APÊNDICE D – Exemplos de cálculo

D.1 Determinação do TRRF – tempo requerido de resistência ao fogo

Para exemplo de cálculo, o edifício é residencial (Figura D.1)[1], possui 19 pavimentos (2 apartamentos por andar) e foi projetado na região metropolitana de São Paulo, no ano 2000.

As medidas do pé-direito do térreo e dos pavimentos-tipo são, respectivamente, 3,30 m e 2,80 m. Optou-se pelo sistema de lajes lisas de espessura h = 180 mm.

Para o método do tempo equivalente, são necessários os seguintes dados adicionais do projeto arquitetônico: a área total do pavimento, excluindo-se a área de antecâmaras e recintos fechados de escadas e rampas é igual a $\mathbf{A_f = 253{,}8\ m^2}$; a área total de aberturas verticais (portas, janelas e quaisquer aberturas para o exterior) é igual $\mathbf{A_v = 48{,}8\ m^2}$; a área total de aberturas horizontais (lanternim, *shed*, passagens, etc.) é igual a $\mathbf{A_h = 0}$.

O *hall* social e *hall* de serviço não possuem portas corta-fogo e, portanto, não é garantida a compartimentação entre os dois apartamentos. Assim, será considerado todo o pavimento como sendo um único compartimento de incêndio no dimensionamento.

Para os cálculos, são necessárias as normas NBR 14432:2001 e IT 08/04 do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo e o decreto-lei nº 46.076/2001 do Estado de São Paulo.

D.1.1 Método tabular (NBR 14432:2001)

O método tabular da NBR 14432:2001 estabelece o TRRF em função do uso e das dimensões da edificação, i.e, da altura da edificação.

A altura da edificação é medida entre as cotas do piso térreo e do piso do último pavimento (eq. D.1); portanto, exclui-se desse cálculo a altura do último pavimento até o telhado.

---

[1] Este edifício-exemplo foi apresentado para ilustrar o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio conforme a legislação em São Paulo, em palestra proferida pela Eng[a] Wanda Vaz, na ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural), São Paulo capital, em 03 abr. 2007.

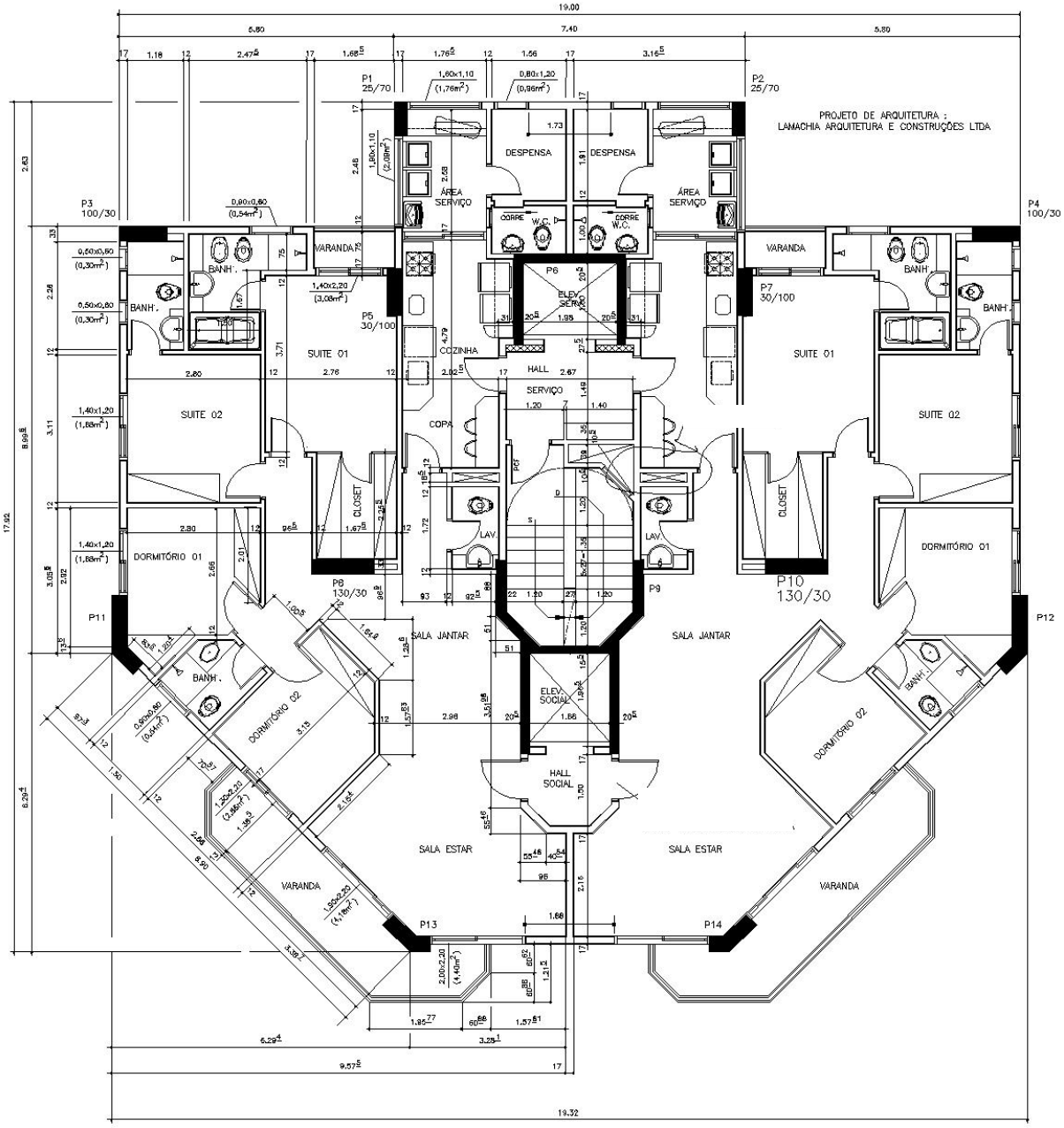


Figura D.1: Planta de arquitetura do pavimento-tipo do edifício-exemplo (sem escala definida).

$$h = \text{pé} - \text{direito}_{\text{térreo}} + (\text{n°pt} - 1) \cdot \text{pé} - \text{direito}_{\text{pavimentos}} \tag{D.1}$$

$$h = 3{,}3 + (18 - 1) \cdot 2{,}8$$

$$\therefore h = 50{,}9 \text{ m} > 30 \text{ m}$$

onde: pé-direito$_{\text{térreo}}$ = 3,30 m;

pé-direito$_{\text{pavimentos}}$ = 2,80 m;

n° pt = n° pavimentos-tipo = 18.

Da tabela B1 da NBR 14432:2001 (vide Tabela 3.2, Cap. 3), o edifício pertence ao grupo "A" (residencial), subgrupo "A2" (habitações multifamiliares). Da tabela A1 da NBR 14432:2001 ou da tabela A do Anexo A da IT 08/04 (vide Cap. 3, Tabela 3.1), os edifícios do grupo "A" com altura h ≥ 30 m pertencem à classe "P5" de resistência ao fogo e devem atender ao **TRRF = 120 min**.

Ressalta-se que método tabular da NBR 14432:2001 foi idealizado para cobrir a pior situação, i.e., o elemento submetido ao incêndio padronizado, desprezando-se a presença de algum meio de proteção ativa (*sprinklers*, brigadas de incêndio) ou passiva (características térmicas da compartimentação).

D.1.2 Tempo equivalente

A IT 08/04 permite calcular o TRRF por meio do método do tempo equivalente para edificações de altura h > 6,00 m[2]. Se o método fornecer resultados inferiores ao TRRF estabelecido pelo método tabular da NBR 14432:2001, a redução é limitada até 30 min. (vide Anexo C da IT 08/04).

O valor do tempo equivalente é calculado por:

$$t_e = q_{fi,k} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot \kappa \cdot W \cdot M \qquad \text{(D.2)}$$

onde: t_e = tempo equivalente (min);

$q_{fi,k}$ = valor característico da carga de incêndio especifica (MJ/m²);

γ_n = coeficiente que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa da edificação (eq. D.3);

γ_s = coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das conseqüências do colapso da edificação (eq. D.4);

κ = fator relacionado às características térmicas dos elementos de vedação (Tabela C1

[2] COSTA (2007) apresenta exemplos de cálculo do TRRF via método do tempo equivalente para edifícios comerciais, residenciais e hotéis, com uma aplicação ao projeto de lajes nervuradas de concreto em situação de incêndio conforme o método tabular da NBR 15200:2004.

da IT 08/04);

W = fator relacionado à ventilação do ambiente (eq. D.5);

M = fator de correção que depende do material da estrutura (tabela C5 da IT 08/04).

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3} \tag{D.3}$$

onde: γ_{n1}, γ_{n2} e γ_{n3} = coeficientes relacionados às medidas de segurança contra incêndio (tabela C2 da IT 08/04).

$$\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} \tag{D.4}$$

onde: γ_{s1} = coeficiente relacionado à área de piso do compartimento e à altura da edificação (Tabela C3 da IT 08/04);

γ_{s2} = coeficiente relacionado ao risco de ativação do incêndio (Tabela C4 da IT 08/04).

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \cdot \left[0,62 + \frac{90 \cdot \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4}{1 + 12,5 \cdot \left(1 + 10 \cdot \frac{A_v}{A_f}\right) \cdot \frac{A_h}{A_f}}\right] \geq 0,5 \tag{D.5}$$

onde: H = altura do compartimento [m];

A_v = área de ventilação vertical (janelas, portas e similares) [m²];

A_f = área de piso do compartimento [m²].

Para os edifícios residenciais, a carga de incêndio $\mathbf{q_{fi,k}}$ **= 300 MJ/m²** (tabela C1 da NBR 14432:2001).

Não é obrigatório os edifícios residenciais possuírem chuveiros automáticos (*sprinklers*), nem equipamentos de detecção automática; portanto, γ_{n1} = 1 e γ_{n3} = 1. Do decreto-lei nº 46.076/2001 do Estado de São Paulo, para edifícios com área de piso A_f > 750 m² **ou** altura h

> 12 m, é obrigatória a presença de brigada contra-incêndio (não-profissional); portanto, γ_{n2} = 0,9. Logo:

$$\gamma_n = 1 \cdot 0{,}9 \cdot 1 \therefore \gamma_n = 0{,}9 \qquad \text{(D.6)}$$

onde: γ_{n1}, γ_{n2} e γ_{n3} = coeficientes relacionados às medidas de segurança contra incêndio (tabela C2 da IT 08/04).

O coeficiente γ_{s1} é função da área de piso do compartimento e da altura da edificação. A área de piso do compartimento é área do espaço compreendido pelo perímetro interno das paredes externas e paredes corta-fogo, excluindo-se a área de antecâmaras e recintos fechados de escadas e rampas. Deste edifício-exemplo, a área é A_f = 253,8 m² e a altura é h = 50,9 m. Para $A_f \leq 750$ m² e 30 m < h ≤ 80 m, γ_{s1} = 1,45 (tabela C3 da IT 08/04). Para edifícios residenciais, o risco de ativação do incêndio é classificado como "normal" e, portanto, γ_{s2} = 1 (tabela C4 da IT 08/04). Logo:

$$\gamma_s = 1{,}45 \cdot 1 \therefore \gamma_s = 1{,}45 \qquad \text{(D.7)}$$

Para elementos de compartimentação – paredes, pisos, tetos – de concreto ou de alvenaria, a inércia térmica desses materiais está compreendida pela faixa 720 J/m²/s^{½}/°C ≤ b ≤ 2500 J/m²/s^{½}/°C; portanto, o correspondente **κ = 0,055 min.m²/MJ** (tabela C1 da IT 08/04).

Para o cálculo da ventilação do ambiente W (eq. D.5), os dados do projeto arquitetônico são: $\mathbf{A_h = 0}$ (aberturas horizontais), $\mathbf{A_v = 48{,}8\ m^2}$ (aberturas verticais), $\mathbf{A_f = 253{,}8\ m^2}$ (área do pavimento, assumido como o compartimento) e a altura do compartimento **H = 2,64 m**, medida entre a superfície do piso e a superfície inferior do teto, i.e, o pé-direito "líquido" (eq. D.8), desprezando-se as espessuras das lajes.

H = pé-direito (bruto) – espessura da laje (D.8)

H = 2,80 – 0,16 ∴ H = 2,64 m

A ventilação W é calculada:

$$W=\left(\frac{6}{2{,}64}\right)^{0{,}3}\cdot\left[0{,}62+\frac{90\cdot\left(0{,}4-\frac{48{,}8}{253{,}8}\right)^{4}}{1+12{,}5\cdot\left(1+10\cdot\frac{48{,}8}{253{,}8}\right)\cdot\frac{0}{253{,}8}}\right]\geq 0{,}5 \qquad (D.9)$$

$$\therefore W=1{,}01$$

Para estruturas de concreto armado, o fator M = 1 (tabela C5 da IT 08/04). Substituindo os valores da carga de incêndio $\mathbf{q_{fi,k}}$ **= 300 MJ/m²**, **κ = 0,055 min.m²/MJ**, **M = 1** e os resultados das eqs. (D.6), (D.7) e (D.9) na eq. (D.2), o tempo equivalente é igual a:

$$t_e = 300\cdot 0{,}9\cdot 1{,}45\cdot 0{,}055\cdot 1{,}01\cdot 1 \therefore t_e = 22\,\text{min} \qquad (D.10)$$

Usando-se a eq. (D.11) proposta nesta tese (Cap. 3, item 3.4.10), o valor do coeficiente γ_{s1} é 1,14 (eq. D.12) e, por conseguinte, γ_s = 1,14.

$$\gamma_{s1} = 1+\frac{A\cdot(h+3)}{10^5} \qquad (D.11)$$
$$1\leq\gamma_{s1}\leq 3$$

onde: A = área de piso do compartimento [m²];

h = altura da edificação (cota do piso mais elevado) [m].

$$\gamma_{s1} = 1+\frac{253{,}8\cdot(50{,}9+3)}{10^5} \therefore \gamma_{s1} = 1{,}14 \qquad (D.12)$$
$$1\leq\gamma_{s1}\leq 3$$

O tempo equivalente para γ_s = 1,14 é igual a:

$$t_e = 300\cdot 0{,}9\cdot 1{,}14\cdot 0{,}055\cdot 1{,}01\cdot 1 \therefore t_e = 17\,\text{min} \qquad (D.13)$$

Comparando-se o TRRF via método tabular e via eq. (D.10) ou eq. (D.14), é notável a influência dos meios de proteção ativa ou passiva sobre a redução das exigências de

resistência ao fogo dos elementos estruturais (Tabela D.1).

A primeira vista, poder-se-ía assumir o TRRF = 22 min (do cálculo indicado na legislação vigente); mas, a IT 08/04 (item 5.3.2) limita a redução do TRRF tabular ao máximo de 30 min, i.e.:

$$t_e \geq \text{TRRF(tabular)} - 30\,\text{min} \tag{D.14}$$

Tabela D.1: Comparação entre os métodos de determinação do TRRF das estruturas de concreto.

TRRF (min)		
Método tabular	**Método do tempo equivalente**	
	IT 08/04	**IT 08/04 com γ_{s1} calculado pela proposta desta tese**
120	22 (90)	17 (90)

Portanto, os elementos estruturais devem atender ao **TRRF = 90 min**.

D.2 Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio

D.2.1 Método tabular (NBR 15200:2004)

Do edifício-exemplo do item D.1, os cobrimentos adotados para as armaduras são: c ≥ 25 mm (lajes) e c ≥ 30 mm (vigas e pilares), conforme a prescrição da NBR 6118:2003 para classe de agressividade ambiental II (edifícios em zonas urbanas).

A NBR 15200:2004 prescreve as dimensões mínimas da espessura e da distância entre o CG da armadura e a superfície aquecida mais próxima (eq. D.15).

$$c_1 \approx c + \Delta c \tag{D.15}$$

onde: c_1 = distância entre o CG da armadura e a superfície aquecida mais próxima [mm];

c = cobrimento das armaduras [mm];

Δc = 5 mm (lajes) ou 10 mm (vigas).

D.2.1.1 Lajes

Para **TRRF = 90 min**, as lajes lisas devem ter espessura h ≥ 200 mm e c_1 ≥ 25 mm (Tabela 5

da NBR 15200:2004).

Pode-se incluir o revestimento no cálculo da espessura. Para fins de proteção térmica, a espessura do revestimento de argamassa de cimento Portland & areia equivale à mesma espessura de concreto.

A espessura h = 180 mm definida no projeto à temperatura ambiente atende às exigências de resistência ao fogo se a laje for provida de revestimento de espessura total h_{rev} = 20 mm de argamassa de cimento Portland & areia. Essa condição deverá ser incluída nas especificações de projeto. Assim, h = 180 + 20 = 200 mm → Ok!

A distância c_1 pode ser estimada: $c_1 \approx 25 + 5 \therefore c_1 \approx 30\,\text{mm} > 25\,\text{mm} \rightarrow \text{Ok!}$

D.2.1.2 Vigas

Para **TRRF = 90 min**, as vigas contínuas ou de pórticos de concreto armado devem a largura e a distância c_1 dentro da combinação possível da Tabela D.2.

Tabela D.2: Combinações possíveis de dimensões mínimas de vigas contínuas ou de pórticos (Tabela 9 da NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**Combinações entre $b_{mín}$** (mm) e **c_1** (mm)						**$b_{w,min}$** (mm)
	$b_{mín}$ (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	**$b_{mín}$** (mm)	**c_1** (mm)	
90	140	35	250	25	400	25	100

Para vigas internas sem revestimento, é usual adotar b_w = 140 mm no projeto à temperatura ambiente. Para a classe de agressividade ambiental II, a distância c_1 pode ser estimada: $c_1 \approx 30 + 10 \therefore c_1 \approx 40\,\text{mm} \rightarrow \text{Ok!}$ Portanto, b_w = 140 mm e c_1 = 40 mm → Ok!

Para vigas externas sem revestimento, é usual adotar b_w = 140 mm no projeto à temperatura ambiente. Portanto, b_w = 190 mm (é maior que 140 mm) e c_1 = 40 mm → Ok!

Apenas seguindo-se os critérios usuais de projeto à temperatura ambiente e sem a inclusão de revestimentos, as dimensões mínimas de vigas internas atendem aos mínimos da NBR 15200:2004.

D.2.1.3 Pilares

Dimensionamento do pilar P4 do 1° pavimento. Dados do projeto à temperatura ambiente:

- valor de cálculo do esforço normal atuante para a combinação normal de ações: N_{Sd} = 3300 kN;
- dimensões da seção transversal: 100 cm x 30 cm
- armadura: 20 ø16 mm.

Trata-se de um pilar de canto (Figura D.1), com apenas 1 face exposta ao calor. Para **TRRF = 90 min**, a largura, a distância c_1 e o nível de carregamento (μ_{fi}) devem atender às combinações da Tabela D.3.

Tabela D.3: Combinações possíveis de dimensões mínimas de pilares (Tabela 10 da NBR 15200:2004).

TRRF (min)	**Mais de 1 face exposta**						**1 face exposta**	
	μ_{fi} = 0,2		**μ_{fi} = 0,5**		**μ_{fi} = 0,7**		**μ_{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)
90	190	30	300	45	450	40	155	25

Nota: $\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}}$, onde: $N_{Sd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal atuante para a combinação excepcional de ações;

N_{Rd} = valor de cálculo do esforço normal resistente do projeto à temperatura ambiente, levando-se em conta os efeitos de 2ª ordem.

μ_{fi} = 0,7 corresponde à solicitação máxima possível dentro dos critérios de segurança adotados no projeto à temperatura ambiente.

Para o pilar P4, a largura b = 30 cm = 300 mm > $b_{mín}$ = 155 mm → Ok!

A distância a distância c_1 (classe de agressividade ambiental II) pode ser estimada $c_1 \approx 30 + 10 \therefore c_1 \approx 40\,\text{mm} \rightarrow \text{Ok!}$

Apenas seguindo-se os critérios usuais de projeto à temperatura ambiente e sem a inclusão de revestimentos, as dimensões mínimas de vigas internas atendem aos mínimos da NBR 15200:2004.

Dimensionamento do pilar P10 do 1° pavimento. Dados do projeto à temperatura ambiente:

- valor de cálculo do esforço normal atuante para a combinação normal de ações: N_{Sd} = 8680 kN;
- valor de cálculo do momento fletor atuante para a combinação normal de ações: M_{Sd} = 364 kN.m (incluindo-se o efeito do vento);
- dimensões da seção transversal: 130 cm x 30 cm
- armadura: 24 ø25 mm.

Trata-se de um pilar interno (Figura D.1), com as 4 faces expostas ao calor. Para **TRRF = 90 min**, a largura, a distância c_1 e o nível de carregamento (μ_{fi}) devem atender às combinações da Tabela D.3.

A distância a distância c_1 (classe de agressividade ambiental II) é $c_1 \approx 30 + 10 \therefore c_1 = 40\,\text{mm} \rightarrow \text{Ok!}$ Esta é a estimativa de c_1 mínimo em função do cobrimento preestabelecido pela NBR 6118:2003 conforme a classe de agressividade ambiental. O valor preciso é $c_1 = c + \phi_{est} + \frac{\phi_{long}}{2} = 30 + 6{,}3 + \frac{25}{2} \therefore c_1 = 48{,}8\text{mm} \geq 40\,\text{mm} \rightarrow \text{Ok}$

Assumindo-se à solicitação máxima possível dentro dos critérios de segurança adotados no projeto à temperatura ambiente, i.e., μ_{fi} = 0,7: a largura b = 30 cm = 300 mm < $b_{mín}$ = 450 mm → **A segurança não se verifica!**

Mesmo com a inclusão de revestimento de argamassa de cimento Portland & areia, a largura "b" resultante continuará inferior aos mínimos da NBR 15200:2004.

As possíveis soluções são:

- Considerar o cálculo mais preciso do nível de carregamento (μ_{fi}); mesmo assim, para 0,6 ≤ μ_{fi} ≤ 0,7, as dimensões finais continuarão inferiores aos mínimos da NBR 15200:2004, após a interpolação dos valores da Tabela D.3. As dimensões adotadas no projeto à temperatura ambiente podem atender aos mínimos da NBR 15200:2004 para 0,5 < μ_{fi} ≤ 0,6, desde que incluso o revestimento.
- Alterar a largura do pilar de 30 cm (=300 mm) para 45 cm (=450 mm).
- Manter a largura e alterar a altura do pilar, transformando-o em pilar-parede. As exigências de resistência ao fogo são menores para pilares-parede (tabela 11 da NBR

15200:2004); entretanto, será necessário considerar as exigências e restrições da NBR 6118:2003 para pilares-parede.

- Manter as mesmas dimensões e usar os métodos simplificados de cálculo, por ex., o Método das Faixas ou o Método dos 500 °C para justificar essas dimensões.

D.2.2 Métodos simplificados

As características dos materiais à temperatura elevada e os critérios de projeto da NBR 15200:2004 são adequadas apenas ao Método das Faixas e o Método dos 500 °C (Tabela D.4 e Tabela D.5).

Tabela D.4: Fatores de redução para a resistência $\kappa_{c,\theta}$ (concreto) e $\kappa_{s,\theta}$ (aço) (NBR 15200:2004).

Temperatura **θ** (°C)	**Materiais**	
	concreto (agregado silicoso)	**aço CA 50**
		compressão
	$\kappa_{c,\theta}$	$\kappa_{s,\theta}$
20	1	1,00
100	1	1,00
200	0,95	0,89
300	0,85	0,78
400	0,75	0,67
500	0,6	0,56
600	0,45	0,33
700	0,3	0,10
800	0,15	0,08
900	0,08	0,06
1000	0,04	0,04
1100	0,01	0,02
1200	0	0

Tabela D.5: Coeficientes de minoração da resistência dos materiais (NBR 8681:2003; NBR 15200:2004).

Situação	**Materiais**	
	concreto	**aço**
	γ_c	γ_s
normal	1,4	1,15
excepcional	1,2	1,00

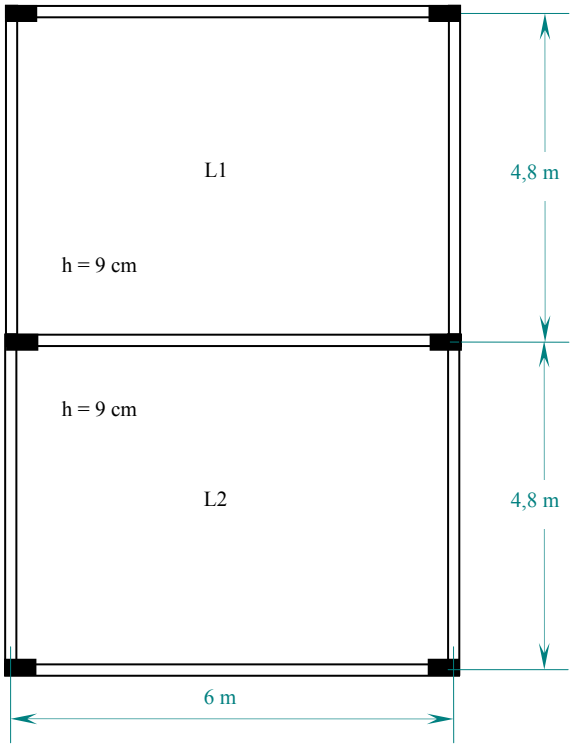
D.2.2.1 Lajes maciças

Duas lajes de piso, contíguas, apoiadas sobre vigas de largura b_w = 15 cm (Figura D.2), de uma planta baixa de um edifício para fins escolares, de 8 pavimentos (incluindo o térreo) com pé-direito igual a 3 m. A região possui classe de agressividade ambiental II. As características do concreto estrutural e do aço estão apresentadas na Tabela D.6.

Para essas condições, o valor característico da ação acidental, para escolas, é 3 kN/m² (NBR 6120:1980); o cobrimento da armadura dos elementos internos é c = 25 mm; a altura do edifício é h = 21 m (altura medida entre o pavimento térreo e a laje de piso do último

pavimento) e o TRRF = 90 min (NBR 14432:2001).

Os valores de combinações de ações usados para o projeto à situação normal e verificação em situação de incêndio estão na Tabela D.7.



sem escala

Figura D.2: Planta de fôrma do pavimento tipo de um edifício comercial.

Tabela D.6: Características mecânicas dos materiais utilizados para o concreto armado das lajes e vigas em estudo.

Materiais	Tipo	Resistência característica
Concreto	Agregados silicosos; mistura usual sem adições; densidade normal (γ_c = 25 kN/m³).	f_{ck} = 30 MPa
Aço	CA 50	f_{yk} = 500 MPa

Tabela D.7: Combinação de ações e coeficientes de ponderação recomendados pelas normas européias e brasileiras.

Combinação de ações	Coeficientes de ponderação		Situação	Norma
	Ações	Materiais		
$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k}$	$\gamma_g = \gamma_q = 1{,}4$	$\gamma_c = 1{,}4$ $\gamma_s = 1{,}15$	normal	NBR 6118:2003 e NBR 8681:2003
$F_{d,i} \cong 0{,}7 \cdot F_d = 0{,}7 \cdot (\gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k})$ $\therefore F_{d,i} \cong 0{,}98 \cdot F_d$	$\gamma_g = \gamma_q = 1{,}4$	$\gamma_c = 1{,}2$ $\gamma_s = 1{,}0$	excepcional#	NBR 15200:2004

As ações excepcionais em situação de incêndio são estimadas em 70% das ações normais.

As lajes foram dimensionadas à flexão no ELU, com base na formulação de placas da Teoria da Elasticidade para o cálculo dos momentos fletores solicitantes e nos procedimentos de

cálculo dos momentos fletores resistentes para a situação normal de uso da NBR 6118:2003.

Para a verificação em situação de incêndio, a temperatura no CG armaduras e no meio das faixas da seção (Método das Faixas), foi obtida por aproximação, da Figura C.1 (Apêndice C).

As Tabela D.10 a Tabela D.11 apresentam o resumo dos cálculos.

D.2.2.1.1 Método das Faixas

Largura "w" para a laje com 1 face exposta ao calor é calculada por (Cap. 7, Tabela 7.16):

$$w = h = 10\,\text{mm} = 0{,}1\,\text{m} \tag{D.16}$$

Quantidade de faixas das divisões da seção ao longo da largura efetiva "w": n = 4. Quanto mais divisões, maior é a precisão dos cálculos ($n \geq 3$).

Metade da seção será dividida em 4 faixas de altura h_i = 0,025 m para medição de temperaturas no meio de cada uma delas (Tabela D.8).

Tabela D.8:Medição de temperaturas no meio das faixas da seção.

Faixa	θ_i (°C)	$\kappa_{c,\theta i}$	Obs.:
1	734	0,25	faixa externa "quente"
2	415	0,73	faixa intermediária
3	234	0,95	faixa intermediária
4	131	1	faixa externa "fria"
Meio da seção	< 200	1	$\kappa_{c,\theta M} = 1$

Cálculo do fator médio de redução da resistência do concreto (Cap. 7, eq. 7.68):

$$\kappa_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0{,}2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} \kappa_{c,\theta i} = \frac{\left(1 - \frac{0{,}2}{4}\right)}{4} \cdot (0{,}25 + 0{,}73 + 0{,}95 + 1) = 0{,}7 \tag{D.17}$$

Cálculo da espessura desprezável "a_z" para pilares (Cap. 7, eq. 7.67):

$$a_z = w \cdot \left(1 - \frac{\kappa_{c,m}}{\kappa_{c,\theta_M}}\right) = 0{,}10 \cdot \left[1 - \frac{0{,}7}{1}\right] = 0{,}03\,\text{m} = 30\,\text{mm} \tag{D.18}$$

Os resultados da análise térmica e a redução da resistência dos materiais estão apresentados

na Tabela D.9. As Tabela D.10 a Tabela D.12 apresentam o resumo dos cálculos.

Valor de cálculo da resistência dos materiais para a situação de incêndio: concreto (eq. D.19) e aço das armaduras positiva (eq. D.20) e negativa (eq. D.21).

$$f_{cd,\theta M} = \kappa_{c,\theta M} \cdot f_{cd} = \frac{\kappa_{c\theta,M} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1{,}2} = 25\ \text{MPa} \tag{D.19}$$

Tabela D.9: Redução da resistência dos materiais para lajes maciças deste exemplo.

Armaduras	TRRF = 90 min.				
	c_1 (mm)	θ_s (°C)	Método das Faixas		
			Fatores de redução da resistência característica dos materiais		Espessura desprezável
			$\kappa_{s,\theta}$ (aço)*	κ_{c,θ_M} (concreto)	a_z (mm)
Positiva	29	502	0,56	1	30
	37	420	0,65		
Negativa	71	< 200	1		

Nota: Usado o $\kappa_{s,\theta}$ definido pela tensão de prova estabelecida pela deformação residual 0,2%.

$$f_{yd,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk} = \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \begin{cases} \dfrac{0{,}56 \cdot 500}{1} = 280\ \text{MPa} \rightarrow \text{armadura na direção x} \\ \dfrac{0{,}65 \cdot 500}{1} = 325\ \text{MPa} \rightarrow \text{armadura na direção y} \end{cases} \tag{D.20}$$

$$f_{yd,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk} = \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{1 \cdot 500}{1} = 500\ \text{MPa} \tag{D.21}$$

Cálculo da profundidade do bloco comprimido das seções de momento positivo em situação de incêndio:

$$a_{fi} = \frac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta M} \cdot b} = \begin{cases} \dfrac{280 \cdot 3{,}52 \cdot 10^{-4}}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 1} = 4{,}64 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{armadura na direção x} \\ \dfrac{325 \cdot 4{,}02 \cdot 10^{-4}}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 1} = 6{,}15 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{armadura na direção y} \end{cases} \tag{D.22}$$

Tabela D.10: Valor de cálculo dos momentos positivos nos vãos das lajes maciças.

Lajes	h (mm)	vãos		Carregamento				Situação normal** (NBR 6118:2003)													Situação de incêndio*** (NBR 15200:2004)			
				Permanente F_{gk} (kN/m²)			Acidental F_{qk} (kN/m²)	valor de cálculo das ações					Armadura adotada								$m_{Sd,fi} = 0,7*m_d$		$m_{Rdx,fi}$ (kN.m/m)	$m_{Rdy,fi}$ (kN.m/m)
		ℓ_x (m)	ℓ_y (m)	Peso próprio	revest	Total		F_d (kN/m²)	momento solicitante α_x*	m_{dx} (kN.m/m)	α_y*	m_{dy} (kN.m/m)	c_1 (mm)	d_x (mm)	A_{s_x} (cm²/m)	arranjo	c_1 (mm)	d_y (cm)	A_{s_y} (cm²/m)	arranjo	$m_{Sdx,fi}$ (kN.m/m)	$m_{Sdy,fi}$ (kN.m/m)		
L 1	100	4,8	6	2,5	1	3,5	3	9,1	21,4	9,80	35,2	9,3	29	71	3,52	ø8mm c/17cm	37	63	4,02	ø8mm c/14cm	6,86	6,51	6,77	6,83
L 2	100	4,8	6	2,5	1	3,5	3	9,1	21,4	9,80	35,2	9,3	29	71	3,52	ø8mm c/17cm	37	63	4,02	ø8mm c/14cm	6,86	6,51	6,77	6,83

Notas: *α_x, α_y e α_2 são coeficientes de Czerny para análise estrutural de placas com base na Teoria da Elasticidade.

** verificação da flecha máxima: $w_{máx} = \dfrac{F_d \cdot \ell_x^{\,4}}{E_{cs} \cdot h^3 \cdot \alpha_2} \leq \dfrac{\ell_x}{500}$; para $\alpha_2 = 23,8$, $w_{máx} = 5mm < 9,6mm \rightarrow$ Ok!

***TRRF = 90 min.

Tabela D.11: Valor de cálculo dos momentos resistentes positivos reais nos vãos das lajes maciças.

Lajes	direção x			direção y		
	Arranjo	x (mm)	m_{Rdx} (kN.m/m)	Arranjo	x (mm)	m_{Rdy} (kN.m/m)
L 1	ø8mm c/17cm	10,5	10,22	ø8mm c/14cm	12	10,18
L 2	ø8mm c/17cm	10,5	10,22	ø8mm c/14cm	12	10,18

Tabela D.12: Valor de cálculo dos momentos fletores negativos na região dos apoios das lajes maciças.

Situação normal (NBR 6118:2003)										Situação de incêndio** (NBR 15200:2004)				
NBR 6118:2003														
Aresta	ℓ_x (m)	momento solicitante		Armadura adotada				x (mm)	$m_{Rd,real}$ (kN.m/m)	$m_{d_,fi} = 0,7*m_{d_}$	momento resistente $m_{Rd_,fi}$ (kN*m/m)	a_z (mm)	$d_{_fi}$ (mm)	$x_{_fi}$ (mm)***
		β_x*	$m_{d_}$ (kN.m/m)	c_1 (mm)	$d_{_}$ (mm)	$A_{s_}$ (cm²/m)	arranjo							
L1 – L1	4,8	9,9	21,18	29 mm	71	9,55	ø8mm c/7cm	28,5	21,47	14,83	14,21	30	41	28

Notas: * β_x é o coeficiente de Czerny para análise estrutural de placas com base na Teoria da Elasticidade.
** TRRF = 90 min.
*** linha neutra em situação de incêndio da seção reduzida.

Cálculo da capacidade resistente das seções de momento positivo (não precisa reduzir a espessura da seção):

$$M_{R,fi} = A_s \cdot f_{yd,\theta} \cdot \left(d - \frac{a_{fi}}{2}\right) = \begin{cases} 3{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot 280 \cdot 10^{3} \cdot \left(71 \cdot 10^{-3} - \dfrac{4{,}64 \cdot 10^{-3}}{2}\right) = 6{,}77\ \text{kN} \cdot \text{m/m} \\ 4{,}02 \cdot 10^{-4} \cdot 325 \cdot 10^{3} \cdot \left(63 \cdot 10^{-3} - \dfrac{6{,}15 \cdot 10^{-3}}{2}\right) = 7{,}83\ \text{kN} \cdot \text{m/m} \end{cases} \quad \text{(D.23)}$$

A segurança em situação de incêndio não se verifica nas seções de momento positivo para TRRF = 90 min, pois:

$$\therefore M_{R,fi} = \begin{cases} 6{,}77\ \text{kN} \cdot \text{m/m} < 6{,}86\ \text{kN} \cdot \text{m/m} \rightarrow \text{direção x} \rightarrow \text{a segurança não se verifica!} \\ 6{,}83\ \text{kN} \cdot \text{m/m} > 4{,}17\ \text{kN} \cdot \text{m/m} \rightarrow \text{direção y} \rightarrow \text{Ok!} \end{cases} \quad \text{(D.24)}$$

Cálculo da profundidade do bloco comprimido das seções de momento negativo em situação de incêndio:

$$a_{fi} = \frac{f_{yd,\theta} \cdot A_s}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd,\theta M} \cdot b} = \frac{500 \cdot 9{,}55 \cdot 10^{-4}}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 1} = 2{,}25 \cdot 10^{-2}\ \text{m} \quad \text{(D.25)}$$

Altura efetiva em situação de incêndio:

$$d_{fi} = d - a_z = 71 - 30 = 41\ \text{mm} = 41 \cdot 10^{-3}\ \text{m} \quad \text{(D.26)}$$

Cálculo da capacidade resistente das seções de momento negativo:

$$M_{R,fi} = A_s \cdot f_{yd,\theta} \cdot \left(d_{fi} - \frac{a_{fi}}{2}\right) = 9{,}55 \cdot 10^{-4} \cdot 500 \cdot 10^{3} \cdot \left(41 \cdot 10^{-3} - \frac{2{,}25 \cdot 10^{-2}}{2}\right) = 14{,}21\ \text{kN} \cdot \text{m/m} \quad \text{(D.27)}$$

$M_{Rd,fi}$ = 14,21 kN*m/m < $M_{Sd,fi}$ = 14,83 kN*m/m; portanto, **a segurança em situação de incêndio não se verifica**!

Possíveis soluções:

- se não houver restrições às deformações excessivas, usar o coeficiente redutor do aço ($\boldsymbol{\kappa_{s,\theta}}$) definido pela tensão de prova estabelecida pela deformação residual 2% e redistribuir os momentos em função da reserva estrutural apresentada pela seção de momento positivo;
- aumentar a espessura da laje para h = 120 mm e recalcular as seções;
- trocar o método por outro mais preciso, por ex., o método gráfico proposto nesta tese.

D.2.2.1.2 Método dos 500 °C

Espessura na isoterma 500 °C (Figura C.1, Apêndice C): $\mathbf{a_{500} = 30\ mm}$.

Sendo $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1{,}2} = 25\,\text{MPa}$ e $\mathbf{a_{500} = a_z = 30\ mm}$, o Método dos 500 °C apresenta o mesmo resultado do Método das Faixas ($f_{cd} = f_{cd,\,\theta M}$) para este exemplo.

D.2.2.1.3 Método simplificado proposto nesta tese

Para o cálculo do momento fletor resistente relativo em situação de incêndio, é necessária a resistência real da seção a partir da armadura adotada (Tabela D.11).

Para as seções de momento positivo, valor do momento fletor resistente relativo é:

$$\mu_{fi} = \frac{M_{Rd,fi}}{M_{Rd}} = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} = \begin{cases} \dfrac{6{,}86}{10{,}22} = 0{,}67 \rightarrow \text{direção x} \\ \dfrac{6{,}51}{10{,}18} = 0{,}64 \rightarrow \text{direção y} \end{cases} \tag{D.28}$$

Da Figura C.1 (Apêndice C) para $\kappa_{s,\theta}$ (coeficiente redutor do aço) definido pela tensão de prova estabelecida pela deformação residual à temperatura elevada $\varepsilon_{s,\theta}$ = 2%:

- Classe de agressividade ambiental II: μ_{fi} = 0,67 (direção x) → TRF = 114 min > TRRF = 90 min. Ok!
- Classe de agressividade ambiental II: μ_{fi} = 0,64 (direção y) → TRF = 117 min > TRRF = 90 min. Ok!

Da Figura C.22 (Apêndice C) para o aço com tensão de prova definida a $\varepsilon_{s,\theta}$ = 0,2% à temperatura elevada:

- Classe de agressividade ambiental II: μ_{fi} = 0,67 (direção x) → TRF = 88 min < TRRF = 90 min. **A segurança não se verifica!**
- Classe de agressividade ambiental II: μ_{fi} = 0,64 (direção y) → TRF = 93 min > TRRF = 90 min. Ok!

Para as seções de momento negativo, cálculo de μ_{fi} (eq. E) e taxa de armadura ρ_s (eq. E)

$$\mu_{fi} = \frac{M_{Rd,fi}}{M_{Rd}} = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} = \frac{14,83}{21,43} = 0,69 \tag{D.29}$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{8,04 \cdot 10^{-4}}{0,1 \cdot 1} = 0,8\% \tag{D.30}$$

Da Figura C.24 (Apêndice C) para o aço com tensão de prova definida a $\varepsilon_{s,\theta}$ = 2% à temperatura elevada:

- Classe de agressividade ambiental II, ρ_s = 0,8%: μ_{fi} = 0,69 → TRF = 70 min < TRRF = 90 min. Portanto, **a segurança não se verifica**!

Da Figura C.25 (Apêndice C) para o aço com tensão de prova definida a $\varepsilon_{s,\theta}$ = 0,2% à temperatura elevada:

- Classe de agressividade ambiental II ρ_s = 0,8%: μ_{fi} = 0,69 → TRF = 70 min < TRRF = 90 min. Portanto, **a segurança não se verifica**!

Possível solução: redistribuir os momentos, aproveitando-se a reserva estrutural resistente da seção de momentos positivo se apropriado usar o aço com tensão de prova definida a $\varepsilon_{s,\theta}$ = 2% à temperatura elevada.

Para o cálculo da capacidade resistente que a seção de momentos negativos deve ter, é necessário calcular o carregamento total em situação de incêndio, com base na combinação excepcional de ações:

$$F_{d,fi} = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot F_Q = 1{,}2 \cdot 3{,}5 + 1 \cdot 3 = 7{,}7 \text{ kN/m} \quad \text{(D.31)}$$

Para a seção de momentos positivos, o TRF = 90 min corresponde ao μ_{fi} = 0,92 da seção de momentos positivos. Para esse TRF, a capacidade resistente total da seção de momentos positivos é calculada com base no equilíbrio do corpo livre (Figura D.3):

$$M(x) = 15{,}39 \cdot x - 7{,}7 \cdot \frac{x^2}{2} \quad \text{(D.32)}$$
$$V(x) = 15{,}39 - 7{,}7 \cdot x$$

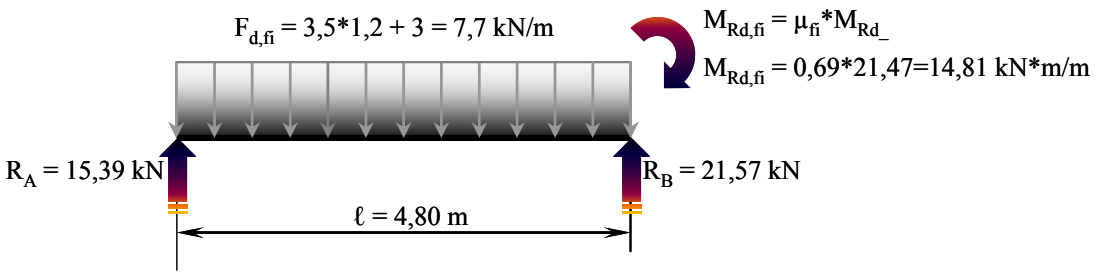


Figura D.3: Esquema do corpo livre, i.e., do vão em análise para a redistribuição de momentos.

O momento positivo máximo do vão está localizado na coordenada "x" onde o esforço cortante é zero. Para V(x) = 0 (eq. D.31), x = 2 m e M(2) = 15,38 kN*m/m. Portanto, o momento positivo <u>a ser suportado</u> pela seção do vão após a redistribuição é M(2) = 15,38 kN*m/m; comparando-o à capacidade resistente disponível para a situação de incêndio (eq. D. 28), tem-se:

$$M(2) = 15{,}38 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > M_{Rd,fi} = 6{,}86 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \rightarrow \text{direção x} \quad \text{(D.33)}$$

O momento necessário a ser suportado é maior do que o momento resistente disponível; logo, a laje não atende ao TRRF = 90 min.

Outra solução é aumentar a altura da laje e recalculá-la novamente.

D.2.2.2 Pilares

Aproveitando-se o 2° exemplo do item D.2.1.3, o pilar P4 terá a sua capacidade resistente avaliada por meio do Método das Faixas e do Método dos 500 °C.

Dados do pilar para o cálculo em situação de incêndio:

- valor de cálculo do esforço normal atuante para a combinação excepcional de ações: $N_{Sd,fi}$ = 5208 kN;
- valor de cálculo do momento fletor atuante para a combinação excepcional de ações: M_{Sd} = 220 kN.m (**excluindo**-se o efeito do vento);
- excentricidade total de 1ª ordem: $e_1 = \frac{218,4}{5208} = 0,042\,\text{m}$ (incluindo-se a excentricidade acidental e **excluindo**-se o efeito do vento);
- dimensões da seção transversal: 130 cm x 30 cm;
- armadura: 24 ø25 mm
- materiais: aço CA 50 – f_{yk} = 500 MPa, E_s = 210 GPa; concreto f_{ck} = 30 MPa.

Para a seção armada, é necessário construir o diagrama de interação M_{Rd} x N_{Rd} para a situação de incêndio, considerando os efeitos da temperatura elevada sobre os materiais. Para tanto, é necessário conhecer a distribuição de temperaturas na seção para o TRRF = 90 min (Figura D.4).

Para o concreto, a redução da resistência depende do método simplificado empregado; para o aço, depende da temperatura das barras para reduzir-se a resistência do aço (Tabela D.4).

Adotaram-se os fatores de redução de resistência e deformações lineares específicas EN 1992-1-2:2004 (Cap. 5, item 5.3.2.3) para considerar a região elasto-plástica do diagrama tensão-deformação do aço à temperatura elevada (Figura D.5). Por simplicidade e à favor da segurança, o $\kappa_{s,\theta}$ (compressão) foi usado para todas as armaduras, estejam tracionadas ou comprimidas.

Para a posição da armadura principal na seção, i.e., distância entre o CG da barra e a face exposta ao calor mais próxima, c_1 = 48,8 mm → $\theta_s \approx$ 500 °C (Figura D.4).

Valor de cálculo da resistência à tração do aço para θ_s = 500 °C:

$$f_{yd,\theta} = \frac{\kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{0{,}56 \cdot 500}{1} = 280\,\text{MPa} \tag{D.34}$$

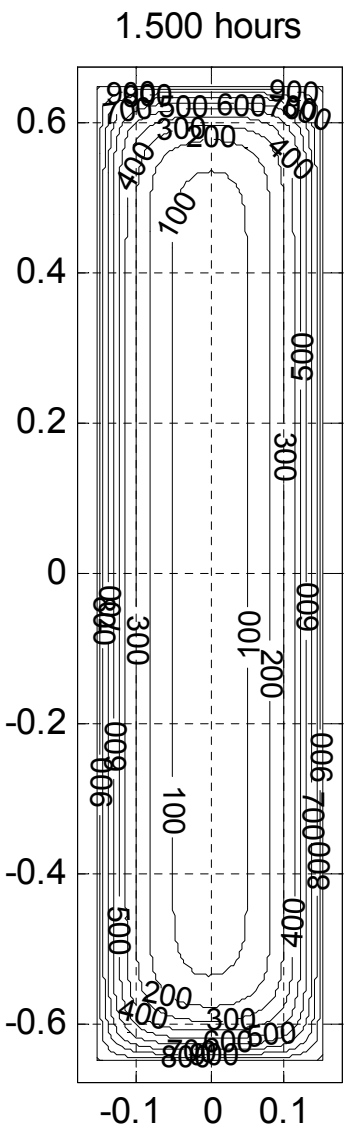


Figura D.4: Isotermas na seção 30 cm x 130 cm aquecida nas 4 faces para t = 90 min de aquecimento ISO 834:1975.

Tabela D.13: Temperatura das armaduras, fatores de redução de resistência e deformações lineares em função da temperatura.

θ_s (°C)	$\kappa_{s,\theta}$	$\kappa_{sp,\theta}$	$\kappa_{sE,\theta}$	$\varepsilon_{sy,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{st,\theta}$ (%)	$\varepsilon_{su,\theta}$ (%)
500	0,56	0,36	0,6	2	5	10

Módulo de elasticidade do aço para θ_s = 500 °C:

$$E_{s,\theta} = \kappa_{sE,\theta} \cdot E_s = 0{,}6 \cdot 210 = 126\,\text{GPa} \tag{D.35}$$

D.2.2.2.1 Método dos 500 °C

Espessura na isoterma 500 °C (Figura D.4): $\mathbf{a_{500}}$ **= 30 mm**. Raio de giração da seção retangular reduzida:

$$i = \frac{b_{fi}}{\sqrt{12}} = \frac{300 - 2 \cdot 30}{\sqrt{12}} = 69{,}28\,\text{mm} \tag{D.36}$$

Para pilares do térreo e pavimentos intermediários, admite-se que os pavimentos frios sito abaixo ou acima do compartimento de incêndio oferecem uma rigidez relativa similar ao engastamento. Dessa forma, o pilar é considerado biengastado para a situação de incêndio.

Comprimento efetivo do pilar em situação de incêndio:

$$\ell_{0,fi} = \frac{\ell}{2} = \frac{3300}{2} = 1650\,\text{mm} \tag{D.37}$$

Índice de esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{1650}{69{,}28} = 22 \tag{D.38}$$

Índice de esbeltez-limite calculado conforme a NBR 6118:2003 (eq. D.19). Por falta de dados, foi admitida a pior situação de carregamento, i.e., $\alpha_b = 1$; na prática, $\alpha_b < 1$.

$$\lambda_{lim} = \frac{25 + 12{,}5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12{,}5 \cdot \frac{0{,}042}{0{,}24}}{1} = 27 \tag{D.39}$$

O pilar pode ser considerado curto para a situação de incêndio, pois: $\lambda_{fi} = 22 < \lambda_{lim} = 27$. Não é necessário considerar efeitos de 2ª ordem.

A construção do diagrama de interação $M_{Rd,fi}$ x $N_{Rd,fi}$ para a seção reduzida é similar ao projeto à situação normal, exceto os coeficientes de segurança dos materiais que são menores (Tabela D.5). As propriedades mecânicas do concreto são iguais à temperatura ambiente e, as

do aço, reduzidas em função da temperatura elevada. As relações tensão-deformação dos materiais usadas estão apresentadas na Figura D.5.

O valor de cálculo da resistência do concreto é:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1{,}2} = 25\ \text{MPa} \tag{D.40}$$

A verificação da resistência é feita, comparando-se o par de esforços aplicados ($M_{Sd,fi}$; $N_{Sd,fi}$) com os valores limiares estabelecidos pela envoltória de esforços resistentes ($M_{Rd,fi}$; $N_{Rd,fi}$) da seção armada para o ELU em situação de incêndio (Figura D.6).

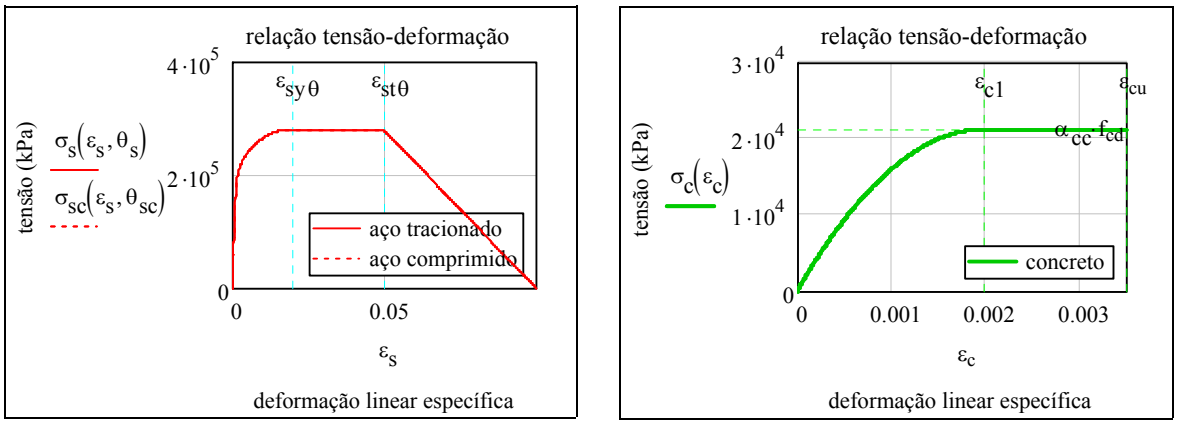


Figura D.5: Relações tensão-deformação dos materiais para o Método dos 500 °C.

Para $N_{Rd,fi} = N_{Sd,fi} = 5280$ kN, o valor máximo do momento resistente é $M_{Rd,fi} = 303$ kN.m > $M_{Sd,fi} = 220$ kN.m → Ok!

Logo, o pilar **atende às exigências de resistência ao fogo para TRRF = 90 min**.

D.2.2.2.2 Método das Faixas

Largura "w" para pilar com 4 faces expostas ao calor é calculada por (Cap. 7, Tabela 7.16):

$$w = \frac{b}{2} = \frac{0{,}3}{2} = 0{,}15\ \text{m} \tag{D.41}$$

Quantidade de faixas das divisões da seção ao longo da largura efetiva "w": n = 3. Quanto mais divisões, maior é a precisão dos cálculos ($n \geq 3$).

Metade da seção será dividida em 3 faixas de largura b_i = 0,05 m para medição de

temperaturas no meio de cada uma delas (Tabela D.14).

Cálculo do fator médio de redução da resistência do concreto (Cap.7, eq. 7.68):

$$\kappa_{c,m} = \frac{\left(1-\frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} \kappa_{c,\theta i} = \frac{\left(1-\frac{0,2}{3}\right)}{3} \cdot (0,48+0,95+1) = 0,756 \tag{D.42}$$

Tabela D.14: Medição de temperaturas no meio das faixas da seção.

faixa	θ_i (°C)	$\kappa_{c,\theta i}$	Obs.:
1	580	0,48	faixa externa
2	200	0,95	faixa intermediária
3	~ 75	1	faixa interna
Meio da seção	~ 50	1	$\kappa_{c,\theta M} = 1$

Cálculo da espessura desprezável "a_z" para pilares (Cap. 7, eq. 7.67):

$$a_z = w \cdot \left[1-\left(\frac{\kappa_{c,m}}{\kappa_{c,\theta_M}}\right)^{1,3}\right] = 0,15 \cdot \left[1-\left(\frac{0,756}{1}\right)^{1,3}\right] = 0,0457\ \text{m} = 45,7\ \text{mm} \tag{D.43}$$

Raio de giração da seção retangular reduzida:

$$i = \frac{b_{fi}}{\sqrt{12}} = \frac{300-2\cdot 45,7}{\sqrt{12}} = 60,2\ \text{mm} \tag{D.44}$$

Índice de esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{1650}{60,2} = 27,41 \tag{D.45}$$

Índice de esbeltez-limite calculado conforme a NBR 6118:2003 (eq. D.19). Por falta de dados, foi admitida a pior situação de carregamento, i.e., $\alpha_b = 1$; na prática, $\alpha_b < 1$.

$$\lambda_{lim} = \frac{25 + 12{,}5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12{,}5 \cdot \frac{0{,}042}{0{,}3 - 2 \cdot 0{,}0457}}{1} = 27{,}52 \tag{D.46}$$

O pilar pode ser considerado curto para a situação de incêndio, pois: $\lambda_{fi} = 27{,}41 < \lambda_{lim} = 27{,}52$. Não é necessário considerar efeitos de 2ª ordem.

A construção do diagrama de interação $M_{Rd,fi}$ x $N_{Rd,fi}$ para a seção reduzida é análoga àquela usando o Método dos 500 °C. Para o concreto, o valor de cálculo da resistência é:

$$f_{cd,\theta_M} = \kappa_{c,\theta_M} \cdot f_{cd} = \frac{\kappa_{c,\theta_M} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1{,}2} = 25\ \text{MPa} \tag{D.47}$$

O Método das Faixas considera a ductilidade do concreto a temperaturas elevadas, por meio do aumento da deformação última do concreto para a relação tensão-deformação parábola-retângulo. O valor da deformação última do concreto é calculado por:

$$\varepsilon_{c,\theta M} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\kappa_{c,\theta M}} = \frac{0{,}35\%}{1} = 0{,}35\% \tag{D.48}$$

Da eq. (D.48), a relação tensão-deformação do concreto é a mesma usada no projeto à temperatura ambiente (Figura D.5).

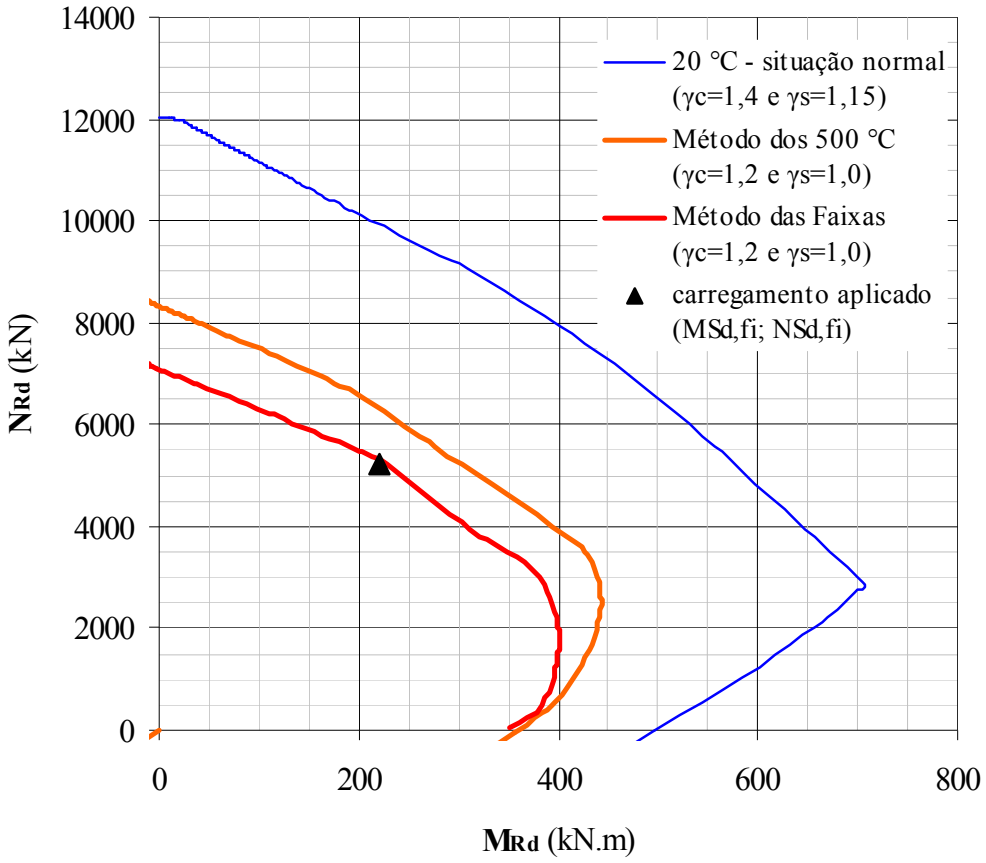
A construção do diagrama de interação $M_{Rd,fi}$ x $N_{Rd,fi}$ para a seção reduzida procedeu à semelhança do Método dos 500 °C, diferenciando apenas o valor da espessura desprezada na seção de concreto.

Comparando-se o par de esforços aplicados ($M_{Sd,fi}$; $N_{Sd,fi}$) com os valores limiares estabelecidos pela envoltória de esforços resistentes ($M_{Rd,fi}$; $N_{Rd,fi}$) da seção armada para o ELU em situação de incêndio (Figura D.6), o pilar **atende às exigências de resistência ao fogo para TRRF = 90 min**.

Para $N_{Rd,fi} = N_{Sd,fi} = 5280$ kN, o valor máximo do momento resistente é $M_{Rd,fi} = 228$ kN.m > $M_{Sd,fi} = 220$ kN.m → Ok!

Devido à espessura desprezável a_z ser maior que a_{500}, o Método das Faixas mostrou-se mais conservador que o Método dos 500 °C para este estudo de caso.

Em ambos os métodos simplificados, o efeito do carregamento de longa duração sobre a resistência característica à compressão do concreto foi considerado por meio do coeficiente α_{cc} = 0,85, seguindo-se as sugestões do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) para o uso desses métodos.



$M_{Sd,fi}$ = 220 kN*m; $N_{Sd,fi}$ = 5208 kN

Figura D.6: Diagrama de iteração $M_{Rd,fi}$ x $N_{Rd,fi}$ da seção de concreto armado sob flexão composta normal.