_{c,\theta M}$ = fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura "$\boldsymbol{\theta_M}$" no meio da seção (Figura 7.32) [adimensional];

$\kappa_{c,m}$ = fator médio de redução da resistência do concreto (eq. 7.69) [adimensional].

[60] Hertz (1985) e (1988) calculou apenas o fator de distribuição uniforme de tensão em função da espessura de diversas seções. A espessura "a_z" foi obtida indiretamente, pela correlação existente entre a distribuição de tensão e a espessura.

$$\kappa_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} \kappa_{c,\theta i} \tag{7.69}$$

onde: n = quantidade de faixas das divisões da seção ao longo da largura efetiva "w";

$\kappa_{c,\theta i}$ = fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura "θi" no meio da seção (Figura 7.33) [adimensional].

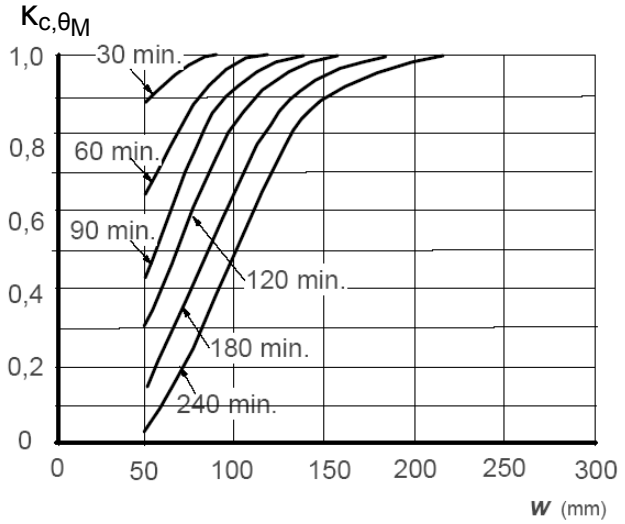


Figura 7.32: Fator de redução ($\kappa_{c,\theta M}$) da resistência a compressão do concreto (agregados silicosos) em função da largura efetiva da seção (EN 1992-1-2:2004).

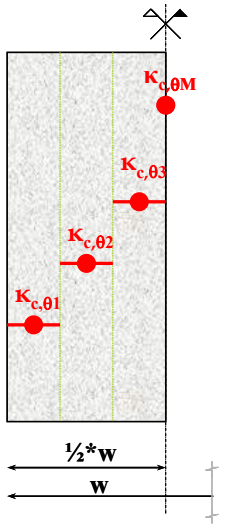


Figura 7.33: Divisão da seção em faixas para o cálculo da espessura desprezável "a_z".

O valor de cálculo da resistência do concreto à compressão é calculado pelas eqs. (7.70) e (7.71).

$$f_{cd,\theta_M} = \kappa_{c,\theta_M} \cdot f_{cd} \tag{7.70}$$

onde: $f_{cd,\theta M}$ = resistência de cálculo do concreto à compressão à temperatura elevada $\boldsymbol{\theta_M}$;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$ = valor de cálculo da resistência do concreto à compressão.

$$E_{c,\theta M} = \kappa_{cE,\theta M} \cdot E_c \tag{7.71}$$

onde: $E_{c,\theta M}$ = módulo de elasticidade do concreto da seção reduzida;

$\kappa_{cE,\theta M}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do concreto da seção reduzida

(Cap. 5, eq. 5.14).

Para os resultados experimentais obtidos por Hertz (1980), a redução do módulo de elasticidade se aproximava ao quadrado da redução da resistência à compressão (eq. 7.72). Essas observações foram obtidas para temperaturas acima de 200 °C, quando os efeitos da umidade são desprezáveis sobre um concreto de características: f_{ck} = 19,5 MPa, E_c = 27,9 GPa, fator a/c = 0,87 e coeficiente de Poisson ν = 0,16 (HERTZ, 1980). Portanto, trata-se de uma particularidade desse método!

$$E_{c,\theta M} = \kappa_{c,\theta M}^{\ 2} \cdot E_c \tag{7.72}$$

Para o cálculo da capacidade resistente da seção (eq. 7.46), os coeficientes de ponderação das resistências no ELU para as combinações últimas excepcionais, γ_c (concreto) e γ_s (aço), bem como o coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto, não são claramente definidos nas formulações originais do método.

Os fatores de redução da resistência e do módulo de elasticidade dos materiais em função da temperatura estão na Figura 7.34 e Figura 7.35.

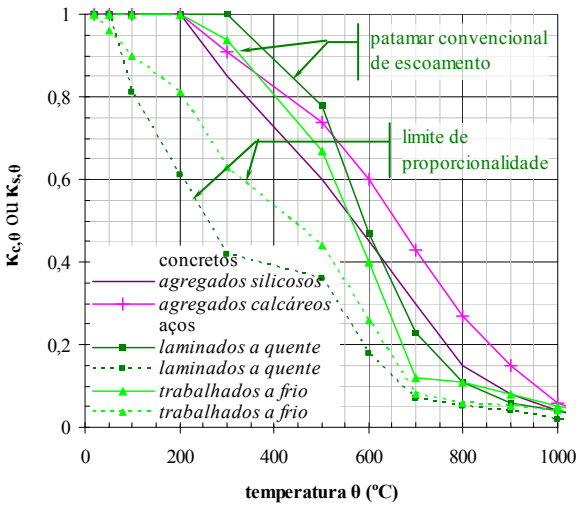


Figura 7.34: Fator de redução da resistência dos materiais para os Métodos das Faixas e dos 500 °C (EN 1992-1-2:2004).

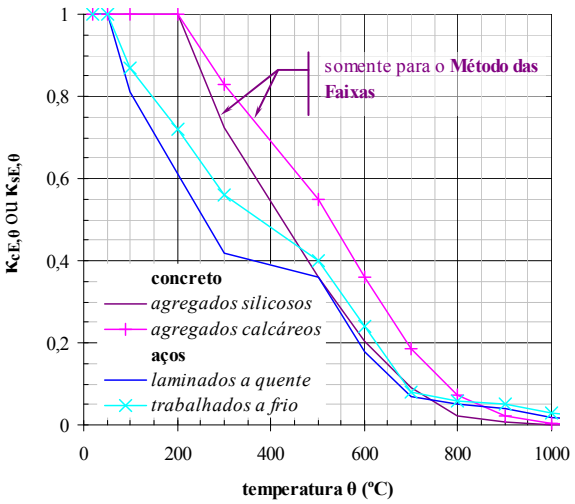
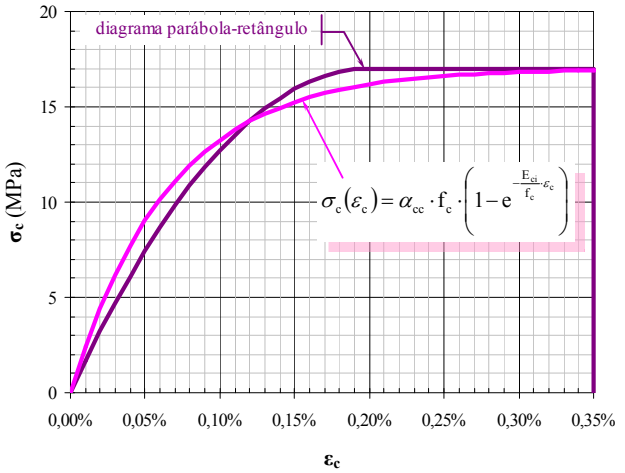


Figura 7.35: Fator de redução do módulo de elasticidade para os Métodos das Faixas e dos 500 °C (EN 1992-1-2:2004).

No método original, a relação tensão-deformação do concreto é representada por uma função

exponencial, similar à tradicional parábola-retângulo (Figura 7.36). Na prática, Hertz (1985) e (1999) permite substituí-la pelo diagrama retangular simplificado; para o cálculo da posição linha neutra da seção armada, a altura do bloco comprimido na seção corresponde a 80% da linha neutra (eq. 7.73), i.e., a constante $\zeta = 0{,}8$ (eq. 7.44).

$$a_{fi} = \begin{cases} \dfrac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta M} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento positivo} \\ \dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta M} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento negativo} \end{cases} \tag{7.73}$$



Obs.:
$\alpha_{cc} = 0{,}85$
$f_c = 20$ MPa
$E_{ci} = 21500 \cdot \sqrt[3]{\dfrac{f_c + 8}{10}}$ [MPa], f_{ck} em MPa.

Figura 7.36: Comparação entre as relações tensão-deformação do concreto usada por Hertz (1985) e a parábola-retângulo.

Supõe-se que a eq. (7.68) e os ábacos construídos para o cálculo de "a_z" de pilares e pilares-parede tenham sido obtidos assumindo-se a relação tensão-deformação exponencial, e reduzindo-se a resistência e o módulo de elasticidade por meio dos coeficientes $\kappa_{c,\theta M}$ e $\kappa_{c,\theta M}{}^2$, respectivamente (HERTZ, 1985 e 1999).

A ductilidade do concreto é considerada aumentando-se a sua deformação, conforme a eq. (7.74). É uma aproximação simplista, com base na eq. (7.72), assumindo o concreto como um material elástico-linear tanto à temperatura ambiente (eq. 7.75), como em situação de incêndio (eq. 7.76).

$$\varepsilon_{c,\theta M} = \frac{\varepsilon_c}{\kappa_{c,\theta M}} \tag{7.74}$$

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = E_c \cdot \varepsilon_c \tag{7.75}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c,\theta M}(\varepsilon_{c,\theta M}) = E_{c,\theta M} \cdot \varepsilon_{c,\theta M} = \kappa_{c,\theta M}{}^2 \cdot E_c \cdot \varepsilon_{c,\theta M} \\ \sigma_{c,\theta M}(\varepsilon_{c,\theta M}) = \kappa_{c,\theta M} \cdot \sigma_c(\varepsilon_c) = \kappa_{c,\theta M} \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \end{cases}$$

$$\kappa_{c,\theta M}{}^2 \cdot E_c \cdot \varepsilon_{c,\theta M} = \kappa_{c,\theta M} \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \tag{7.76}$$

$$\therefore \varepsilon_{c,\theta M} = \frac{\varepsilon_c}{\kappa_{c,\theta M}}$$

A eq. (7.77) pode ser usada para determinar a deformação específica ($\varepsilon_{s,\theta}$) do aço mais tracionado.

$$\varepsilon_{s,\theta} = \frac{3{,}5‰}{\kappa_{c,\theta M}} \cdot \frac{(d - x_{fi})}{x_{fi}} \tag{7.77}$$

Na análise da estabilidade, a carga crítica é calculada pela equação de Rankine, originalmente desenvolvida para pilares de aço, de seção homogênea e sujeitos a carregamento concêntrico (eq. 7.78).

A equação de Rankine fornece a carga crítica do pilar sujeito a carregamento concêntrico.

$$\frac{1}{F_R} = \frac{1}{F_u} + \frac{1}{F_E} \tag{7.78}$$

onde: F_R = força de Rankine, significando a carga axial última, considerando os efeitos da não-linearidade geométrica;

F_u = valor de cálculo do esforço normal resistente último resultante da seção (eq. 7.79);

F_E = carga crítica de Euler (eq. 7.80).

Para seções de concreto armado, a rigidez resultante do concreto e do aço pode ser considerada por meio da soma da contribuição de cada material. Se as barras de aço possuem temperaturas diferentes, o produto $f_{yd,\theta} \cdot A_s$ deverá ser substituído pela soma $\sum_{i=1}^{n} f_{yd,\theta i} \cdot A_{si}$ de

cada barra de área A_{si} e temperatura elevada θ_i na eq. (7.79), e $E_{s,\theta}$ por $E_{s,\theta} = \sum_{i=1}^{n} E_{s,\theta i}$ na eq. (7.80).

$$F_u = \alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta} \cdot A_c + f_{yd,\theta} \cdot A_s \tag{7.79}$$

$$F_E = \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot E_{ci,\theta} \cdot I_c + \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot E_{s,\theta} \cdot I_s \tag{7.80}$$

onde: ℓ_e = comprimento efetivo do pilar, levando-se em conta as condições de contorno;

$E_{ci,\theta}$ = módulo de elasticidade inicial do concreto à temperatura elevada θ;

$E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada θ.

Para carregamento excêntrico, a excentricidade adicional devido à não-linearidade geométrica é calculada em função da excentricidade de 1ª ordem e do carregamento aplicado (eq. 7.81). Trata-se de mais uma forma de calcular o efeito da não-linearidade geométrica por meio da amplificação do momento de 1ª ordem, à semelhança das soluções analíticas dos tradicionais métodos do pilar-padrão, pilar-padrão corrigido e P-Δ.

$$(e_1 + e_2) = \left(\frac{1 - \frac{N_{Sd}}{F_u}}{1 - \frac{N_{Sd}}{F_R}}\right) \cdot e_1 \tag{7.81}$$

onde: e_2 = excentricidade decorrente da deformação provocada pela carga N_{Sd}.

F_R = força de Rankine (eq. 7.78);

F_u = valor de cálculo do esforço normal resistente último resultante (eq. 7.79);

N_{Sd} = valor de cálculo do esforço normal solicitante;

e_1 = excentricidade inicial, do carregamento.

A equação de Rankine (eq. 7.78) mostra-se muito conservadora para pilares curtos e aproxima-se da carga crítica de Euler (eq. 7.80) para pilares muito esbeltos (MALHOTRA, 1982). Em situação de incêndio, os resultados teóricos obtidos são inferiores aos resultados

experimentais, oferecendo uma margem de segurança satisfatória (HERTZ, 1985; TAN & TANG, 2004).

A despeito da equação de Rankine proposta no método original, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) sugere usar os mesmos métodos de cálculo e verificação de estabilidade de pilares do projeto à temperatura ambiente (EN 1992-1-1:2004), por ex., método geral, pilar-padrão, P-Δ, para a situação de incêndio, considerando apenas os princípios de redução de área e de resistência do aço do Método das Faixas.

Nas referências, não é fornecida a combinação excepcional de ações original do Método das Faixas. O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) recomenda a combinação excepcional de ações do Eurocode 0 (EN 1990:2002); aqui, essa combinação é apresentada (eq. 7.82), inclusos os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis e fator de combinação de ações para os ELU.

$$F_{d,fi} = 1{,}2 \cdot \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \psi_2 \cdot F_{Q1,k} \qquad (7.82)$$
$$0{,}3 \le \psi_2 \le 0{,}8$$

onde: ψ_2 = fator de combinação das ações últimas excepcionais [adimensional] (EN 1990:2002).

7.3.2.5 Método dos 500 °C (FIP-CEB-Bulletin D'Information N° 145 (1982), 174 (1987) e 208 (1991)).

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) apresenta os princípios de redução de área do método de Anderberg, conhecido por "Método dos 500 °C", para o cálculo da capacidade resistente à flexão simples ou composta.

O Método dos 500 °C presta-se apenas a elementos de concreto **armado**. É o único método simplificado que serve tanto à curva ISO 834:1975, como às curvas naturais.

O atual Método dos 500 °C foi inicialmente proposto por Anderberg (1978b) *apud* Purkiss (1996) como sendo "método dos 550 °C", supondo que a resistência do concreto aquecido até 550 °C não seria afetada significativamente pela temperatura, deixando os efeitos térmicos apenas ao aço das armaduras. Posteriormente, a temperatura-limite do método foi reduzida a 500 °C e, as regiões de concreto aquecidas acima dessa temperatura, desprezadas.

Anderberg (1993) *apud* Buchanan (2001) sugere que a redução da resistência do concreto seja

considerada por meio de uma aproximação simples: assume-se que na seção do elemento estrutural com temperatura $\theta \leq 500$ °C, não há redução de resistência à compressão significativa e desprezam-se as regiões periféricas da seção com temperatura $\theta > 500$ °C (Figura 7.37).

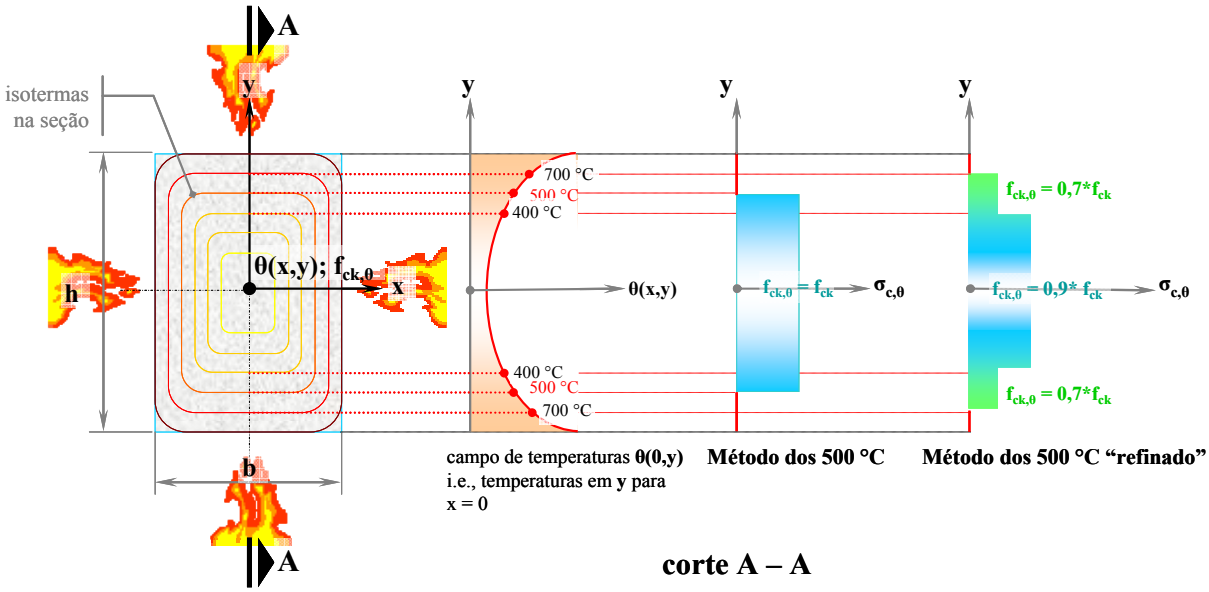


Figura 7.37: Resistência do concreto na seção aquecida nas 4 faces, para o Método dos 500 °C.

Na realidade isso não ocorre, mas análises empíricas com diferentes carregamentos e TRRF's confirmaram tal simplificação para concretos de densidade normal e agregados silicosos (RIGBERTH, 2000).

A resistência característica do concreto empregada nos cálculos é, portanto, a mesma em situação ambiente. A altura do bloco comprimido na seção é calculada por:

$$a_{fi} = \begin{cases} \dfrac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento positivo} \\ \dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b^*} \rightarrow \text{momento negativo} \end{cases} \tag{7.83}$$

Para o cálculo da capacidade resistente da seção (eq. 7.47), os coeficientes de ponderação das resistências no ELU para as combinações últimas excepcionais são: $\gamma_c = 1{,}2$ (concreto) e $\gamma_s = 1{,}0$ (aço); o coeficiente que leva em conta os efeitos de longa duração sobre a resistência do concreto é $\alpha_{cc} = 1$ no método original (FIP-CEB Bulletins N° 145 (1982) e N° 174 (1987)).

O Método dos 500 °C pode apresentar resultados muito conservadores para elementos de seções muito finas. Nesses casos, a menor dimensão da seção de concreto é limitada tanto para aquecimento ISO 834:1975 (Tabela 7.17), como para curvas naturais parametrizadas (Tabela 7.18).

Outra solução apresentada por Holmberg & Anderberg (1993) é usar dois limites de temperatura, 400 °C e 600 °C, para refinar o método. Desprezam-se as regiões periféricas da seção com temperatura superior a 600 °C, assume-se que o concreto apresenta 70% da resistência à temperatura ambiente para 400 °C ≤ θ ≤ 600 °C e, 90% para θ < 400 °C (Figura 7.37).

Considerar multicamadas de temperaturas diferentes dificulta a operacionalidade do método, requerendo auxílio computacional. Por isso, o Método dos 500 °C é mais recomendável para cálculos manuais ou semi-manuais.

O Método dos 500 °C foi desenvolvido para concretos de resistência usual, confeccionado com agregados silicosos (granito, arenito e alguns xistos), mas pode ser adaptado a outros tipos de concretos.

Para o concreto de alta-resistência (CAR), a queda relativa de resistência é maior do que a do concreto de resistência usual e o efeito similar da espessura "a_{500}" requer uma correção (eq. 7.84).

$$a_{500,CAR} = \kappa_{a_{500}} \cdot a_{500} \tag{7.84}$$

onde: $\mathbf{a_{500,CAR}}$ = espessura delimitada pela isoterma 500 °C para CAR [mm];

$\boldsymbol{\kappa_{a_{500}}}$ = fator de conversão da espessura delimitada pela isoterma 500 °C no concreto usual para o CAR [adimensional] (Tabela 7.19);

$\mathbf{a_{500}}$ = espessura a ser subtraída da largura da seção corresponde à isoterma de 500 °C.

Tabela 7.17: Largura mínima em função do TRRF, para uso do Método dos 500 °C (EN 1992-1-2:2004).

TRRF (min)	$\mathbf{b_{w,mín}}$ (mm)
60	90
90	120
120	160
180	200
240	280

Tabela 7.18: Largura mínima em função da carga de incêndio, para uso do Método dos 500 °C com curvas paramétricas (EN 1992-1-2:2004).

$\mathbf{q_{fi}}$ (MJ/m²)	$\mathbf{b_{w,mín}}$ (mm)
200	100
300	140
400	160
600	200
800	240

Tabela 7.19: Fator de ajuste da espessura "a_{500}" para concretos de alta resistência (EN 1992-1-2:2004).

$\boldsymbol{\kappa_{a_{500}}}$	$\mathbf{f_{ck}} \rightarrow \mathbf{f_{cm}}$ (MPa)
1,1	55 → 67 60 → 75
1,3	70 → 85 80 → 95
usar métodos mais refinados	90 → 105

Na realidade, as temperaturas limiares para o CAR de $f_{ck} \geq 50$ MPa são 400 °C $\leq \theta \leq$ 460 °C; porém, o *know-how* do Método dos 500 °C foi é grande, que um possível Método dos 400 °C ou 460 °C foi transformado em "método dos 500 °C" por meio de um fator de ajuste em função da classe de resistência do concreto (Tabela 7.19; EN 1992-1-2:2004).

A eq. (7.85) pode ser usada para determinar a deformação específica do aço mais tracionado ($\varepsilon_{s,\theta}$). Se abaixo dos 500 °C, a região de concreto do elemento mantém as mesmas propriedades estruturais a 20 °C, é razoável considerar que a deformação máxima do concreto em incêndio ($\varepsilon_{cu,\theta}$ = 0,35%) seja a mesma em situação ambiente.

$$\varepsilon_{s,\theta} = 3{,}5‰ \cdot \frac{(d - x_{fi})}{x_{fi}} \tag{7.85}$$

Na literatura pesquisada, não é fornecida a combinação excepcional de ações do Método dos 500 °C. O Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) recomenda a combinação excepcional de ações do Eurocode 0 (EN 1990:2002); i.e., a mesma combinação usada no Método das Faixas (eq. 7.82).

A verificação da capacidade resistente dos elementos (ineqs. 7.41 e 7.45) baseia-se nos mesmos métodos de cálculo empregados no projeto à temperatura ambiente, para a seção de concreto reduzida com a resistência do aço reduzida em função da temperatura das armaduras. Assim, o Método dos 500 °C ajusta-se facilmente a quaisquer princípios de cálculos e leis constitutivas dos materiais normalmente usados no dimensionamento de elementos de concreto à temperatura ambiente.

7.3.2.6 Comparação entre métodos simplificados.

A Tabela 7.20 apresenta uma comparação expedita entre as principais características e aplicações dos métodos simplificados.

Tabela 7.20: Comparação entre as limitações de uso dos métodos simplificados.

Método	Flexão simples	Cisalhamento	Flexão normal composta	Modelos de incêndio	Resistência do concreto	Tipo de estrutura	Obs.:
DTU	sim	não	sim	ISO 834:1975	resistência normal	CA e CP	Desconsidera o aumento da ductilidade dos materiais devido à temperatura elevada.
PCI	sim	não	não	ISO 834:1975	resistência normal	CA e CP	Considera o efeito da restrição a deformação térmica (*thermal restraint*).
ISE	sim	sim	não	ISO 834:1975	resistência normal	CA e CP	Dúvidas sobre a verificação ao cisalhamento.
Métodos das Faixas	sim	sim	sim	ISO 834:1975	resistência normal	CA e CP	Considera fluência à temperatura elevada; a estabilidade de pilares é calculada pela tradicional equação de Rankine.
Métodos dos 500 °C	sim	não	sim	ISO 834:1975, curvas naturais	resistência normal ou alta resistência	CA	Adaptável aos tradicionais métodos de cálculo de pilar; não há referências para a flexão composta oblíqua.

7.3.3 Métodos gerais de cálculo

Os métodos gerais de cálculo fornecem as soluções de nível 3.

A aplicação dos métodos gerais de cálculo às estruturas de concreto é limitada. Diferente dos edifícios de aço, o comportamento global dos edifícios de concreto não tem sido bem caracterizado até o momento e, as soluções de nível 3, em totalidade, têm se restringido à análise estrutural de partes da estrutura, considerando análise térmica por meio de modelos realistas de incêndio (FLETCHER *et al*., 2006).

A análise estrutural do elemento isolado têm sido considerada de nível 3, desde que usados os procedimentos incrementais-iterativos de cálculo na análise da estabilidade, considerando-se as não-linearidades do material e geométrica e os efeitos de restrições à expansão térmica (BAMONTE & MEDA, 2006).

O concreto é um material complexo, em face de sua heterogeneidade. Simular o comportamento real de sua micro, meso e macroestrutura requer modelos de dano e fratura e de mudanças físico-químicas de fases em uma análise higrotérmica e mecânica iterativa totalmente integrada (KHOURY *et al*., 2002; Figura 7.38).

Os processos higrotermomecânicos desenvolvidos à temperatura elevada envolvem o transporte de umidade livre e quimicamente combinada e as reações químicas devido ao calor. Eles dependem da taxa de aquecimento, das condições iniciais de umidade, das condições de contorno, da geometria e do tamanho dos elementos aquecidos, das condições de carregamento, das características da mistura de concreto, das interações físico-químicas, etc. (*fib* Bulletin n° 38, 2007).

O modelo higrotermomecânico mais completo desenvolvido para descrever o comportamento elasto-plástico e fissuração, e prever lascamentos do concreto é o HITECOSP[61] (*high temperature concrete spalling*) (KHOURY *et al*., 2002; SCHREFLER *et al*., 2002; AL NAJIM, 2004; DAL PONT, 2004; MENOU, 2004; SHAMALTA *et al*., 2005).

O HITECOSP é um *software* por elementos finitos do projeto de pesquisa europeu HITECO (*high temperature concrete*) envolvendo a Universidade de Pádua, a ENEA (*Ente per le*

[61] Informações adicionais disponíveis em: <*http://info.casaccia.enea.it/Hitecosp/*>. Acesso em: 01 out. 2007.

Nuove Tecnologie, l'Energia e l'Ambiente[62]) de Roma e o *Imperial College* de Londres (*fib* Bulletin n° 38, 2007); o seu uso ainda é restrito à modelagem de túneis.

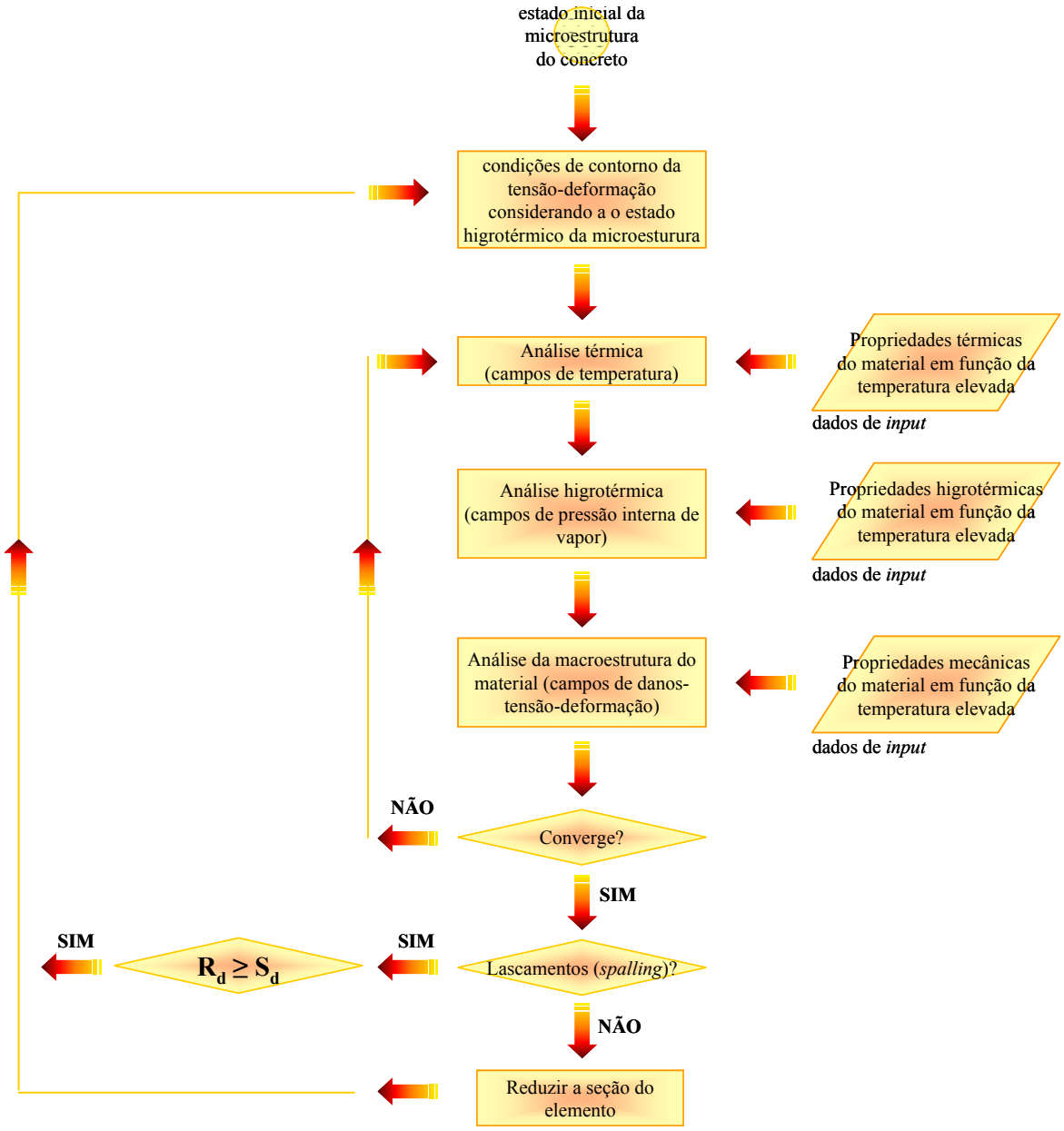


Figura 7.38: Análise termomecânica, incluindo o fenômeno do lascamento no campo de temperaturas e na resistência da seção.

Por simplicidade, geralmente os processos higrotérmicos e os efeitos do dano são

[62] Agência Nacional Italiana para Novas Tecnologias, Energia e Meio-Ambiente.

considerados indiretamente; os primeiros, por meio da variação das propriedades térmicas à temperatura elevada; os segundos, por meio da redução das características mecânicas em função da temperatura **após** a análise térmica da seção. Assim, as análises térmica e mecânica são interfaceadas (análise termestrutural), ao invés de integradas (análise higrotermomecânica) (*fib* Bulletin n° 38, 2007).

Ainda é um desafio simular a solidariedade entre o aço e o concreto e as ancoragens. Há ainda os efeitos de deformações de origem térmica e da não-linearidade geométrica a serem incorporados à modelagem da estrutura global, i.e., para todos os elementos de um pórtico.

Os *softwares* existentes têm oferecido resultados coerentes de cargas de ruptura para os mesmos estudos de caso, mas uma grande discrepância de resultados ainda é notada no cálculo de deslocamentos (MILKE, 2004).

Os *softwares* mais utilizados fundamentam-se em formulações de elementos finitos, por ex.: os comerciais ABAQUS®, TNO/DIANA e ATENA®, e os específicos SAFIR® e Super Tempcalc®. Outros *softwares* comerciais como o ANSYS® e o ADINA® também podem ser usados para análise térmica com interface para análise estrutural, com limitações de modelos de materiais.

Os *softwares* ABAQUS® (ABAQUS, 2000), TNO/DIANA[63] e ATENA® (ČERVENKA & ČERVENKA, 2003) possuem módulos específicos para a modelagem de fissuras, com base na Mecânica do Dano e da Fratura; porém, os processos higrotermomecânicos não são simulados e os efeitos de deformações térmicas transientes e fluência à temperatura elevada precisam ser implementadas por meio de rotinas auxiliares.

O SAFIR® (NWOSU *et al*., 1999; FRANSSEN *et al*., 2005) e o Super Tempcalc® (FSD, 2002) são os únicos *softwares* específicos para a modelagem estrutural em situação de incêndio. A análise térmica é interfaceada à mecânica. O primeiro possui recursos para modelagens 2-D e 3-D e vários modelos térmicos e mecânicos para materiais estruturais para a modelagem de elementos isolados ou pórticos de concreto; o segundo possui recursos para modelagens 2-D, vários modelos térmicos e apenas modelos mecânicos dos *hot* Eurocodes para materiais estruturais para avaliar a capacidade resistente de seções de elementos.

---

[63]Informações adicionais disponíveis em: <*http://www.tnodiana.com/product_details.php?prod_id=MTc=&ban_id=Mg==*>. Acesso em: 23 out. 2007.