

	Agosto 2010	Projeto de Revisão da NBR 14323
<p>Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio</p> <p>Procedimento</p>		
<p>Origem: ABNT NBR 14323:1999 CB-02: Comitê Brasileiro de Construção Civil CE 02: ABNT NBR 14323:2010 – Steel and Composite Structures Fire Design for Buildings Descriptors: steel structures, composite steel and concrete structures, fire design, buildings É previsto para cancelar e substituir integralmente a ABNT NBR 14323:1999</p>		
<p>Palavras-chave: estruturas de aço, estruturas mistas de aço e concreto, segurança contra incêndio, edifícios</p>		<p>85 páginas</p>

Sumário

Prefácio
Introdução
1 Escopo
2 Referências
3 Definições
4 Símbologia
5 Propriedades dos materiais
6 Condições básicas para o dimensionamento estrutural
7 Dimensionamento por ensaios
8 Método simplificado de dimensionamento para estruturas de aço
9 Método simplificado de dimensionamento para estruturas mistas de aço e concreto
10 Métodos avançados de dimensionamento
11 Reutilização da estrutura após um incêndio
Anexo A (Normativo) - Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto
Anexo B (Normativo) - Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto
Anexo C (Normativo) - Dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto
Anexo D (Normativo) - Detalhes construtivos para estruturas mistas
Anexo E (Normativo) - Propriedades térmicas do aço
Anexo F (Normativo) - Propriedades térmicas do concreto
Anexo G (Normativo) – Método do tempo equivalente

Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB), dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS) e das Comissões de Estudo Especiais Temporárias (ABNT/CEET), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras das Diretivas ABNT, Parte 2.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) chama atenção para a possibilidade de que alguns dos elementos deste documento podem ser objeto de direito de patente. A ABNT não deve ser considerada responsável pela identificação de quaisquer direitos de patente.

Esta segunda edição cancela e substitui a edição anterior (ABNT NBR 14323:1999), a qual foi tecnicamente revisada.

Introdução

Para a elaboração desta Norma foi mantida a filosofia da edição anterior, de modo que a esta Norma cabe definir os princípios gerais que regem o dimensionamento em situação de incêndio das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações.

Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio

1 Escopo

1.1 Esta Norma, com base o método dos estados-limites, fixa as condições exigíveis para o dimensionamento em situação de incêndio das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações cobertas pela ABNT NBR 8800 e pela ABNT NBR 14762, conforme exigências de resistência ao fogo prescritas pela ABNT NBR 14432.

1.2 Projetos que favoreçam a prevenção ou a proteção contra incêndio, reduzindo o risco de incêndio ou sua propagação e especialmente facilitando a fuga dos usuários e a operação de combate, podem ter aliviadas as exigências em relação à resistência de sua estrutura ao fogo, conforme previsto na ABNT NBR 14432. Neste enfoque, no Anexo G desta Norma é apresentado um método para obtenção do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), como alternativa aos valores fornecidos pelo Anexo A da ABNT NBR 14432.

1.3 Entende-se por dimensionamento em situação de incêndio a verificação da estrutura aos estados-limites últimos aplicáveis em temperatura elevada. Esse dimensionamento deve evitar o colapso estrutural em condições que prejudiquem a fuga dos usuários da edificação e, quando for o caso, prejudiquem a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para as ações de combate ao fogo, aumentem o risco de propagação do fogo ou transmissão de calor e o risco à vizinhança.

1.4 Nas estruturas dimensionadas de acordo com esta Norma, não é necessário verificar os estados-limites de serviço.

1.5 As estruturas dimensionadas de acordo com esta norma devem ter sido projetadas à temperatura ambiente de acordo com a ABNT NBR 8800 ou a ABNT NBR 14762, a que for aplicável.

1.6 Para situações ou soluções construtivas não cobertas por esta Norma, o responsável técnico pelo projeto deve usar um procedimento aceito pela comunidade tecnocientífica, acompanhado de estudos para manter o nível de segurança previsto pela ABNT NBR 14432. Para situações ou soluções construtivas cobertas de maneira simplificada, o responsável técnico pelo projeto pode usar um procedimento mais preciso com os requisitos mencionados.

2 Referências

2.1 Normativas

Os documentos apresentados a seguir são indispensáveis à aplicação deste documento. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

ABNT NBR 5628:2001 - Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo - Método de ensaio

- ABNT NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento
- ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento
- ABNT NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento
- ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios
- ABNT NBR 14432:2000 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento
- ABNT NBR 14762:2010 - Projeto de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio
- ABNT NBR 15200:2004 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio
- ENV 13381-1:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 1: Horizontal protective membranes
- ENV 13381-2:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 2: Vertical protective membranes
- ENV 13381-3:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 3: Applied protection to concrete members
- ENV 13381-4:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 4: Applied protection to steel members
- ENV 13381-5:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 5: Applied protection to concrete/profiled sheet composite members
- ENV 13381-6:2002 – Tests methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow sheet columns
- Eurocode 1: 2002 - Actions on structures – Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire
- Eurocode 2: 2004 - Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- Eurocode 3: 2005 - Design of steel structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design
- LPS 1107:ISSUE 1 – Requirements, tests and methods of assessment of passive fire protection systems for structural steelwork, BRE

2.2 Laboratoriais

Os ensaios, citados em várias partes desta Norma, devem ser feitos em laboratório nacional comprovadamente habilitado ou laboratório estrangeiro com reconhecimento e aceitação por parte da comunidade técnico-científica internacional. Quando a norma a ser seguida no ensaio não for mencionada, cabe ao laboratório identificar e fazer uso de uma norma de reconhecida aplicabilidade ao caso em questão.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as seguintes definições:

3.1. ações térmicas - Ações na estrutura descritas por meio do fluxo de calor para os seus componentes.

3.2 elementos estruturais - Elementos com capacidade de resistir a esforços solicitantes e que fazem parte da estrutura, incluindo o contraventamento.

3.3 elementos estruturais protegidos - Elementos estruturais parcialmente ou totalmente revestidos ou em contato com elementos que absorvam calor, de modo a retardar sua elevação de temperatura em situação de incêndio.

3.4 elementos estruturais revestidos - Elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo.

3.5 estanqueidade - Capacidade do elemento de compartimentação (conforme a ABNT NBR 14432) de impedir a ocorrência em incêndio de rachaduras ou outras aberturas, através das quais podem passar chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão.

3.6 estruturas externas - Partes da estrutura situadas do lado externo de um edifício.

3.7 estruturas internas - Partes da estrutura situadas no interior de um edifício.

3.8 fluxo de calor - Energia térmica transferida por unidade de tempo e área.

3.9 incêndio-padrão – incêndio cuja curva temperatura versus tempo dos gases quentes é padronizada pela ABNT NBR 5628 (ver 3.9 da ABNT NBR 144323:2000).

3.10 isolamento térmico - Capacidade do elemento de compartimentação (conforme a ABNT NBR 14432) de impedir a ocorrência, na face não-exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura superiores a 140°C, na média dos pontos da medida, ou superiores a 180°C, em qualquer ponto da medida.

3.11 material de revestimento contra fogo – material que devido às suas propriedades térmicas e físicas retarda a elevação de temperatura de um elemento estrutural revestido em situação de incêndio.

3.12 tempo de resistência ao fogo - Tempo durante o qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio-padrão (ver 3.9), definido na ABNT NBR 5628, não sofre colapso estrutural.

3.13 temperatura ambiente - Temperatura suposta igual a 20°C.

4 Simbologia

A simbologia adotada nesta Norma é constituída por símbolos-base (mesmo tamanho e no mesmo nível do texto corrente) e símbolos subscritos.

Os símbolos-base utilizados com mais freqüência encontram-se estabelecidos em 4.1 e os símbolos subscritos em 4.2.

A simbologia geral encontra-se estabelecida nesta Subseção e a simbologia mais específica de algumas partes desta Norma é apresentada nas seções pertinentes, com objetivo de simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos.

4.1 Símbolos-base

Alguns símbolos-base apresentados a seguir estão acompanhados de símbolos subscritos, com objetivo de simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos.

4.1.1 Letras romanas minúsculas

a - coeficiente

b - largura efetiva da laje de concreto; largura; coeficiente

b_c - largura da seção mista

b_f - largura da mesa do perfil de aço

c - cobrimento de concreto para o perfil de aço

c_a - calor específico do aço

c_c - calor específico do concreto

c_c^* - constante que leva em conta a umidade presente no concreto

c_m - calor específico do material de revestimento contra fogo

d - altura; diâmetro; coeficiente

d_c - altura da seção mista

e - espessura de fatia de laje de concreto

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

$f_{ck,\theta}$ - resistência característica à compressão do concreto em temperatura elevada

f_u - resistência à ruptura do aço laminado à temperatura ambiente

f_y - resistência ao escoamento do aço laminado à temperatura ambiente

f_{y0} - resistência ao escoamento do aço trefilado à temperatura ambiente

$f_{y,\theta}$ - resistência ao escoamento do aço laminado em temperatura elevada

$f_{y0,\theta}$ - resistência ao escoamento do aço trefilado em temperatura elevada

f_{ys} - resistência ao escoamento do aço da armadura à temperatura ambiente

h - altura da alma; altura do piso mais elevado; altura

h_{ef} - altura efetiva para laje de concreto

$k_{c,\theta}$ - fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{E,\theta}$ - fator de redução para o módulo de elasticidade do aço laminado em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{Eo,\theta}$ - fator de redução para o módulo de elasticidade do aço trefilado em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{Es,\theta}$ - fator de redução para o módulo de elasticidade das armaduras em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

k_{sh} - fator de correção para o efeito de sombreamento

$k_{y,\theta}$ - fator de redução para a resistência ao escoamento do aço laminado em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{yo,\theta}$ - fator de redução para a resistência ao escoamento do aço trefilado em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{ys,\theta}$ - fator de redução para a resistência ao escoamento do aço das armaduras em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

$k_{\sigma,\theta}$ - fator de redução para a resistência ao escoamento do aço laminado das seções sujeitas à flambagem local em temperatura elevada relativo ao valor à temperatura ambiente

k_t - coeficiente

$q_{fi,d}$ - carga uniformemente distribuída de cálculo em situação de incêndio

$q_{fi,k}$ - carga de incêndio específica característica

t - tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF); espessura

t_c - espessura da laje de concreto

t_e - tempo equivalente

t_f - espessura da mesa do perfil de aço

t_m - espessura do material de revestimento contra fogo

t_w - espessura da alma

u - perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio

u_f - distância mínima do eixo da barra da armadura em relação à forma de aço

u_m - perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo

u_s - distância mínima da face do concreto ao eixo das barras da armadura

u_{sm} - média geométrica das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do concreto

u_1 - distância do eixo da barra da armadura à face interna da mesa do perfil metálico

u_2 - distância do eixo da barra da armadura à superfície do concreto

4.1.2 Letras romanas maiúsculas

A_c - área de concreto

A_{ef} - área efetiva

A_f - área total do piso do compartimento

A_g - área bruta da seção transversal da barra de aço

A_h - área de ventilação horizontal

A_s - área de armadura

A_v - área de ventilação vertical para o ambiente externo do compartimento

E - módulo de elasticidade de todos os tipos do aço à temperatura ambiente

E_c - módulo de elasticidade secante inicial do concreto à temperatura ambiente

$E_{cu,\theta}$ - módulo de elasticidade do concreto em temperatura elevada

E_θ - módulo de elasticidade do aço laminado em temperatura elevada

$E_{o,\theta}$ - módulo de elasticidade do aço treilado em temperatura elevada

$F_{G,k}$ - valor característico das ações permanentes

$F_{Q,k}$ - valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação

$F_{Q,exc}$ - valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio

H - altura do compartimento (distância do piso ao teto)

I - momento de inércia

L - comprimento, altura do andar

$L_{e,fi}$ - comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio

M - momento fletor

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente

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

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

$M_{p\ell}$ - momento de plastificação à temperatura ambiente

$M_{x,fi,Rd}$ - momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio em relação ao eixo x

$M_{y,fi,Rd}$ - momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio em relação ao eixo y

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

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

$N_{fi,e}$ - carga de flambagem elástica em situação de incêndio

$N_{fi,p\ell,Rd}$ - força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio

$N_{fi,Rd}$ - força axial resistente de cálculo de uma barra axialmente tracionada ou comprimida em situação de incêndio

$N_{fi,Sd}$ - força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio

N_{Rd} - força axial de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente

N_s - força axial de tração resistente proporcionada pela armadura à temperatura ambiente

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

$S_{fi,d}$ - esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio

$V_{fi,Rd}$ - força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio

W - módulo resistente elástico da seção transversal; fator que depende da área de ventilação e da altura do compartimento

W_{ef} - módulo resistente elástico da seção transversal efetiva

4.1.3 Letras gregas minúsculas

α - coeficiente

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção

χ_{fi} - fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio

χ_{dist} - fator de redução da força axial de compressão resistente associado à flambagem local

ε_{cu} - deformação do concreto

ε_{res} - emissividade resultante

ϕ - fator de configuração ou fator de vista da mesa superior da fôrma de aço

γ_{al} - coeficiente de ponderação da resistência do aço

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_g - coeficiente de ponderação para ação permanente

γ_n - fator que depende das medidas de proteção ativa da edificação

γ_r - fator que depende do risco de ativação do incêndio

γ_s - fator que depende da altura do piso mais elevado da edificação e da área do compartimento

η_{fi} - nível de carga

φ - valor do fluxo de calor por unidade de área

φ_c - componente do fluxo de calor devido à convecção

φ_θ - coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas

φ_r - componente do fluxo de calor devido à radiação

κ_1 - fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal

κ_2 - fator de correção para temperatura não-uniforme no comprimento de um elemento estrutural

λ - parâmetro de esbeltez à temperatura ambiente

λ_a - condutividade térmica do aço

λ_c - condutividade térmica do concreto

λ_m - condutividade térmica do material de revestimento contra fogo

λ_o - índice de esbeltez reduzido para barras submetidas à compressão axial à temperatura ambiente

$\lambda_{o,fi}$ - índice de esbeltez reduzido para barras submetidas à compressão em temperatura elevada

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação à temperatura ambiente

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação em situação de incêndio

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em situação de incêndio

θ_a - temperatura do aço

θ_c - temperatura do concreto

θ_g - temperatura dos gases

θ_s - temperatura da armadura

$\theta_{a,t}$ - temperatura do aço no tempo t

$\theta_{g,t}$ - temperatura dos gases no tempo t

ρ_a - massa específica do aço

ρ_c - massa específica do concreto

ρ_m - massa específica do material de revestimento contra fogo

4.1.4 Letras gregas maiúsculas

Δ - aumento; elevação; variação

Σ - somatório

4.2 Símbolos subscritos

4.2.1 Letras romanas minúsculas

a - aço

b - caixa

c - concreto; convecção; compressão

d - de cálculo

dist - distorcional

ef - efetivo (a)

eq - equivalente

f - mesa; piso; fôrma de aço

fi - em situação de incêndio; mesa inferior

fs - mesa superior

g - bruta

h - horizontal

i - inferior

k - característico

m - material de revestimento contra fogo

o - relacionado aos aços trefilados

pℓ - plastificação

s - superior; armadura

t - tempo

u - relacionado à resistência à ruptura

v - vertical

w - alma

x - relacionado ao eixo x

y - relacionado ao eixo y ou à resistência ao escoamento do aço

4.2.2 Letras romanas maiúsculas

Rd - resistente de cálculo

Sd - solicitante de cálculo

4.2.3 Letras gregas minúsculas

μ - excentricidade

θ - temperaturas

5 Propriedades dos Materiais

5.1 Aço

As propriedades mecânicas e térmicas apresentadas respectivamente nas subseções 5.1.1 e 5.1.2 aplicam-se, em princípio, em temperatura elevada, aos aços de uso estrutural permitido pela ABNT NBR 8800 ou ABNT NBR 14762. Caso algum aço estrutural possua propriedades diferentes das apresentadas, ou fique com propriedades diferentes em virtude de trabalhos realizados para formação ou revestimento de perfis ou composição da estrutura, os valores dessas novas propriedades devem ser utilizados. Tais valores, todavia, devem ser obtidos de literatura aceita cientificamente ou de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro.

5.1.1 Propriedades mecânicas

5.1.1.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

5.1.1.1.1 Para taxa de aquecimento entre 2°C/min e 50°C/min, a Tabela 1 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência ao escoamento do aço laminado (aço utilizado nos perfis estruturais e barras de armadura CA-50), a resistência ao escoamento do aço trefilado (barras de armadura CA-60), o módulo de elasticidade do aço laminado e o módulo de elasticidade do aço trefilado, em temperatura elevada, respectivamente $k_{y,\theta}$, $k_{y_0,\theta}$, $k_{E,\theta}$ e $k_{E_0,\theta}$, de modo que (ver 5.1.1.1.1):

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

$$k_{y_0,\theta} = \frac{f_{y_0,\theta}}{f_{y_0}}$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$$

$$k_{E_0,\theta} = \frac{E_{0,\theta}}{E}$$

onde:

$f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço laminado a uma temperatura θ_a ;

f_y é a resistência ao escoamento do aço laminado a 20°C;

$f_{y_0,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço trefilado a uma temperatura θ_a ;

f_{y_0} é a resistência ao escoamento do aço trefilado a 20°C;

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

$E_{o,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço trefilado a uma temperatura θ_a ;

E é o módulo de elasticidade de todos os aços a 20°C.

Tabela 1 - Fatores de redução do aço

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados ^{a)} $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados ^{a)} $k_{y_o,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados ^{a)} $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados ^{a)} $k_{E_o,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

^{a)} Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

5.1.1.1.2 Para a taxa de aquecimento citada em 5.1.1.1.1, a Tabela 2 fornece os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência ao escoamento do aço das seções sujeitas à flambagem local, em temperatura elevada, $k_{\sigma,\theta}$, de modo que:

$$k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

Tabela 2 - Fator de redução para a resistência ao escoamento de seções sujeitas à flambagem local

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução ^{a)} $k_{\sigma,\theta}$
20	1,000
100	1,000
200	0,890
300	0,780
400	0,650
500	0,530
600	0,300
700	0,130
800	0,070
900	0,050
1000	0,030
1100	0,020
1200	0,000

^{a)} Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

5.1.1.2 Massa específica

A massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura, e igual a:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$$

5.1.2 Propriedades térmicas

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços estruturais com a temperatura são fornecidas no Anexo E.

5.2 Concreto

As propriedades mecânicas e térmicas apresentadas respectivamente nas subseções 5.2.1 e 5.2.2 aplicam-se, em princípio, em temperatura elevada, aos concretos normalmente usados na construção, para fins estruturais, previstos pela ABNT NBR 8800 para uso nas estruturas mistas de aço e concreto. Caso algum concreto possua propriedades diferentes das apresentadas, os valores dessas propriedades devem ser utilizados. Tais valores, todavia, devem ser obtidos de literatura aceita cientificamente ou de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro.

5.2.1 Propriedades mecânicas

5.2.1.1 Resistência característica à compressão

5.2.1.1.1 A Tabela 3 fornece os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para a resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal e de baixa densidade, em temperatura elevada, $k_{c,\theta}$, de modo que:

$$k_{c,\theta} = \frac{f_{ck,\theta}}{f_{ck}}$$

onde:

$f_{ck,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal ou de baixa densidade a uma temperatura θ_c ;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal ou de baixa densidade a 20°C.

5.2.1.1.2 A Tabela 3 mostra também a deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ck,\theta}$, representada por $\varepsilon_{cu,\theta}$.

Tabela 3 - Fatores de redução do concreto

Temperatura do concreto θ_c (°C)	Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto ^{a)}		Deformação do concreto de densidade normal correspondente a $f_{ck,\theta}$ ^{a)} $\varepsilon_{cu,\theta} \cdot X \cdot 10^3$
	$k_{c,\theta}$		
	Densidade normal	Baixa densidade	
20	1,000	1,000	2,5
100	1,000	1,000	3,5
200	0,950	1,000	4,5
300	0,850	1,000	6,0
400	0,750	0,880	7,5
500	0,600	0,760	9,5
600	0,450	0,640	12,5
700	0,300	0,520	14,0
800	0,150	0,400	14,5
900	0,080	0,280	15,0
1000	0,040	0,160	15,0
1100	0,010	0,040	15,0
1200	0,000	0,000	15,0

^a Para valores intermediários da temperatura do concreto pode ser feita interpolação linear.

5.2.1.2 Massa específica

5.2.1.2.1 A massa específica do concreto de densidade normal pode ser considerada independente da temperatura, e igual a:

$$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

5.2.1.2.2 A massa específica do concreto de baixa densidade pode ser considerada independente da temperatura e deve ser obtida por ensaios, necessitando situar-se entre 1500 kg/m³ e 2200 kg/m³.

5.2.2 Propriedades térmicas

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica do concreto de densidade normal e do concreto de baixa densidade com a temperatura são fornecidas no anexo F.

5.3 Materiais de revestimento contra fogo

As propriedades térmicas e mecânicas e o comportamento dos materiais de revestimento contra fogo devem ser determinadas por ensaios, de acordo com a ABNT NBR 5628 ou com a ENV 13381 (partes 1 a 6, a que for aplicável).

6 Considerações básicas para dimensionamento estrutural

6.1 Generalidades

6.1.1 O dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser feito por meio de resultados de ensaios, de acordo com a Seção 7, ou por meio de métodos analíticos de cálculo. Nesse último caso, pode ser usado o método simplificado de dimensionamento, descrito na Seção 8, ou um

método avançado de dimensionamento, obedecendo-se as diretrizes apresentadas na Seção 9, ou ainda por uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

6.1.2 O dimensionamento por meio de resultados de ensaios deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 5628, ASTM E119, ENV 13381 (partes 1 a 6) e LPS 1107, onde aplicável.

6.1.3 O dimensionamento por meio de métodos analíticos deve ser feito levando-se em consideração que as propriedades mecânicas do aço e do concreto debilitam-se progressivamente com o aumento de temperatura e como consequência, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural ou ligação como resultado de sua incapacidade de resistir às ações aplicadas.

6.1.4 O método simplificado de dimensionamento descrito na Seção 8 se aplica aos elementos que compõem a estrutura isoladamente.

6.1.5 Os métodos avançados de dimensionamento são aqueles em que os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas.

6.2 Condições de segurança

As condições de segurança de uma estrutura em situação de incêndio podem ser expressas por:

$$\Phi(S_{fi,d}, R_{fi,d}) \geq 0$$

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços solicitantes, as condições de segurança podem ser expressas da seguinte forma simplificada:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d}$$

onde:

$S_{fi,d}$ é o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir das combinações de ações apresentadas em 6.3;

$R_{fi,d}$ é o esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado-limite último em consideração, em situação de incêndio, determinado obedecendo-se a 6.4.

6.3 Combinações de ações para os estados-limites últimos

As combinações de ações para os estados-limites últimos em situação de incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a ABNT NBR 8681. Deve-se considerar que as ações transitórias excepcionais, ou sejam, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio, têm um tempo de atuação muito pequeno. Dessa forma, as combinações de ações podem ser expressas por:

- em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21F_{Q,k}$$

- em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28F_{Q,k}$$

- em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42F_{Q,k}$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$ é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis à segurança e dado pela Tabela 4 ou, opcionalmente, pela Tabela 5, para ações permanentes desfavoráveis à segurança.

Tabela 4 - Coeficiente γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente

Ações permanentes diretas	γ_g
Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	1,15
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,30

Tabela 5 - Coeficientes γ_g para ações permanentes diretas agrupadas

Tipo de edificação	γ_g
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5 kN/m ²	1,15
Edificação onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5 kN/m ²	1,20

6.4 Esforço resistente de cálculo

Para os estados-limites últimos em situação de incêndio, o esforço resistente de cálculo deve ser determinado usando-se coeficiente de ponderação unitário. Dessa forma, esse esforço resistente fica com o mesmo valor do esforço resistente nominal correspondente. Assim, nesta Norma, por simplicidade, o coeficiente de ponderação da resistência não aparece explicitado na expressão do esforço resistente de cálculo.

7 Dimensionamento por ensaios

7.1. Os componentes estruturais cobertos por esta Norma (ver 1.1), envolvidos ou não por material de revestimento contra fogo, podem ter sua resistência ao fogo determinada a partir de resultados de ensaios.

7.2 A espessura necessária dos materiais de revestimento contra fogo deve ser obtida a partir de resultados de ensaios.

8 Método simplificado de dimensionamento para estruturas de aço

8.1 Curva temperatura-tempo e distribuição de temperatura nos elementos estruturais

8.1.1 A distribuição de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais de aço deve ser determinada por métodos comprovados cientificamente. Um método simples que pode ser utilizado é fornecido em 8.5.

8.1.2 As expressões para obtenção dos valores da capacidade resistente dos elementos estruturais de aço, fornecidas em 8.4, se aplicam à situação em que a distribuição de temperatura na seção transversal seja uniforme. No caso de ser adotada a exposição ao incêndio-padrão, essas expressões podem também ser empregadas, de forma conservadora, quando se tem uma distribuição não-uniforme, com os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade correspondendo à maior temperatura da seção transversal. A consideração mais precisa da distribuição não-uniforme pode ser feita usando-se Eurocode 3 Part 1-2, com os devidos ajustes para manter o nível de segurança previsto por esta Norma.

8.2 Determinação dos esforços solicitantes de cálculo

8.2.1 Nas estruturas de pequena e média deslocabilidades, os esforços solicitantes de cálculo podem ser obtidos por meio de análise estrutural global elástica linear, mas considerando o efeito local de segunda ordem ($P-\delta$) conforme 8.2.3. Nessas estruturas, os efeitos das imperfeições iniciais podem ser desprezados. Nas estruturas de grande deslocabilidade, os esforços solicitantes de cálculo devem ser determinados usando-se os procedimentos da ABNT NBR 8800. A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais deve ser feita à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 8800.

8.2.2 Devem ser utilizadas as combinações de ações dadas em 6.3. No caso de ser adotada a exposição ao incêndio-padrão, adicionalmente:

- os efeitos das deformações térmicas resultantes dos gradientes térmicos ao longo da altura da seção transversal das barras podem ser desprezados, caso o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), obtido da ABNT NBR 14432, não seja inferior a 30 minutos;

- os efeitos das expansões térmicas das barras podem ser sempre desprezados.

8.2.3 Para consideração do efeito local decorrente da não-linearidade geométrica (segunda ordem), se a força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio da barra considerada for de compressão, os momentos fletores das estruturas de pequena e média deslocabilidades, obtidos da análise estrutural citada em 8.1.1, devem ser multiplicados diretamente por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}} \geq 1,0$$

onde:

$N_{fi,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra;

$N_{fi,e}$ é a força axial que provoca a flambagem elástica da barra em situação de incêndio, no plano de atuação do momento fletor, dada por:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,0} f_y}{\lambda_{0,fi}^2}$$

C_m é um coeficiente cujo valor deve ser obtido da seguinte maneira:

- se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_{fi,Rd,1}}{M_{fi,Rd,2}}$$

sendo $M_{fi,Rd,1}/M_{fi,Rd,2}$ a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples;

- se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,00;

$\lambda_{0,fi}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado em 8.4.2.1.4.

Se a força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio da barra considerada for de tração, deve-se tomar B_1 igual a 1,0.

8.2.4 Simplificadamente, em vez das prescrições de 6.3, 8.2.1 e 8.2.3, permite-se adotar para os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio um valor igual a 60% dos esforços empregados no dimensionamento à temperatura ambiente, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento.

8.3 Estados-limites últimos e determinação dos esforços resistentes de cálculo

8.3.1 Os estados-limites últimos a serem verificados são os mesmos previstos pela ABNT NBR 8800 ou ABNT NBR 14762, a que for aplicável, para o dimensionamento à temperatura ambiente, com exceção daqueles relacionados à ruptura da seção líquida, que não precisam ser considerados em situação de incêndio.

8.3.2 Os esforços resistentes de cálculo para os estados-limites últimos aplicáveis, $R_{fi,d}$, devem ser determinados observando-se o disposto em 6.4 e considerando a variação das propriedades mecânicas do aço e do concreto com a temperatura, conforme a Seção 5. Em 8.4, $R_{fi,d}$ torna-se $M_{fi,Rd}$, $N_{fi,Rd}$, etc., separadamente ou em combinação, e o valor correspondente do esforço solicitante, $S_{fi,d}$, torna-se $M_{fi,Sd}$, $N_{fi,Sd}$, etc.

8.4 Capacidade resistente dos elementos estruturais de aço

8.4.1 Barras submetidas à força axial de tração

8.4.4.1 Esta Subseção aplica-se a barras de aço axialmente tracionadas, com perfis previstos pela ABNT NBR 8800 e pela ABNT NBR 14762.

8.4.4.2 A força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço axialmente tracionada, para o estado-limite último de escoamento da área bruta, é igual a:

$$N_{fi,Rd} = k_{y,0} A_g f_y$$

8.4.2 Barras submetidas à força axial de compressão

8.4.2.1 Perfis previstos pela ABNT NBR 8800 não sujeitos à flambagem local

8.4.2.1.1 Esta Subseção aplica-se a barras de aço axialmente comprimidas, com perfis previstos pela ABNT NBR 8800, não sujeitas à flambagem local em situação de incêndio, ou seja, barras cujos elementos componentes da seção transversal não possuam relação entre largura e espessura (b/t) superior ao valor correspondente de $(b/t)_{fi,lim}$. A relação (b/t) é definida no Anexo F da ABNT NBR 8800:2008 e o valor correspondente de $(b/t)_{fi,lim}$ é dado na Tabela F.1 desse mesmo anexo, multiplicando-se $(b/t)_{lim}$ dessa tabela por um fator de correção igual 0,85.

8.4.2.1.2 A força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço, considerando o estado-limite último de instabilidade da barra como um todo, é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,0} A_g f_y$$

onde:

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado em 8.4.2.1.3;

$k_{y,0}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço, dado em 5.1.1.1.1.

8.4.2.1.3 O valor de χ_{fi} deve ser obtido pela expressão:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}}$$

com

$$\varphi_{0,fi} = 0,5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2)$$

e

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

sendo $\lambda_{0,fi}$ o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado por

$$\lambda_{0,fi} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido de barras comprimidas à temperatura ambiente, determinado de acordo com a ABNT NBR 8800. De forma simplificada, pode ser adotar:

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85}$$

8.4.2.1.4 O comprimento de flambagem para o dimensionamento em situação de incêndio, $L_{e,fi}$, pode ser determinado como no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, os pilares contínuos dos andares intermediários de edifícios de vários andares podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam esse compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar e que a estrutura seja de pequena deslocabilidade (Figura 1). Os pilares do primeiro pavimento devem ser considerados com rotação impedida acima do compartimento incendiado e os pilares do último pavimento devem ser considerados com rotação impedida apenas abaixo do compartimento incendiado.

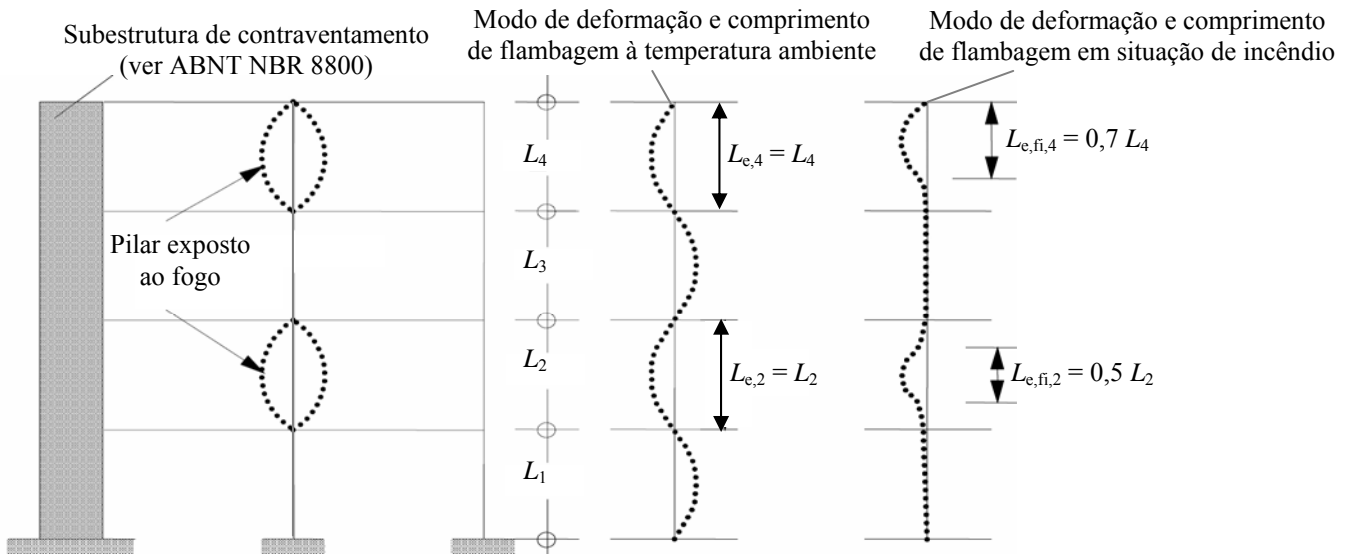


Figura 1 – Comportamento estrutural de pilares em estruturas de pequena deslocabilidade

8.4.2.2 Perfis previstos pela ABNT NBR 8800 sujeitos à flambagem local e perfis previstos pela ABNT NBR 14762

8.4.2.2.1 Nas barras de aço axialmente comprimidas com perfis previstos pela ABNT NBR 8800, sujeitas à flambagem local em situação de incêndio, ou seja, barras cujos elementos componentes da seção transversal possuam relação entre largura e espessura (b/t) superior a $(b/t)_{lim,fi}$, com (b/t) e $(b/t)_{lim,fi}$ determinados conforme 8.4.2.1.1, e com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, em que a área efetiva da seção transversal da barra, A_{ef} , determinada conforme procedimentos da ABNT NBR 14762, seja inferior à área bruta da seção transversal da barra, A_g , a força axial resistente de cálculo deve ser obtida de acordo com 8.4.2.2.2.

8.4.2.2.2 A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço conforme 8.4.2.1.1 pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef,fi} f_y$$

onde:

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado em 8.4.2.1.3;

$k_{\sigma,\theta}$ é o fator de redução de tensão do aço, dado em 5.1.1.1.2;

$A_{ef,fi}$ é a área efetiva da seção transversal em situação de incêndio considerando a flambagem local, determinada conforme 8.4.2.2.3.

8.4.2.2.3 A área efetiva da seção transversal em situação de incêndio, $A_{ef,fi}$, deve ser determinada multiplicando-se o valor da área bruta pelo fator de redução total Q , dado pela ABNT NBR 8800, ou pela ABNT NBR 14762, a que for aplicável. No entanto, em ambos os casos, em todo o procedimento, deve-se multiplicar o valor do módulo de elasticidade E pelo fator de redução $k_{E,\theta}$ e valor da

resistência ao escoamento f_y pelo fator de redução $k_{y,\theta}$, com ambos os fatores dados na Tabela 1. De forma simplificada, pode ser adotar:

$$\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 0,85$$

8.4.2.2.4 Nas barras de aço axialmente comprimidas com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, sujeitos à instabilidade distorcional, em que a área efetiva da seção transversal da barra à temperatura ambiente, A_{ef} , determinada conforme a ABNT NBR 14762, seja inferior à área bruta da seção transversal da barra, A_g , a força axial resistente de cálculo deve ser a menor entre a obtida de acordo com 8.4.2.2.2 e a seguinte:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{dist} k_{\sigma,\theta} A_g f_y$$

onde χ_{dist} é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem distorcional, calculado conforme previsto na ABNT NBR 14762.

8.4.2.2.5 Nas barras de aço axialmente comprimidas, com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, em que a área efetiva da seção transversal da barra à temperatura ambiente, A_{ef} , determinada conforme procedimentos da ABNT NBR 14762, seja igual à área bruta da seção transversal da barra, A_g , a força axial resistente de cálculo em situação de incêndio deve ser obtida de acordo com 8.4.2.2.2 e 8.4.2.2.4, empregando-se $k_{y,\theta}$ no lugar de $k_{\sigma,\theta}$.

8.4.3 Barras submetidas a momento fletor e força cortante

8.4.3.1 Aplicabilidade

8.4.3.1.1 Nesta Subseção são apresentadas as prescrições para dimensionamento aos efeitos do momento fletor e da força cortante de barras de aço fletidas que atendam às condições previstas no Anexo G da ABNT NBR 8800:2008 e na ABNT NBR 14762.

8.4.3.1.2 Nesta Subseção, os fatores de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, nos casos de estado-limite último de flambagem local decorrente do momento fletor e de flambagem da alma por força cortante, referem-se ao elemento tratado, e no caso de estado-limite último de flambagem lateral com torção, à mesa comprimida. Simplificadamente, pode-se determinar esses dois fatores usando a máxima temperatura da seção transversal.

8.4.3.2 Efeito do momento fletor em barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800

8.4.3.2.1 O valor do parâmetro de esbeltez λ para os estados-limites últimos relacionados à atuação do momento fletor deve ser determinado como no anexo G da ABNT NBR 8800:2008.

8.4.3.2.2 Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio, respectivamente $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, devem ser determinados usando-se os procedimentos do anexo G da ABNT NBR 8800:2008, multiplicando-se respectivamente os valores de λ_p e λ_r por 0,85.

8.4.3.2.3 O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$, de uma barra fletida é igual a:

- para os estados-limites aplicáveis de flambagem local, definidos no Anexo G da ABNT NBR 8800:2008, em pelo menos um dos elementos componentes da seção transversal:

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

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_y$$

- se $\lambda > \lambda_{r,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{\sigma,\theta} M_y \text{ (exceto para FLA)}$$

onde:

$M_{p\ell}$ é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

κ_1 e κ_2 são fatores de correção dados em 8.4.3.2.5 e 8.4.3.2.6, respectivamente;

M_y é o momento fletor corresponde ao início do escoamento à temperatura ambiente, desprezando-se as tensões residuais, cujo valor é igual ao produto $W_{\min} f_y$, com W_{\min} igual ao módulo resistente elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

- para o estado-limite de flambagem lateral com torção, quando aplicável segundo o Anexo G da ABNT NBR 8800:2008:

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

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

- se $\lambda > \lambda_{p,fi}$,

$$M_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} M_{p\ell}$$

onde χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado em 8.4.2.1.3, porém fazendo

$$\lambda_{0,fi} = \lambda \sqrt{\frac{W k_{y,\theta} f_y}{k_{E,\theta} M_{cr}}}$$

com λ , M_{cr} e W obtidos da ABNT NBR 8800:2008 (nos perfis em que o eixo de flexão não é de simetria, W deve ser substituído por W_c). De forma simplificada, pode ser adotado $\sqrt{k_{E,\theta}/k_{y,\theta}} = 0,85$.

8.4.3.2.5 O fator de correção κ_1 leva em conta efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal e tem os seguintes valores:

- para uma viga com todos os quatro lados expostos: 1,00;
- para uma viga envolvida por material de revestimento contra fogo, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,40;
- para uma viga sem material de revestimento contra fogo, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,15.

8.4.3.2.6 O fator de correção κ_2 leva em conta efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra e tem os seguintes valores:

- nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada: 1,15;
- em todos os outros casos: 1,00.

8.4.3.3 Efeito do momento fletor em barras com perfis previstos pela ABNT NBR 14762

8.4.3.3.1 Nas barras de aço sob momento fletor com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, em que a área efetiva da seção transversal da barra, A_{ef} , determinada conforme procedimentos da ABNT NBR 14762, seja inferior à área bruta da seção transversal da barra, A_g , o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio deve ser obtido de acordo com a seguinte equação:

$$M_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} W_{ef,fi} f_y$$

onde $W_{ef,fi}$ é o módulo resistente elástico da seção transversal efetiva para considerar a instabilidade local em situação de incêndio, determinado conforme 8.4.3.3.2.

8.4.3.3.2 O módulo resistente elástico da seção transversal efetiva para considerar a instabilidade local em situação de incêndio, $W_{ef,fi}$, deve ser determinado usando-se os procedimentos da ABNT NBR 14762 por meio do método das larguras efetivas, porém multiplicando-se o módulo de elasticidade E pelo fator de redução $k_{E,\theta}$ e a resistência ao escoamento f_y pelo fator de redução $k_{y,\theta}$, com ambos os fatores dados na Tabela 1. De forma simplificada, pode ser adotar:

$$\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 0,85$$

8.4.3.3.3 Nas barras de aço sob momento fletor, com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, sujeitos à instabilidade distorcional, em que a área efetiva da seção transversal da barra, A_{ef} , determinada conforme procedimentos da ABNT NBR 14762, seja inferior à área bruta da seção transversal da barra, A_g , o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio deve ser o menor valor entre o obtido de acordo com 8.4.3.3.1 e o seguinte:

$$M_{fi,Rd} = \chi_{dist} k_{\sigma,\theta} W f_y$$

onde χ_{dist} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional, calculado conforme previsto na ABNT NBR 14762.

8.4.3.3.4 Nas barras de aço sob momento fletor, com perfis previstos pela ABNT NBR 14762, em que a área efetiva da seção transversal da barra, A_{ef} , determinada conforme procedimentos da ABNT NBR 14762, seja igual à área bruta da seção transversal da barra, A_g , o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio deve ser obtido de acordo com 8.4.3.3.1 e 8.4.3.3.3, empregando-se $k_{y,\theta}$ no lugar de $k_{\sigma,\theta}$.

8.4.3.4 Efeito da força cortante

8.4.3.3.1 A força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio, $V_{fi,Rd}$, deve ser determinada usando-se o prescrito na ABNT NBR 8800 ou na ABNT NBR 14762, o que for aplicável, tomando-se o coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} igual a 1,0, e:

- multiplicando-se os valores de λ_p e λ_r por 0,85, para obtenção de $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, respectivamente (deve-se usar $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, no lugar de λ_p e λ_r , respectivamente);
- multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade E por $k_{E,\theta}$;
- multiplicando-se, nas seções em que λ não supere $\lambda_{r,fi}$, a resistência ao escoamento f_y por $k_{y,\theta}$ e, nas seções em que λ supere $\lambda_{r,fi}$, por $k_{\sigma,\theta}$.

8.4.4 Barras submetidas à combinação de esforços solicitantes

8.4.4.1 Combinação de força axial e momentos fletores em barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800

Para barras de aço em situação de incêndio cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria, sujeitas aos efeitos combinados de força axial de tração ou compressão e momento fletor em torno de um ou dos dois eixos centrais de inércia da seção transversal, deve ser atendida a expressão de interação:

$$\text{- se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\text{- se } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} < 0,2$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{2 N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

$N_{fi,Sd}$ é a força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio, de tração ou compressão, considerada constante ao longo da barra;

$N_{fi,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo em situação de incêndio, determinada conforme 8.4.1 para barras tracionadas, ou conforme 8.4.2 para barras comprimidas;

$M_{x,fi,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em relação ao eixo x;

$M_{y,fi,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em relação ao eixo y;

$M_{x,fi,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em relação ao eixo x, determinado conforme 8.4.3;

$M_{y,fi,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em relação ao eixo y, determinado conforme 8.4.3.

8.4.4.2 Combinação de força axial e momentos fletores em barras formadas por perfis previstos pela ABNT NBR 14762

Para barras de aço em situação de incêndio cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria, sujeitas aos efeitos combinados de força axial de tração ou compressão e momento fletor em torno de um ou dos dois eixos centrais de inércia da seção transversal, deve ser atendida a expressão de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,x,Sd}}{M_{fi,x,Rd}} + \frac{M_{fi,y,Sd}}{M_{fi,y,Rd}} \leq 1,0$$

8.4.5 Ligações

Pode-se dispensar a verificação das ligações entre elementos estruturais de aço em situação de incêndio, se as mesmas forem envolvidas por material de revestimento contra fogo com a maior espessura entre aquelas dos elementos estruturais conectados (se todos os elementos conectados puderem ficar sem material de revestimento contra fogo, a ligação também pode ficar nessa condição).

8.5 Elevação da temperatura do aço

8.5.1 Elementos estruturais pertencentes a estruturas internas

8.5.1.1 Elementos estruturais sem revestimento contra fogo

8.5.1.1.1 Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius, de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A_g)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t$$

onde:

k_{sh} é um fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1,0 ou determinado conforme 8.5.1.1.2;

u/A_g é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, em um por metro;

u é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, em metros;

A_g é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural, em metros quadrados;

ρ_a é a massa específica do aço, conforme 5.1.1.2, em quilogramas por metro cúbico;

c_a é o calor específico do aço, conforme 5.1.2, em joules por quilograma e por grau Celsius;

φ é o valor do fluxo de calor por unidade de área, dado em 8.5.1.1.3, em watts por metro quadrado;

Δt é o intervalo de tempo, em segundos (ver 8.5.1.1.4).

8.5.1.1.2 Em seções I ou H expostas ao incêndio-padrão, o fator de correção para o efeito de sombreamento é dado por:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)}$$

onde $(u/A_g)_b$ é valor de caixa do fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e sua área da seção transversal (em uma seção I ou H com altura d e largura das mesas b , o perímetro é igual a $2db$)

Em seções transversais fechadas, como as seções-caixão e tubulares circulares e retangulares, e seções sólidas, como as retangulares, totalmente expostas ao incêndio, k_{sh} é igual a 1,0.

8.5.1.1.3 O valor de φ , em watt por metro quadrado, é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r$$

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$$

e

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

onde:

φ_c é o componente do fluxo de calor devido à convecção, em watts por metro quadrado;

φ_r é o componente do fluxo de calor devido à radiação, em watts por metro quadrado;

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos, igual a 25 W/m² °C no caso de exposição ao incêndio-padrão, ou 35 W/m² °C para outros tipos de exposição ao fogo;

θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius;

θ_a é a temperatura na superfície do aço, em graus Celsius;

ε_{res} é a emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos igual a 0,7.

8.5.1.1.4 O valor de Δt não pode ser tomado maior que 5 segundos.

8.5.1.1.5 Algumas expressões para determinação do fator de massividade u/A_g para peças de aço sem revestimento contra fogo são dadas na Tabela 6. Ao se usar a expressão dada em 8.5.1.1.1, o valor do fator de massividade u/A_g não pode ser tomado menor que 10 m⁻¹.

8.5.1.1.6 A distribuição de temperaturas de elementos de aço que estejam em contato com alvenaria ou concreto deve ser determinada por análise térmica mais precisa, conforme a Subseção 9.2. É permitido adotar, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade indicados na Tabela 6.

8.5.1.2 Elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo

8.5.1.2.1 Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contra fogo, pode ser determinada por cálculos, de acordo com as subseções 8.5.1.2.2 a 8.5.1.2.6, ou por ensaios de acordo com a Seção 7, observando-se o disposto em 8.5.1.2.7.

8.5.1.2.2 A elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius, de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contra fogo, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \left(\frac{u_m}{A_g} \right) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{t_m \rho_a c_a \left(1 + \frac{\xi}{4} \right)} \Delta t - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{\frac{4}{\xi} + 1}, \text{ mas } \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A_g)$$

onde:

u_m/A_g é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo, em um por metro;

u_m é o perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo, igual ao perímetro da face interna do material de revestimento, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço, em metros;

c_m é o calor específico do material de revestimento contra fogo, conforme 5.3, em joules por quilograma e por grau Celsius;

t_m é a espessura do material de revestimento contra fogo, em metros;

$\theta_{a,t}$ é a temperatura do aço no tempo t , em graus Celsius;

$\theta_{g,t}$ é a temperatura dos gases no tempo t , em graus Celsius;

λ_m é a condutividade térmica do material de revestimento contra fogo, conforme 5.3, em watts por metro e por grau Celsius;

ρ_m é a massa específica do material de revestimento contra fogo, conforme 5.3, em quilogramas por metro cúbico;

Δt é o intervalo de tempo, em segundos (ver 8.5.1.2.3).

8.5.1.2.3 O valor de Δt não pode ser tomado maior que 30 segundos.

8.5.1.2.4 Algumas expressões para determinação de valores de cálculo do fator de massividade u_m/A_g para elementos estruturais de aço envolvidos por material de revestimento contra fogo são dadas na Tabela 7. Nessa tabela, o material de revestimento contra fogo pode contornar o perímetro da seção transversal do elemento (revestimento tipo contorno) ou envolver como caixa a seção transversal do elemento (revestimento tipo caixa).

8.5.1.2.5 Para materiais de revestimento contra fogo que apresentem umidade, o cálculo da elevação da temperatura do aço pode ser modificado para levar em conta um retardo no aumento da temperatura do aço quando a mesma atinge 100°C. Esse retardamento deve ser determinado por meio de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro.

8.5.1.2.6 Todas as propriedades do material de revestimento contra fogo a serem usadas na expressão dada em 8.5.1.2.2 devem ser obtidas de ensaios e se referem ao material na sua situação real de trabalho na estrutura.

8.5.1.2.7 O processo apresentado de 8.5.1.2.2 a 8.5.1.2.6 não pode ser aplicado quando o material de revestimento contra fogo é uma tinta intumescente ou algum material que apresente comportamento similar ao dessas tintas em situação de incêndio.

8.5.1.2.8 A distribuição de temperatura de elementos de aço envolvidos com material de revestimento contra fogo, que estejam em contato com alvenaria ou concreto, deve ser determinada por análise térmica mais precisa, conforme a Subseção 10.2. É permitido adotar, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade fornecidos na Tabela 7.

Tabela 6 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem material de revestimento

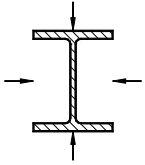
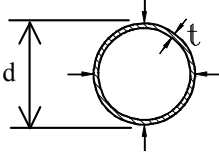
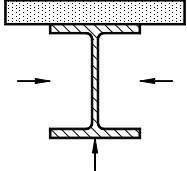
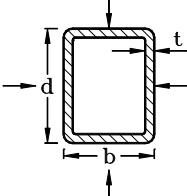
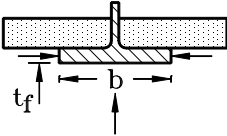
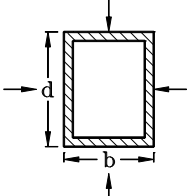
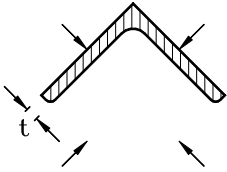
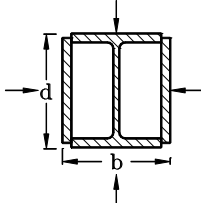
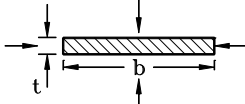
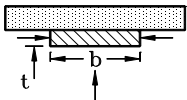
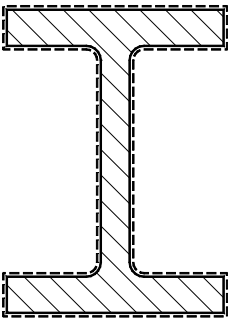
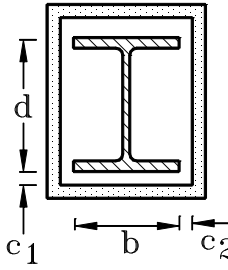
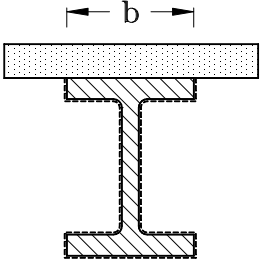
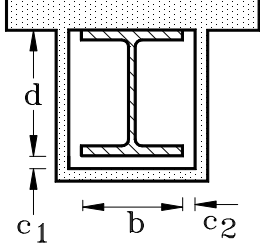
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados: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

Tabela 7 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais com material de revestimento

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_m/A_g)
	Seção com revestimento tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^{a)} , de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^{a)} , de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d + b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

^a Válido apenas para c_1 e c_2 inferiores ou iguais a $d/4$.

8.5.2 Elementos estruturais pertencentes a estruturas externas

8.5.2.1 A elevação da temperatura na estrutura externa pode ser determinada usando os métodos fornecidos no Eurocode 3 Part 1-2. As máximas temperaturas nas regiões internas do edifício próximas à estrutura externa, as dimensões e as temperaturas das chamas que emanam dessas regiões e os fluxos de calor devidos à radiação e à convecção podem ser obtidos do Eurocode 1 Part 1-2.

8.5.2.2 A elevação da temperatura nas estruturas externas pode também ser determinada, conservadoramente, usando-se o procedimento indicado em 8.5.1.

8.5.3 Elementos estruturais pertencentes elementos de compartimentação

8.5.3.1 A elevação da temperatura em elementos estruturais pertencentes elementos de compartimentação (Figura 2) deve ser determinada por análise térmica adequada, conforme a Subseção 10.2.

8.5.3.2 A elevação da temperatura em elementos estruturais pertencentes elementos de compartimentação, expostos ao incêndio-padrão, pode também ser determinada, conservadoramente, usando-se o procedimento indicado em 8.5.1, adotando-se para área A_g apenas a parte da área total determinada pelo perímetro exposto ao fogo.

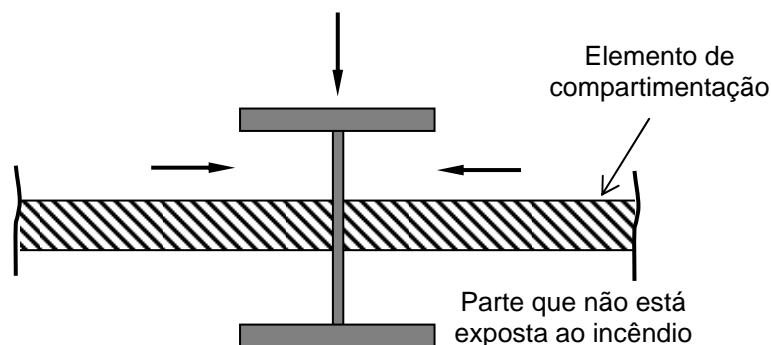


Figura 2 - Elementos estruturais de vedação

8.5.4 Ligações

Caso não se faça uma análise térmica mais precisa, a temperatura de uma ligação pode ser considerada, conservadoramente, igual à maior temperatura entre aquelas dos elementos estruturais conectados. Alternativamente, pode ser empregado o método simplificado de definição da temperatura nos componentes da ligação previsto pelo Eurocode 3 Part 1-2.

9 Método simplificado de dimensionamento para estruturas mistas de aço e concreto

9.1 As vigas mistas de aço e concreto podem ser verificadas em situação de incêndio pelo método apresentado no Anexo A, os pilares mistos de aço e concreto pelo método apresentado no anexo B, e as lajes mistas de aço e concreto pelo método apresentado no Anexo C.

9.2 No Anexo D são apresentados alguns detalhes construtivos para ligações de elementos estruturais mistos de aço e concreto, para assegurar um comportamento adequado dessas ligações em situação de incêndio.

10 Métodos avançados de dimensionamento

10.1 Generalidades

10.1.1 São denominados métodos avançados de dimensionamento aqueles que proporcionam uma análise realística da estrutura e do cenário do incêndio e podem ser usados para elementos estruturais individuais com qualquer tipo de seção transversal, incluindo elementos estruturais mistos, para subconjuntos ou para estruturas completas, internas, externas ou pertencentes a elementos de compartimentação. Eles devem ter por base o comportamento físico fundamental de modo a levar a uma aproximação confiável do comportamento esperado dos componentes da estrutura em situação de incêndio.

10.1.2 Os métodos avançados podem incluir modelos separados para:

- o desenvolvimento e a distribuição de temperatura nas peças estruturais (análise térmica);
- o comportamento mecânico da estrutura ou de alguma de suas partes (análise estrutural).

10.1.3 Quaisquer modos de ruína potenciais que não sejam cobertos pelo método empregado (incluindo instabilidade local e colapso por cisalhamento) devem ser impedidos de ocorrer por meio de um projeto estrutural adequado.

10.1.4 Os métodos avançados podem ser usados em associação com qualquer curva de aquecimento, desde que as propriedades do material sejam conhecidas para a faixa de temperatura considerada.

10.2 Análise térmica

10.2.1 A análise térmica deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da teoria de transferência de calor.

10.2.2 O modelo de resposta térmica utilizado deve considerar:

- as ações térmicas relevantes;
- a variação das propriedades térmicas dos materiais com a temperatura, conforme a Seção 5, ou de forma mais realística caso existam dados para tal.

10.2.3 Os efeitos da exposição térmica não uniforme e da transferência de calor a componentes de edifícios adjacentes devem ser incluídos quando forem relevantes.

10.2.4 A influência de umidade ou migração de umidade no material de revestimento contra fogo pode, conservadoramente, ser desprezada.

10.3 Análise estrutural

10.3.1 A análise estrutural deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da mecânica dos sólidos, levando em conta as alterações das propriedades mecânicas com a temperatura.

10.3.2 Os efeitos das tensões e deformações induzidas termicamente decorrentes do aumento de temperatura e das temperaturas diferenciais devem ser considerados.

10.3.3 O modelo de resposta mecânica deve também considerar:

- os efeitos combinados de ações mecânicas, imperfeições geométricas e ações térmicas;
- as variações das propriedades do material em função do aumento da temperatura;
- os efeitos da não linearidade geométrica;
- os efeitos da não linearidade do material, incluindo, quando relevantes, os efeitos desfavoráveis do carregamento e descarregamento na rigidez estrutural.

10.3.4 As deformações no estado-limite último devem ser limitadas, quando necessário, para assegurar que a compatibilidade seja mantida entre todas as partes da estrutura.

10.3.5 O modelo deve ser capaz de considerar o estado-limite último pelo qual as deformações da estrutura podem causar colapso devido à perda de apoio adequado de um elemento estrutural.

10.3.6 Na análise de elementos verticais isolados, uma imperfeição inicial no meio do comprimento, com valor máximo de 1/1000 deste, deve ser usada, quando não houver outra especificação relacionada à questão.

10.4 Validação

10.4.1 Uma verificação da precisão do método avançado de dimensionamento deve ser feita com base em resultados confiáveis de ensaios.

10.4.2 Os resultados a serem verificados devem se referir ao menos às temperaturas, às deformações e aos tempos de resistência ao fogo.

10.4.3 Os parâmetros fundamentais relacionados, por exemplo, a comprimentos destravados de barras, nível de carregamentos, etc., devem ser conferidos rigorosamente para assegurar que o método avançado não contraria os princípios básicos da engenharia.

11 Reutilização da estrutura após um incêndio

A estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for novamente verificada à temperatura ambiente de acordo com a ABNT NBR 8800, levando-se em conta a redução dos valores das propriedades mecânicas dos materiais, após o resfriamento. Essa verificação pode concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura se o incêndio foi de pequena severidade ou se a estrutura tinha o envolvimento adequado de material de revestimento contra fogo. Em caso contrário, deve ser projetada e executada a sua recuperação. Essa recuperação pressupõe que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio, incluindo todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

Anexo A (normativo)

Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto

A.1 Aplicabilidade

A.1.1 Este anexo apresenta prescrições para o dimensionamento por método simplificado de vigas mistas previstas pela ABNT NBR 8800 e ABNT NBR 14762.

A.1.2 As vigas mistas com componente de aço em perfil I ou outro perfil de alma cheia, denominadas vigas mistas de aço e concreto de alma cheia, podem ser apoiadas de forma que estejam submetidas a momento positivo e momento negativo (momento que comprime sua face superior) e as vigas mistas com componente de aço em treliça, denominadas treliças mistas de aço e concreto, somente podem ser biapoiadas.

A.2 Aquecimento da seção transversal em elementos internos

A.2.1 Componente de aço

A.2.1.1. Perfil de alma cheia

A.2.1.1.1 Quando a viga mista possui componente de aço em perfil I, sem revestimento contra fogo ou com revestimento tipo contorno, a distribuição de temperatura nesse perfil deve ser tomada como não-uniforme. A seção transversal do perfil pode ser dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a Figura A.1. Nesse caso:

- considera-se que não ocorra transferência de calor entre essas partes e nem entre a mesa superior e a laje de concreto;

-o acréscimo de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo Δt deve ser determinado conforme 8.5.1.1 ou 8.5.1.2, respectivamente se o perfil de aço não for envolvido por material de revestimento contra fogo ou tiver revestimento tipo contorno, com o fator de massividade u/A_g ou u_m/A_g igual a

- para a mesa inferior: $2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi}t_{fi}$
- para a mesa superior:
 - * sobreposta por laje maciça: $(b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$
 - * sobreposta por laje com fôrma metálica incorporada: $2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$
- para a alma: $2(h + t_w)/ht_w$

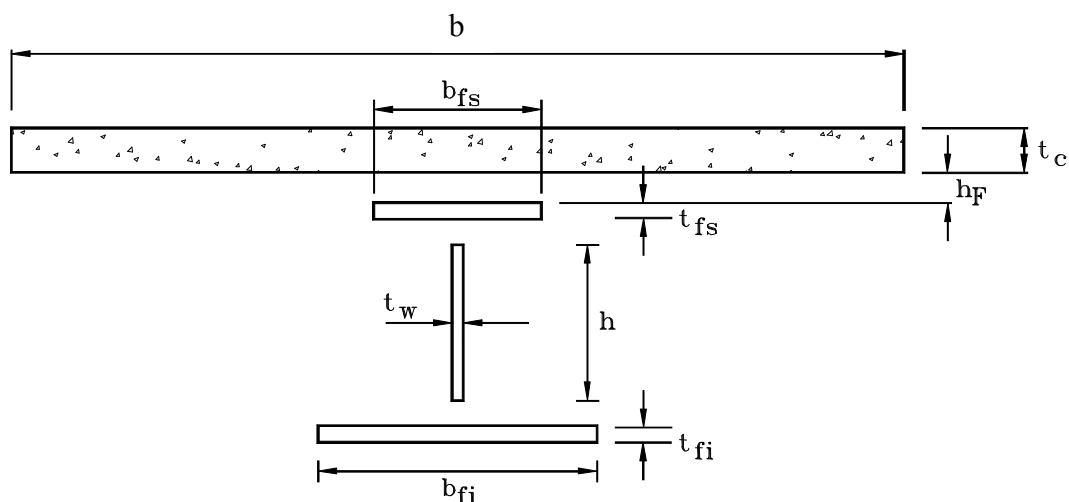


Figura A.1 - Divisão do componente de aço em perfil I para distribuição de temperatura

A.2.1.1.2 O componente de aço em perfil I pode ser considerado com temperatura uniforme se possuir revestimento tipo caixa. A elevação dessa temperatura deve ser obtida conforme 8.5.1.2.

A.2.1.1.3 A elevação de temperatura dos componentes de aço de alma cheia da viga mista não citados em A.2.1.1.1 e A.2.1.1.2, incluindo perfis formados a frio, deve ser obtida de acordo com 8.5.

A.2.1.2 Componente de aço em treliça

Quando a viga mista possui componente de aço em treliça, a elevação da temperatura das barras constituintes dessa treliça deve ser obtida de acordo com 8.5.

A.2.2 Laje de concreto

A.2.2.1 As prescrições desta Subseção podem ser usadas para lajes de concreto maciças moldadas no local, com pré-laje de concreto pré-moldada ou com fôrma de aço incorporada com nervuras reentrantes ou trapezoidais, que obedeçam ao critério de isolamento térmico apresentado na Subseção C.3.1.1 do Anexo C e que estejam expostas ao incêndio-padrão.

A.2.2.2 A temperatura pode ser considerada constante ao longo da largura efetiva b da laje de concreto.

A.2.2.3 Para concreto de densidade normal, a variação de temperatura na altura da laje pode ser obtida da Tabela A.1, em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

Tabela A.1 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto de densidade normal

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] TRRF, em minutos, de			
		30	60	90	120
1	0 a 5	535	705	754	-
2	5 a 10	470	642	738	754
3	10 a 15	415	581	681	754
4	15 a 20	350	525	627	697
5	20 a 25	300	469	571	642
6	25 a 30	250	421	519	591
7	30 a 35	210	374	473	542
8	35 a 40	180	327	428	493
9	40 a 45	160	289	387	454
10	45 a 50	140	250	345	415
11	50 a 55	125	200	294	369
12	55 a 60	110	175	271	342
13	60 a 80	80	140	220	270
14	≥ 80	60	100	160	210

^a A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldadas no local é igual à espessura da laje t_c ;

^b A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldadas no local com pré-laje de concreto pré-moldada é igual à espessura total da laje, incluindo a pré-laje;

^c A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida na Subseção C.3.1.1 do Anexo C.

A.2.2.4 Para concreto de baixa densidade, a variação de temperatura na altura da laje pode ser fornecida pelos valores da Tabela A.1 multiplicados por 0,90.

A.2.2.5 A temperatura ao longo da altura da laje de concreto pode ser, simplificada, suposta uniforme e igual a:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j$$

onde n é o número de fatias em que a laje foi dividida, e $\theta_{c,j}$ e e_j , respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias.

A.3 Capacidades resistentes

A.3.1 Vigas mistas de alma cheia

A.3.1.1 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos

A.3.1.1.1 O momento fletor resistente de cálculo das vigas mistas em situação de incêndio, nas regiões de momentos flectores positivos, $M_{fi,Rd}^+$, deve ser obtido de acordo com a ABNT NBR 8800 ou ABNT NBR 14762, a que for aplicável, tomando a temperatura na seção transversal conforme A.2, e:

- multiplicando-se a resistência ao escoamento f_y e o módulo de elasticidade E dos diversos componentes da seção transversal do perfil de aço (alma, mesas, etc.) pelos fatores de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ dados em 5.1.1.1.1;
- multiplicando-se a resistência característica à compressão do concreto da laje f_{ck} pelo fator de redução $k_{c,\theta}$ dados em 5.2.1.1.3 (sendo considerada a variação da temperatura por fatias, conforme A.2.2.3, a cada fatia se aplica um valor de $k_{c,\theta}$; sendo usada a temperatura constante na altura da laje, conforme A.2.5, aplica-se um único valor de $k_{c,\theta}$);
- considerando os coeficientes de ponderação da resistência do aço e do concreto, respectivamente γ_{a1} e γ_c , iguais a 1,0;
- determinando a força resistente dos conectores de cisalhamento conforme A.3.1.1.2.

A.3.1.1.2 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em situação de incêndio, $Q_{fi,Rd}$, deve ser determinada como na ABNT NBR 8800, tomando-se o coeficiente de ponderação da resistência γ_{cs} igual a 1,00, e substituindo-se:

- os valores da resistência característica à compressão, f_{ck} , e do módulo de elasticidade, E_c , do concreto de densidade normal à temperatura ambiente por $k_{c,\theta}f_{ck}$ e $k_{c,\theta}E_c$, respectivamente, onde o fator de redução em temperatura elevada $k_{c,\theta}$ deve ser obtido na Subseção 5.2.1, para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior do perfil de aço;
- o valor da resistência à ruptura do aço do conector à temperatura ambiente, f_u , pelo produto $k_{y,\theta}f_u$, onde o fator de redução $k_{y,\theta}$ deve ser obtido em 5.1.1.1 para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço.

A.3.1.2 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos negativos

O momento fletor resistente de cálculo das vigas mistas em situação de incêndio, nas regiões de momentos negativos, $M_{fi,Rd}^-$, pode ser determinado, com resultados conservadores, de acordo com a Subseção 8.4.3, desprezando-se a laje de concreto e a armadura longitudinal presente na largura efetiva dessa laje.

A.3.1.3 Força cortante resistente de cálculo

A força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio das vigas mistas de alma cheia, $V_{fi,Rd}$, deve ser obtida como em 8.4.3.4, com o fator de redução $k_{y,\theta}$ relacionado à temperatura da alma do perfil de aço, determinada conforme A.2.1.1.

A.3.2 Treliças mistas

Nas treliças mistas, diagonais e montantes devem ser dimensionados de acordo com 8.4.1 ou 8.4.2, o que for aplicável.

/ANEXO B

Anexo B (normativo)

Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto

B.1 Aplicabilidade

B.1.1 Este anexo trata do dimensionamento em situação de incêndio por métodos simplificados de pilares mistos constituídos por um perfil I ou H de aço totalmente revestido com concreto (Figura B.1-a) ou parcialmente revestido com concreto (Figura B.1-b) e constituídos por um perfil tubular retangular (Figura B.1-c) ou circular (Figura B.1-d) preenchido com concreto.

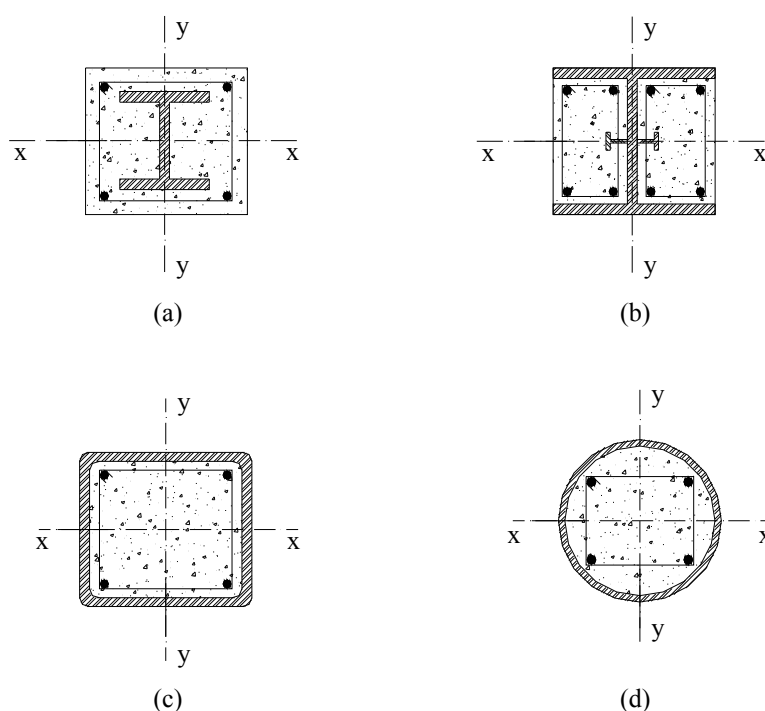


Figura B.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos

B.1.2 Em B.2 e B.3 são apresentados respectivamente dois métodos simplificados, o tabular e o analítico, válidos apenas para pilares mistos com concreto de densidade normal.

B.1.3 No Anexo D são fornecidos detalhes construtivos que precisam ser obedecidos no caso de utilização dos métodos simplificados apresentados neste Anexo. Recomenda-se que esses detalhes sejam também obedecidos se for utilizado um método avançado de dimensionamento.

B.2 Método tabular

B.2.1 Condições gerais

B.2.1.1 O método tabular somente pode ser empregado para exposição ao incêndio-padrão e consiste do uso das Tabelas B.1 a B.4, conforme B.2.2, B.2.3 e B.2.4, dependendo do tipo de seção transversal do pilar misto.

B.2.1.2 As tabelas citadas em B.2.1.1 fornecem o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) suportado pelos pilares mistos em função de aspectos geométricos e, em alguns casos, também do

nível de carga (ver B.2.3.2), e são válidas tanto para forças axiais quanto para forças excêntricas aplicadas, desde que:

- a) a estrutura seja de pequena ou média deslocabilidade, conforme a ABNT NBR 8800;
- b) o incêndio seja limitado a somente uma andar e, nesse andar, o pilar esteja submetido à temperatura uniforme ao longo do seu comprimento;
- c) os pilares possuam um comprimento máximo de 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal.

B.2.2 Pilares mistos totalmente revestidos com concreto

B.2.2.1 Os pilares mistos constituídos por perfil I ou H de aço totalmente revestido com concreto suportam um TRRF determinado em função das dimensões externas d_c e b_c da seção transversal, do cobrimento c de concreto do perfil de aço e da distância u_s do eixo das barra da armadura longitudinal à face do concreto, conforme as duas soluções alternativas apresentadas na Tabela B.1. Essa tabela, no entanto, somente pode ser usada para pilares com as extremidades totalmente impedidas de sofrer rotação, situação usual nos pilares contínuos de edifícios, de acordo com 8.4.2.1.4.

B.2.2.2 A armadura longitudinal do concreto deve consistir de um mínimo de quatro barras de aço com diâmetro de 12,5 mm. Em todos os casos, os percentuais de armadura devem satisfazer aos limites estabelecidos no Anexo P da ABNT NBR 8800:2008. As dimensões e o espaçamento das barras dos estribos devem obedecer à ABNT NBR 6118.

B.2.2.3 Se o concreto envolvendo o perfil de aço tem apenas a função de isolamento térmico, é suportado o TRRF fornecido na Tabela B.2, em função apenas do cobrimento c de concreto do perfil de aço. Para tempo requerido de resistência ao fogo de até 30 min, é necessário aplicar o concreto apenas entre as mesas do perfil de aço. Para tempos superiores a 30 min, deve ser colocada em volta do perfil de aço a armadura longitudinal mínima citada em B.2.2.2, aumentada se for necessário para manter um espaçamento máximo de 250 mm entre as barras em ambas as direções. A distância do eixo das barras da armadura longitudinal à superfície externa do pilar deve ser no mínimo igual a 20 mm, não devendo, no entanto, exceder 50 mm.

Tabela B.1 – TRRF para pilares mistos totalmente revestidos com concreto

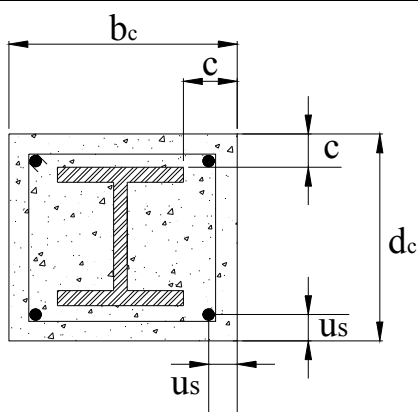
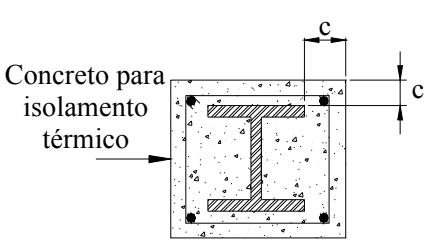
		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	150	180	220	300
1.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm)	40	50	50	75
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	20	30	30	40
2.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	-	200	250	350
2.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm)	-	40	40	50
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	20	20	30

Tabela B.2 – TRRF para isolamento térmico de pilares mistos totalmente revestidos com concreto

		TRRF (min)			
		30	60	90	120
Cobrimento de concreto c (mm)		0	25	30	40

B.2.3 Pilares mistos parcialmente revestidos com concreto

B.2.3.1 Os pilares mistos constituídos por perfil I ou H de aço parcialmente revestido com concreto suportam um TRRF determinado em função do nível de carga η_{fi} , definido em B.2.3.2, das dimensões externas d_c e b_c da seção transversal, da distância do eixo das barras da armadura longitudinal à face do concreto, u_s , e da taxa de armadura, $A_s/(A_c+A_s)$, conforme especificado na Tabela B.3. Essa tabela, no entanto, somente pode ser usada se:

- a) o perfil I ou H possuir aço estrutural com resistência ao escoamento entre 250 MPa e 345 MPa e resistência à ruptura entre 400 MPa e 485 MPa;
- b) a relação entre as espessuras de alma e da mesa do perfil de aço, t_w/t_f , não for inferior a 0,5

B.2.3.2 O nível de carga dos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto é dado por:

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

onde:

$N_{fi,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo no pilar em situação de incêndio;

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente, observando-se o disposto em B.2.3.3 para o caso de atuação de forças excêntricas (ou momento fletor) e desconsiderando taxas de armadura $A_s/(A_c+A_s)$ maiores que 6% ou menores que 1%.

B.2.3.3 No caso de atuação de forças excêntricas (ou momento fletor), N_{Rd} deve ser igual à máxima força axial que pode atuar no pilar, levando em conta a influência do momento fletor de acordo com o Anexo P da ABNT NBR 8800:2008.

Tabela B.3 - TRRF para pilares mistos parcialmente revestidos com concreto

		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	160	200	300	400
1.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	50	50	70
1.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em % ^{a)}	-	4	3	4
2	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	160	300	400	-
2.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	50	70	-
2.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em % ^{a)}	-	4	4	-
3	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	160	400	-	-
3.2	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	40	70	-	-
3.3	Taxa mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em % ^{a)}	1	4	-	-
^{a)} A_s é a área da armadura longitudinal e A_c é a área de concreto da seção transversal do pilar misto.					

B.2.4 Pilares mistos preenchidos com concreto

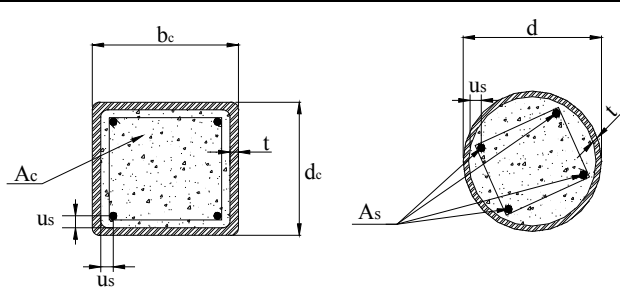
B.2.4.1 Os pilares mistos constituídos por perfil tubular de aço preenchido com concreto suportam um TRRF determinado em função do nível de carga η_{fi} , definido em B.2.4.2, das dimensões externas d_c e b_c no caso de perfil de aço retangular, e do diâmetro externo d no caso de perfil de aço circular, da distância do eixo das barras da armadura longitudinal à face do concreto, u_s , e da taxa de armadura, $A_s/(A_c+A_s)$, conforme especificado na Tabela B.4.

B.2.4.2 O nível de carga dos pilares mistos preenchidos com concreto é dado pela expressão fornecida em B.2.3.2, calculando o valor de N_{Rd} assumindo o comprimento de flambagem do pilar igual a duas vezes o comprimento do pilar em situação de incêndio, esse último determinado de acordo com 8.4.2.1.4. Além disso:

a) no caso de atuação de forças excêntricas (ou momento fletor), N_{Rd} deve ser igual à máxima força axial que pode atuar no pilar, levando em conta a influência do momento fletor de acordo com o Anexo P da ABNT NBR 8800:2008;

- b) independentemente das características mecânicas do aço dos perfis tubulares, deve ser considerado para a resistência ao escoamento o valor máximo de 250 MPa;
- c) a espessura t da parede do perfil tubular retangular não pode exceder $1/25$ de b_c ou de d_c , o que for menor, e a do perfil tubular, $1/25$ de d ;
- d) taxas de armadura $A_s/(A_c+A_s)$ maiores que 3% não podem ser levadas em conta;
- e) o aço da armadura deve ser o CA-50 ou equivalente.

Tabela B.4 - TRRF para pilares mistos preenchidos com concreto

		TRRF (min)			
		30	60	90	120
1	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,3$				
1.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	160	200	220	260
1.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50
1.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0
2	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,5$				
2.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	260	260	400	450
2.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50
2.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0
3	Requisitos para o nível de carga $\eta_{fi} \leq 0,7$				
3.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	260	450	550	-
3.2	Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	25	30	40	-
3.3	Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-

B.3 - Método analítico

B.3.1 Procedimento Geral

B.3.1.1 A força axial resistente de cálculo dos pilares mistos em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} N_{fi,pf,Rd}$$

onde:

χ_{fi} é o fator de redução associado à curva de dimensionamento à compressão, dado em 8.4.2.1.4, mas tomando

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \left[1 + \alpha (\lambda_{0,fi} - 0,2) + \lambda_{0,fi}^2 \right]$$

com α igual a 0,49 e $\lambda_{0,fi}$ dado em B.3.1.3;

$N_{fi,p\ell,Rd}$ é a força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio, dada em B.3.1.2.

B.3.1.2 A força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio é igual a:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_a f_{y,\theta}) + \sum_k (A_s f_{ys,\theta}) + \sum_m (A_c f_{ck,\theta})$$

onde:

$\sum_j (A_a f_{y,\theta})$ é o somatório dos produtos da área pela resistência ao escoamento dos elementos componentes do perfil de aço em situação de incêndio;

$\sum_k (A_s f_{ys,\theta})$ é o somatório dos produtos da área pela resistência ao escoamento do aço das barras da armadura em situação de incêndio;

$\sum_m (A_c f_{ck,\theta})$ é o somatório dos produtos dos elementos de área do concreto pela resistência característica à compressão desses elementos em situação de incêndio.

B.3.1.3 O índice de esbelteza reduzido em situação de incêndio do pilar misto é dado por:

$$\lambda_{o,fi} = \sqrt{\frac{N_{fi,p\ell,Rd}}{N_{fi,e}}}$$

onde $N_{fi,p\ell,Rd}$ é dada em B.3.1.2 e $N_{fi,e}$ é a carga de flambagem elástica em situação de incêndio, dada em B.3.1.4.

B.3.1.4 A carga de flambagem elástica em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,e} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,ef}}{L_{e,fi}^2}$$

onde:

$L_{e,fi}$ é o comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio, conforme 8.4.2.1.4;

$(EI)_{fi,ef}$ é a rigidez efetiva do pilar misto à flexão, conforme B.3.1.5.

B.3.1.5 A rigidez efetiva do pilar misto à flexão é dada por:

$$(EI)_{fi,ef} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_a) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_s) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{cu,\theta} I_c)$$

onde:

$E_{i,\theta}$ é o módulo de elasticidade da cada parte da seção transversal em situação de incêndio (o índice a relaciona-se ao perfil de aço, o índice s à armadura e o índice com a primeira letra c ao concreto – ver B.3.1.6);

I_i é o momento de inércia de cada parte da seção transversal para flexão em torno do eixo de maior ou menor momento de inércia;

$\varphi_{i,\theta}$ é um coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas, cujos valores são obtidos em B.3.1.7.

B.3.1.6 Para a parte de concreto, $E_{cu,\theta}$ é o módulo de elasticidade secante desse material à temperatura em que o mesmo se encontra, dado por:

$$E_{cu,\theta} = \frac{f_{ck,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}}$$

onde $f_{ck,\theta}$, e $\varepsilon_{cu,\theta}$ devem ser obtidos conforme disposto em 5.2.1.

B.3.1.7 O coeficiente de redução $\varphi_{i,\theta}$, que depende dos efeitos das tensões térmicas, para pilares mistos total ou parcialmente revestidos com concreto é dado na Tabela B.5 para exposição ao incêndio-padrão. Nos demais casos de exposição desses pilares mistos a incêndio, deve-se tomar todos os coeficientes de redução iguais a 0,80.

Tabela B.5 - Coeficiente $\varphi_{i,\theta}$ para pilares mistos revestidos com concreto e incêndio-padrão

TRRF (min)	Mesa do perfil $\varphi_{f,\theta}$	Alma do perfil $\varphi_{w,\theta}$	Concreto $\varphi_{c,\theta}$	Armadura $\varphi_{s,\theta}$
30	1,0	1,0	0,8	1,0
60	0,9	1,0	0,8	0,9
90	0,8	1,0	0,8	0,8
120	1,0	1,0	0,8	1,0

Para pilares mistos preenchidos com concreto, submetidos a qualquer tipo de exposição a incêndio, deve-se tomar, ao invés de $\varphi_{f,\theta}$ e $\varphi_{w,\theta}$, apenas um valor $\varphi_{a,\theta}$, igual 0,80, e $\varphi_{c,\theta}$ e $\varphi_{s,\theta}$ iguais a 1,0.

B.3.2 Procedimento específico para pilares mistos parcialmente revestidos com concreto

B.3.2.1 Condições gerais

B.3.2.1.1 O procedimento de cálculo apresentado a seguir aplica-se apenas aos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto expostos ao incêndio-padrão, pertencentes a estruturas de pequena ou média deslocabilidade conforme a ABNT NBR 8800, com instabilidade e flexão em

relação ao eixo de menor momento de inércia do perfil de aço (eixo y), com as seguintes condições atendidas (Figura B.2):

- altura da seção transversal d_c variando de 230 mm a 1100 mm, com mínimo de 300 mm no caso de TRRF igual ou superior a 90 min;
- largura da seção transversal b_c (igual à largura das mesas do perfil de aço) variando de 230 mm a 500 mm, com mínimo de 300 mm no caso de TRRF igual ou superior a 90 min;
- taxa da armadura longitudinal de aço em relação à área de concreto variando de 1% a 6%.

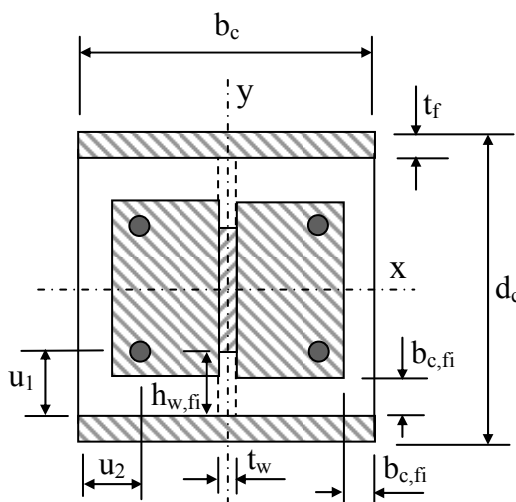


Figura B.2 - Seção transversal reduzida para dimensionamento em situação de incêndio

Além disso, o comprimento de flambagem em situação de incêndio, $L_{e,fi}$, deve ser inferior ou igual a $13,5b_c$, mas no máximo igual a $10b_c$ quando o TRRF:

- for inferior a 90 minutos, com $230 \text{ mm} \leq b_c < 300 \text{ mm}$ ou $d_c/b_c > 3$;
- for igual ou superior a 90 minutos, com $d_c/b_c > 3$.

B.3.2.1.2 Para determinação da força axial de plastificação de cálculo, $N_{fi,p\ell,Rd}$, e da rigidez efetiva, $(EI)_{fi,ef}$, do pilar misto em situação de incêndio, a seção transversal deve ser dividida nos seguintes componentes: mesas do perfil de aço, alma do perfil de aço, concreto entre as mesas e a alma do perfil de aço e armadura longitudinal. Cada componente deve ser avaliado com base nas suas propriedades mecânicas em situação de incêndio em função do TRRF.

B.3.2.1.3 Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva da seção transversal devem ser obtidos pela soma dos valores correspondentes aos 4 componentes citados em B.3.2.1.2, dados de B.3.2.2 a B.3.2.5, respectivamente.

B.3.2.2 Mesas do perfil de aço

B.3.2.2.1 A temperatura média nas mesas do perfil de aço deve ser determinada por:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t (u/A)_p$$

onde:

t é o TRRF, em minutos;

$(u/A)_p$ é o fator de massividade da seção mista, em um por metro, dado por $2(d_c+b_c)/(d_c b_c)$ (ver Figura b.2);

$\theta_{o,t}$ é uma temperatura em graus Celsius dada na Tabela B.6;

k_t é um coeficiente dado na Tabela B.6.

Tabela B.6 - Parâmetros para a determinação da temperatura nas mesas do perfil

TRRF (min)	$\theta_{o,t}$ (°C)	k_t (m° C)
30	550	9,65
60	680	9,55
90	805	6,15
120	900	4,65

B.3.2.2.2 Para a temperatura $\theta_{f,t}$, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço das mesas do perfil, $f_{y,\theta,f}$ e $E_{\theta,f}$ são dados por:

$$f_{y,\theta,f} = f_y k_{y,\theta}$$

$$E_{\theta,f} = E k_{E,\theta}$$

B.3.2.2.3 Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva das duas mesas do perfil de aço em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd,f} = 2 b_c t_f f_{y,\theta,f}$$

$$(EI)_{fi,ef,f} = \frac{E_{\theta,f} t_f b_c^3}{6}$$

B.3.2.3 Alma do perfil de aço

B.3.2.3.1 Uma parte da alma do perfil de aço de altura $h_{w,fi}$, a partir da face interna das duas mesas, deve ser desprezada. Essa parte é dada por (Figura B.2):

$$h_{w,fi} = 0,5(d_c - 2 t_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16 \left(\frac{H_t}{d_c} \right)} \right)$$

onde H_t é fornecido pela Tabela B.7.

Tabela B.7 - Valor de H_t para a determinação de $h_{w,fi}$

TRRF (min)	H_t (mm)
---------------	---------------

30	350
60	770
90	1100
120	1250

B.3.2.3.2 A resistência ao escoamento da alma do perfil de aço em situação de incêndio é dado por:

$$f_{y,\theta,w} = f_y \sqrt{1 - \left(0,16 \frac{H_t}{d_c}\right)}$$

B.3.2.3.3 Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva da alma do perfil de aço em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd,w} = t_w (d_c - 2t_f - 2h_{w,fi}) f_{y,\theta,w}$$

$$(EI)_{fi,ef,w} = \frac{E(d_c - 2t_f - 2h_{w,fi})^3 t_w}{12}$$

B.3.2.4 Concreto entre as mesas e a alma do perfil de aço

B.3.2.4.1 Uma camada externa do concreto deve ser desprezada no cálculo (Figura B.2), cuja espessura, $b_{c,fi}$, é dada pela Tabela B.8, na qual $(u/A)_p$ é o fator de massividade da seção mista, dado em B.3.2.2.1.

Tabela B.8 - Espessura $b_{c,fi}$ da camada externa do concreto a ser desprezada

TRRF (min)	$b_{c,fi}$ (mm)
30	4,0
60	15,0
90	$0,5(u/A)_p + 22,5$
120	$2(u/A)_p + 24$

B.3.2.4.2 A temperatura média no concreto $\theta_{c,t}$ é dada em função do fator de massividade da seção, $(u/A)_p$, e do TRRF, por meio da Tabela B.9.

Tabela B.9 - Temperatura média no concreto $\theta_{c,t}$

TRRF = 30 min		TRRF = 60 min		TRRF = 90 min		TRRF = 120 min	
$(u/A)_p$ [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	$(u/A)_p$ [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

B.3.2.4.3 Para a temperatura $\theta_{c,t}$, a resistência característica à compressão do concreto, $f_{ck,\theta}$, é obtida conforme 5.2.1 e o módulo de elasticidade do concreto, $E_{cu,\theta}$, conforme B.3.1.6.

B.3.2.4.4 Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva do concreto em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd} = 0,86[(d_c - 2t_f - 2b_{c,fi})(b_c - t_w - 2b_{c,fi}) - A_s]f_{ckn,\theta}$$

$$(EI)_{fi,ef,c} = E_{cu,\theta} \left\{ \left[(d_c - 2t_f - 2b_{c,fi}) \frac{(b_c - 2b_{c,fi})^3 - t_w^3}{12} \right] - I_s \right\}$$

onde A_s é a seção transversal da armadura, 0,86 é um fator de ajuste e I_s é o momento de inércia das barras da armadura em relação ao eixo de menor momento de inércia da seção mista.

B.3.2.5 Armadura longitudinal

B.3.2.5.1 O fator de redução $k_{ys,\theta}$ da resistência ao escoamento e o fator de redução $k_{Es,\theta}$ do módulo de elasticidade das barras da armadura são apresentados respectivamente nas Tabelas B.10 e B.11, em função do tempo requerido de resistência ao fogo e da média geométrica u_{sm} das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do concreto, determinada conforme B.3.2.5.2.

Tabela B.10 - Fator de redução $k_{ys,\theta}$ para a resistência ao escoamento das barras da armadura

TRRF (min)	u_{sm} (mm)				
	40	45	50	55	60
30	1	1	1	1	1
60	0,789	0,883	0,976	1	1
90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
30	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabela B.11 - Fator de redução $k_{Es,\theta}$ para o módulo de elasticidade das barras da armadura

TRRF (min)	u_{sm} (mm)				
	40	45	50	55	60
30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
30	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

B.3.2.5.2 A média geométrica u_{sm} das distâncias u_1 e u_2 (Figura B.2) é dada por:

- se $(u_1 - u_2)$ em módulo for igual ou inferior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1 u_2}$$

- se $(u_1 - u_2)$ for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_2 (u_2 + 10)}$$

- se $(u_2 - u_1)$ for superior a 10 mm

$$u_{sm} = \sqrt{u_1 (u_1 + 10)}$$

onde:

u_1 é a distância, em milímetros, do eixo da barra da armadura à face interna da mesa do perfil metálico;

u_2 é a distância, em milímetros, do eixo da barra da armadura à superfície externa do concreto.

B.3.2.5.3 Os valores da força axial de plastificação de cálculo e da rigidez efetiva das barras da armadura em situação de incêndio são dados por:

$$N_{fi,p\ell,Rd,s} = A_s k_{ys,\theta} f_{ys}$$

$$(EI)_{fi,ef,s} = k_{Es,\theta} E_s I_s$$

onde:

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura à temperatura ambiente;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura à temperatura ambiente.

B.3.2.6 Força axial de compressão resistente de cálculo

B.3.2.6.1 A força axial de compressão resistente de cálculo do pilar misto em situação de incêndio deve ser determinada conforme B.3.1.1, mas tomando-se $N_{fi,p\ell,Rd}$ dado em B.3.2.6.2 e com χ_{fi} obtido com o valor de $\lambda_{o,fi}$ dado em B.3.6.3.

B.3.2.6.2 A força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,p\ell,Rd} = N_{fi,p\ell,Rd,f} + N_{fi,p\ell,Rd,w} + N_{fi,p\ell,Rd,c} + N_{fi,p\ell,Rd,s}$$

B.3.2.6.3 O índice de esbelteza reduzido em situação de incêndio do pilar misto é dado por:

$$\lambda_{o,\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,p\ell,Rd}}{N_{fi,e}}}$$

com a carga de flambagem elástica em situação de incêndio, $N_{fi,e}$, igual a

$$N_{fi,e} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,ef}}{L_{e,fi}^2}$$

onde $L_{e,fi}$ é o comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio, conforme 8.4.2.1.4, e $(EI)_{fi,ef}$ é a rigidez efetiva da seção transversal em situação de incêndio, expressa por

$$(EI)_{fi,ef} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,ef,f} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,ef,w} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,ef,c} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,ef,s}$$

sendo $\varphi_{i,\theta}$ o coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas, conforme B.3.1.7.

B.3.2.7 Força excêntrica

B.3.2.7.1 Para um pilar submetido a uma força axial com excentricidade μ , a força axial de compressão resistente de cálculo $N_{fi,Rd,\mu}$ do pilar misto é dada por:

$$N_{fi,Rd,\mu} = N_{fi,Rd} \left(\frac{N_{Rd,\mu}}{N_{Rd}} \right)$$

onde $N_{fi,Rd}$ é dado em B.3.2.6 e N_{Rd} e $N_{Rd,\mu}$ representam respectivamente a força axial de compressão resistente de cálculo, sem excentricidade, e a força axial resistente de cálculo em caso de força excêntrica atuante no dimensionamento à temperatura ambiente, observando-se o disposto em B.2.1.5, inclusive para cálculo de $N_{Rd,\mu}$, e em B3.2.7.2.

B.3.2.7.2 O ponto de aplicação da força excêntrica deve estar dentro dos limites da seção transversal do pilar misto.

B.3.3 Dispensa de verificação de pilares preenchidos com concreto

Para pilares mistos preenchidos com concreto, caso a temperatura do perfil tubular de aço atinja no máximo 350°C, pode-se assumir que o pilar possui a capacidade resistente requerida em situação de incêndio.

Anexo C (normativo)

Dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto

C.1 Aplicabilidade

C.1.1 Este anexo trata do dimensionamento em situação de incêndio por método simplificado de lajes mistas de aço e concreto, também chamadas de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, apoiadas na direção perpendicular às nervuras e expostas ao incêndio-padrão.

C.2 Verificação estrutural

C.2.1 Lajes sem material de revestimento contra fogo na face inferior

C.2.1.1 Generalidades

C.2.1.1.1 As regras apresentadas em C.2.1.2 e C.2.1.3 são aplicáveis à verificação em situação de incêndio de lajes simplesmente apoiadas ou contínuas, sem material de revestimento contra fogo, quando expostas ao incêndio pela face inferior.

C.2.1.1.2 O critério de estanqueidade pode ser considerado satisfeito, apenas pela presença da fôrma de aço.

C.2.1.1.3 A resistência ao fogo de laje de concreto com fôrma de aço incorporada, com ou sem armadura adicional, pode ser considerada de no mínimo 30 minutos, desde que seja verificado o critério de isolamento térmico de acordo com C.2.1.2.

C.2.1.2 Isolamento térmico

C.2.1.2.1 Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje, h_{ef} , calculada de acordo com C.2.1.2.2, deve ser maior ou igual ao valor dado na Tabela C.1, conforme o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

Tabela C.1 - Espessura efetiva mínima da laje em função do TRRF

TRRF (min)	Espessura efetiva mínima h_{ef} (mm)
30	60
60	80
90	100
120	120

C.2.1.2.2 A espessura efetiva da laje é dada por:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3}, \text{ para } \frac{h_2}{h_1} \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm}$$

ou

$$h_{ef} = h_1 \left(1 + 0,75 \frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right), \text{ para } \frac{h_2}{h_1} > 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm}$$

onde as dimensões h_1 , h_2 , ℓ_1 , ℓ_2 e ℓ_3 são definidas na figura C.1. Se $\ell_3 > 2\ell_1$, a espessura efetiva pode ser tomada igual a h_1 .

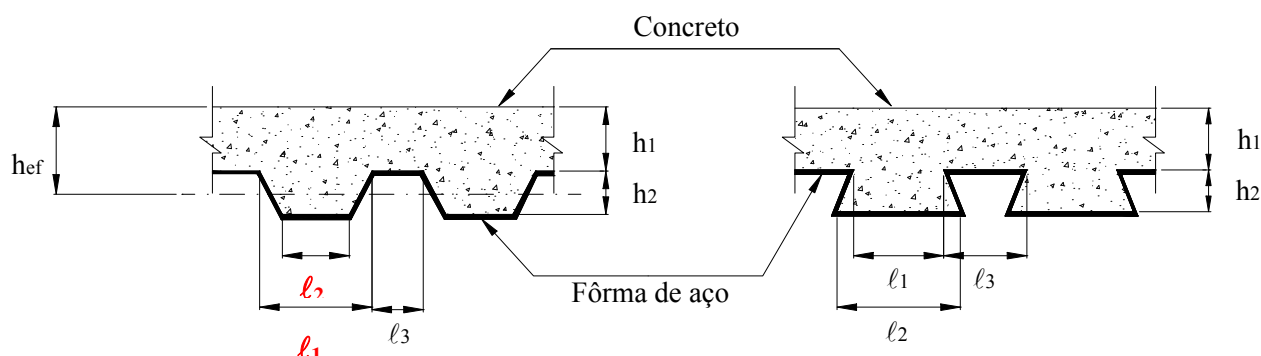


Figura C.1 - Dimensões da seção transversal da laje

C.2.1.2.3 Caso a laje seja revestida na face superior por material incombustível, sua espessura efetiva, no critério de isolamento térmico, pode ser reduzida de uma espessura equivalente em concreto do material de revestimento, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais.

C.2.1.2.4 Quando for usado concreto de baixa densidade, os valores da Tabela C.1 podem ser reduzidos em 10%.

C.2.1.3 Capacidade resistente

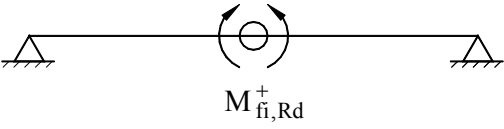
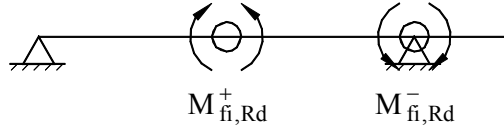
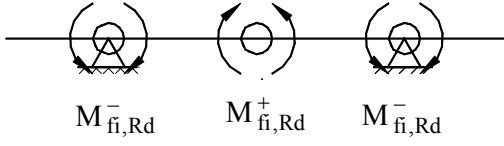
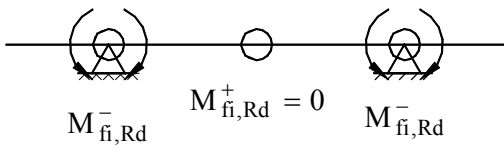
C.2.1.3.1 Generalidades

C.2.1.3.1.1 A capacidade resistente de lajes com fôrma de aço incorporada em situação de incêndio pode ser determinada por meio de análise plástica global, considerando os valores dos momentos positivo e negativo resistentes de cálculo ($M_{fi,Rd}^+$ e $M_{fi,Rd}^-$, respectivamente, dados em C.2.1.3.2 e C.2.1.3.3) e os modos de colapso possíveis (ver C.2.1.3.1.2), que dependem da existência ou não de armaduras positiva ou negativa no interior do concreto acima da fôrma de aço.

C.2.1.3.1.2 A Tabela C.2 fornece para os diversos modos de colapso possíveis, uma expressão que precisa ser atendida para que a laje mista não falhe em situação de incêndio. Nessa tabela, considera-se que o vão da laje (distância entre duas vigas de apoio da laje) é L e que atua uma carga uniformemente distribuída de cálculo, $q_{fi,d}$, em uma determinada largura de influência.

C.2.1.3.1.3 Como opção a C.2.1.3.1.1, pode ser ainda utilizado o método alternativo apresentado em C.2.1.3.4.

Tabela C.2 – Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes

Sistema estático e modo de colapso ^{a)}		Condição necessária
Laje sem armadura negativa (colapso por rótula plástica sob momento positivo na seção central)		$M_{fi,Rd}^+ \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p style="text-align: center;">ou</p> $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^+}{L^2}$
Laje com armadura negativa apenas em um apoio e armadura positiva		$M_{fi,Rd}^+ + 0,45M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p style="text-align: center;">ou</p> $q_{fi,d} \leq \frac{(8M_{fi,Rd}^+ + 3,6M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva		$M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p style="text-align: center;">ou</p> $q_{fi,d} \leq \frac{8(M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e sem armadura positiva		$M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$ <p style="text-align: center;">ou</p> $q_{fi,d} \leq 8 \frac{M_{fi,Rd}^-}{L^2}$

^{a)} O indica rótula plástica.

C.2.1.3.2 Momento fletor positivo resistente de cálculo

C.2.1.3.2.1 O momento fletor positivo resistente de cálculo da laje corresponde ao momento de plastificação, obtido com base no diagrama de tensões na seção da laje (tomada com uma largura de influência igual à considerada para a carga uniformemente distribuída de cálculo $q_{fi,d}$ – ver C.2.1.3.1.2) totalmente plastificada. No cálculo desse momento, devem ser determinadas as forças de tração proporcionada pela armadura positiva e pelos componentes da fôrma de aço (mesa inferior, alma e mesa superior) e a força de compressão proporcionada pelo concreto, que devem estar em equilíbrio, aplicando-se as regras apresentadas de C.2.1.3.2.2 a C.2.1.3.2.5. Do lado da segurança, as contribuições de eventual armadura negativa ou tela soldada e do concreto tracionado são desprezadas. Opcionalmente, pode-se também desprezar a contribuição da fôrma de aço.

C.2.1.3.2.2 A força de compressão resistente proporcionada pelo concreto pode ser tomada à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 6118, considerando a tensão igual a f_{ck} .

C.2.1.3.2.3 A força proporcionada pela armadura positiva é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s . Essa temperatura pode ser obtida por meio da expressão seguinte, válida para qualquer posição no interior da nervura:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \left(\frac{u_3}{h_2} \right) + c_2 z + c_3 \frac{A}{L_r} + c_4 \alpha + c_5 \frac{1}{l_3}$$

onde:

z é um fator que indica a posição da armadura, dado por

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{u_{f3}}}$$

sendo u_{f1} , u_{f2} , e u_{f3} as menores distâncias, em milímetros, do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço, como especificado na Figura C.2;

A/L_r é a relação entre a área da seção transversal de concreto dentro da nervura e a superfície da nervura, dado por

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}}$$

α é o ângulo entre a alma da fôrma e o eixo horizontal, em graus, dado por

$$\alpha = \arctan \left(\frac{2 h_2}{l_1 - l_2} \right)$$

c_0 , c_1 , c_2 , c_3 , c_4 e c_5 são coeficientes dados na Tabela C.3 em função do TRRF e do tipo do concreto ;

l_1 , l_2 , e h_2 são dados na Figura C.1.

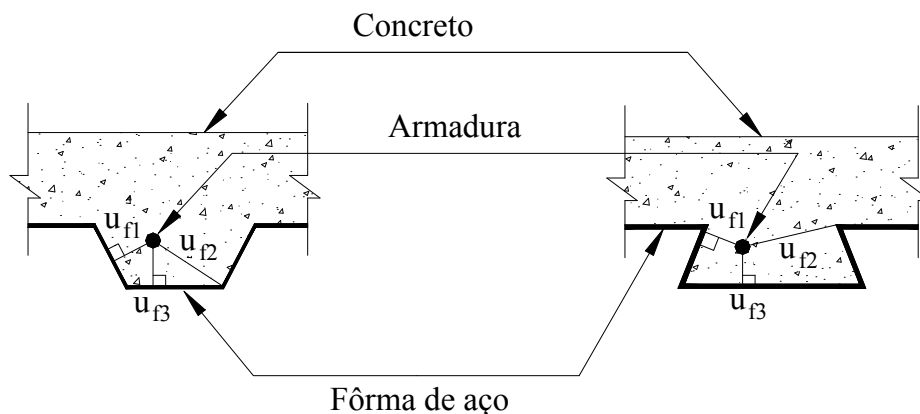


Figura C.2 - Posição geométrica da armadura

Tabela C.3 - Coeficientes c_0 a c_5 para determinação da temperatura na armadura

Tipo de concreto	TRRF (min)	c_0 (°C)	c_1 (°C)	c_2 (°C.mm ^{0,5})	c_3 (°C.mm)	c_4 (°C/°)	c_5 (°C.mm)
Densidade normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Baixa densidade	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

C.2.1.3.2.4 A resistência ao escoamento da armadura na temperatura θ_s pode ser calculada com os fatores de redução para o limite de escoamento dos aços (trefilados ou laminados, o que for aplicável) dados em 5.1.1.1.1.

C.2.1.3.2.5 A força proporcionada pela fôrma de aço, caso se opte por considerar a resistência da mesma no dimensionamento, pode ser calculada com os fatores de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados, dados em 5.1.1.1.1. Dessa maneira, a temperatura de cada parte componente da fôrma, ou seja, mesa inferior, alma e mesa superior pode ser obtida por:

$$\theta_i = b_0 + b_1 \frac{1}{\ell_3} + b_2 \frac{A}{L_r} + b_3 \phi + b_4 \phi^2$$

onde:

ϕ é o fator de configuração ou fator de vista da mesa superior da fôrma, igual a

$$\phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(\ell_3 + \frac{\ell_1 - \ell_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2}\right)^2}}{\ell_3}$$

h_2 , ℓ_1 , ℓ_2 e ℓ_3 são mostrados na Figura C.1;

b_0 , b_1 , b_2 , b_3 e b_4 são coeficientes dados na Tabela C.4 para cada parte componente da fôrma em função do TRRF e do tipo do concreto.

Tabela C.4 - Coeficientes b_0 a b_4 para determinação da temperatura nas partes da fôrma de aço

Tipo de concreto	TRRF (min)	Partes da fôrma de aço	b_0 (°C)	b_1 (°C.mm)	b_2 (°C.mm)	b_3 (°C)	b_4 (°C)
Densidad e normal	60	Mesa inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Mesa superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Mesa inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Mesa superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Mesa inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Mesa superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Baixa densidade	30	Mesa inferior	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Alma	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Mesa superior	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Mesa inferior	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Alma	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Mesa superior	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Mesa inferior	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Alma	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Mesa superior	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Mesa inferior	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Alma	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Mesa superior	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

C.2.1.3.3 Momento fletor negativo resistente de cálculo

C.2.1.3.3.1 O momento fletor negativo resistente de cálculo da laje corresponde ao momento de plastificação, obtido com base no diagrama de tensões na seção da laje (tomada com uma largura de influência igual à considerada para a carga uniformemente distribuída de cálculo $q_{fi,d}$ – ver C.2.1.3.1.2) totalmente plastificada. No cálculo desse momento, devem ser determinadas as forças de tração proporcionada pela armadura negativa e a força de compressão proporcionada pelo concreto, que devem estar em equilíbrio, aplicando-se as regras apresentadas de C.2.1.3.2.2 a C.2.1.3.2.6. Conservadoramente, as contribuições de eventual armadura positiva, do concreto tracionado e da fôrma de aço são desprezadas.

C.2.1.3.3.2 A força de tração resistente proporcionada pela armadura negativa pode ser tomada à temperatura ambiente, igual a:

$$N_s = A_s f_{ys}$$

onde:

A_s é a área de todas as barras da armadura;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço das barras da armadura.

C.2.1.3.3.3 O momento fletor negativo resistente de cálculo pode ser obtido utilizando-se uma seção transversal reduzida, na qual se despreza a parte da seção com temperatura superior à temperatura-limite, calculada pela expressão seguinte (a resistência da parte restante pode ser tomada à temperatura ambiente):

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 N_s + d_2 \frac{A}{L_r} + d_3 \phi + d_4 \frac{1}{\ell_3}$$

onde:

$N_s = A_s f_{ys}$ é a força axial resistente da armadura negativa (produto da área pela resistência ao escoamento do aço das barras da armadura);

d_0, d_1, d_2, d_3 e d_4 são coeficientes dados na Tabela C.5 em função do TTRF e do tipo de concreto.

Tabela C.5 - Coeficientes d_0 a d_4 para determinação da temperatura-limite

Tipo de concreto	TTRF (min)	d_0 (°C)	d_1 (°C.N)	d_2 (°C.mm)	d_3 (°C)	d_4 (°C.mm)
Densidade normal	60	867	-0,00019	-8,75	-123	-1378
	90	1055	-0,00022	-9,91	-154	-1990
	120	1144	-0,00022	-9,71	-166	-2155
Baixa densidade	30	524	-0,00016	-3,43	-80	-392
	60	1030	-0,00026	-10,95	-181	-1834
	90	1159	-0,00025	-10,88	-208	-2233
	120	1213	-0,00025	-10,09	-214	-2320

C.2.1.3.3.4 A isoterma para a temperatura-limite pode ser determinada com base em quatro pontos característicos, conforme mostrado na Figura C.3, cujas coordenadas são dadas pelas expressões seguintes:

$$x_1 = 0$$

$$y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}} \right)^2}$$

$$x_2 = \frac{\ell_2}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\sin \alpha} \right)$$

$$y_2 = y_1$$

$$x_3 = \frac{\ell_1}{2} - \frac{b}{\sin \alpha}$$

$$y_3 = h_2$$

$$x_4 = \frac{\ell_1}{2} + \frac{\ell_3}{2}$$

$$y_4 = h_2 + b$$

onde:

$$b = \frac{\ell_1}{2} \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$$

com

$$a = \ell_1 \sin \alpha \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}} \right)^2$$

$$c = \begin{cases} -8(1 + \sqrt{1+a}), & \text{para } a \geq 8 \\ 8(1 + \sqrt{1+a}), & \text{para } a < 8 \end{cases}$$

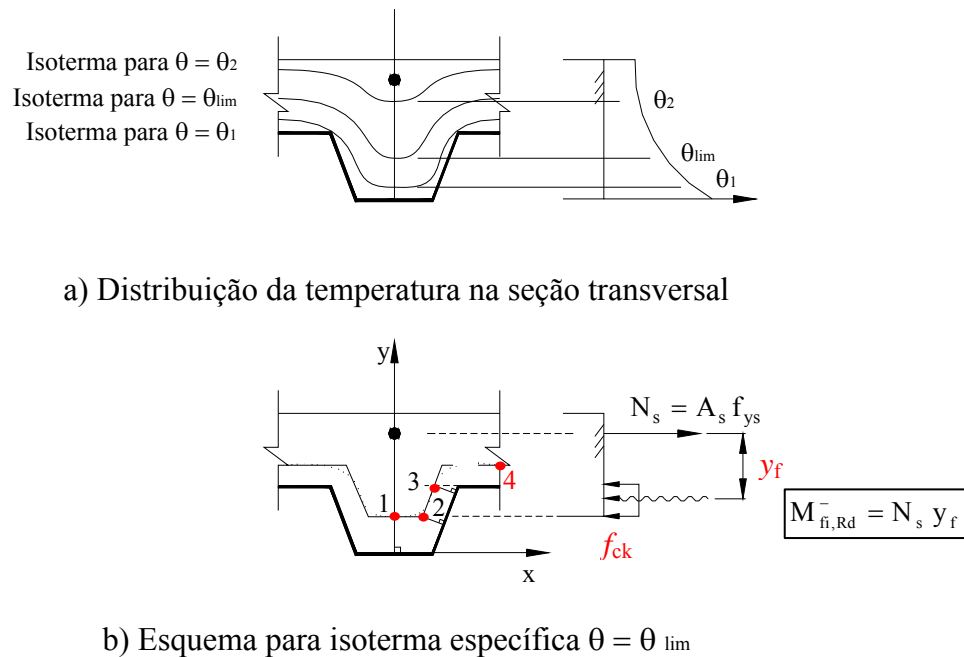


Figura C.3 – Temperatura na seção transversal da laje

C.2.1.3.3.5 O braço de alavanca y_f , para obtenção do momento fletor negativo resistente, $M_{fi,Rd}^-$ (ver Figura C.3-b), deve ser determinado por meio da expressão dada em C.2.1.3.2.3, tomando-se $\theta_s = \theta_{lim}$ e $u_{f3}/h_2 = 0,75$.

C.2.1.3.3.6 Caso y_1 , calculado em C.2.1.3.3.3, seja igual ou superior a h_2 , despreza-se o concreto dentro das nervuras. A laje deve então ser calculada como se tivesse espessura uniforme igual à espessura de concreto acima da fôrma de aço, conforme C.2.1.3.3.7 a C.2.1.3.3.9.

C.2.1.3.3.7 Alternativamente ao processo dado de C.2.1.3.3.1 a C.2.1.3.3.6, a laje pode ser calculada como de espessura uniforme igual à espessura equivalente calculada em C.2.1.2, conforme C.2.1.3.3.8 a C.2.1.3.3.10.

C.2.1.3.3.8 A variação da temperatura através da espessura da laje pode ser obtida com base na Tabela A.1 do Anexo A, de acordo com o TRRF, sendo que, para concreto de baixa densidade, os valores dessa tabela podem ser reduzidos em 10%.

C.2.1.3.3.9 A resistência do concreto em temperatura elevada pode ser calculada com os fatores de redução dados em 5.2.1.

C.2.1.3.3.10 A força de tração resistente proporcionada pela armadura negativa pode ser tomada à temperatura ambiente, conforme C.2.1.3.3.2.

C.2.1.3.4 Método alternativo

C.2.1.3.4.1 Para cada TRRF, a resistência ao carregamento das lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio pode ser considerada adequada se a espessura de concreto acima da fôrma não for menor que os valores dados na Tabela C.6, se a estrutura de suporte da laje possuir comprovadamente pelo menos a mesma resistência a incêndio da laje e se forem atendidos os requisitos de C.2.1.3.4.2.

Tabela C.6 - Espessura mínima do concreto acima da fôrma de aço

TRRF (min)	Espessura mínima do concreto (mm)	
	Densidade normal	Baixa densidade
60	90	65
90	100	75
120	110	85

C.2.1.3.4.2 As vigas de suporte da laje devem ser dimensionadas como vigas mistas de acordo com esta Norma e possuir conectores de cisalhamento com espaçamento não superior à largura da fôrma ou 800 mm, o que for menor. Além disso, a fôrma deve ser ancorada às vigas de suporte em todas as nervuras por meio de solda de bujão ou de conectores de cisalhamento.

C.2.2 Lajes com material de revestimento contra fogo

C.2.2.1 Pode-se aumentar a resistência em situação de incêndio de lajes mistas usando-se os seguintes meios:

- colocação de material de revestimento contra fogo na face inferior da fôrma de aço;
- colocação de forros suspensos que proporcionem revestimento térmico (nesse caso, deve-se comprovar que os mesmos vão se manter íntegros durante a ocorrência do incêndio).

C.2.2.2 A espessura efetiva mínima necessária para se garantir o critério de isolamento térmico de acordo com C.2.1.2 pode ser reduzida de uma espessura equivalente em concreto do material de revestimento contra fogo, calculada em função da relação entre as condutividades térmicas dos dois materiais.

C.2.2.3 O critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 350°C.

/ANEXO D

Anexo D (normativo)

Disposições construtivas para estruturas mistas de aço e concreto

D.1 Condições Gerais

D.1.1 Nas estruturas mistas de aço e concreto devem ser obedecidas determinadas disposições construtivas para, em princípio, garantir o nível exigido de união entre os dois materiais em todos os elementos estruturais e ligações em situação de incêndio. Se isso não ocorrer, as partes de aço e de concreto devem atender aos requisitos de resistência ao fogo independentemente.

D.1.2 A solda usada para ligação de uma parte de aço diretamente exposta ao fogo a uma outra parte protegida deve ter a resistência necessária para assegurar a transmissão dos esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio.

D.1.3 Nas superfícies de concreto expostas diretamente ao fogo, para reduzir o perigo de lascamento (*spalling*), o cobrimento da armadura ou do perfil de aço deve situar-se entre 20 mm e 50 mm. Na hipótese do cobrimento exceder 50 mm, uma malha adicional de aço com barras de diâmetro mínimo de 4 mm e espaçamento máximo de 250 mm em ambas as direções deve ser colocada em volta de toda seção, com cobrimento entre 20 mm e 40 mm.

D.1.4 Nos casos em que o concreto que envolve o perfil de aço tem função apenas de isolamento térmico, deve ser colocada a malha de aço descrita em D.1.3.

D.2 Condições aplicáveis a pilares mistos

D.2.1 Nos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto, devem ser obedecidas as seguintes disposições construtivas (ver também D.2.3):

- a) para ligação do concreto ao perfil de aço, devem ser usados estribos soldados na alma ou estribos e conectores de cisalhamento pino com cabeça soldados na alma, conforme mostra a Figura D.1, com detalhes específicos para seções transversais com alturas até 400 mm e superior a 400 mm;
- b) alternativamente à alínea a, os estribos podem também ser colocados penetrando na alma através de furos e envolvendo as barras da armadura longitudinal posicionadas de ambos os lados;
- c) o espaçamento entre os estribos ao longo do comprimento do pilar não pode exceder 500 mm, devendo-se também atender às prescrições da ABNT NBR 6118.

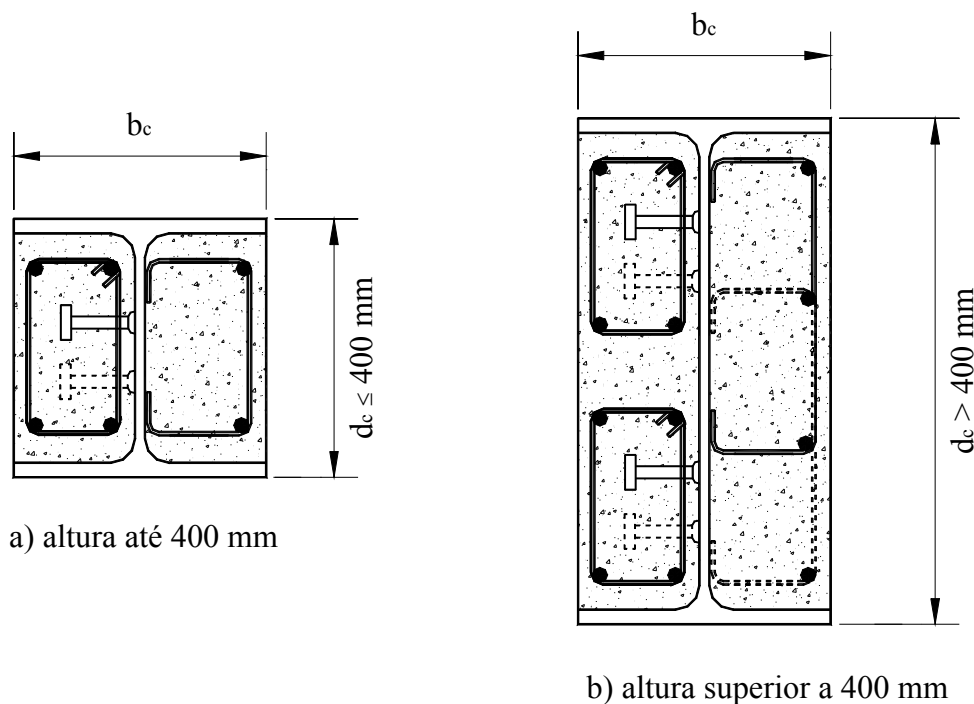


Figura D.1 - Disposições construtivas para pilares mistos parcialmente revestidos concreto

D.2.2 Nos pilares mistos preenchidos com concreto, devem ser obedecidas as seguintes disposições construtivas (ver também D.2.3):

- não deve ser colocado nenhum conector de cisalhamento adicional, com objetivo de resistir ao incêndio, conexão entre o perfil de aço e o concreto do pilar, na altura delimitada pela ligação da viga;
- a armadura longitudinal do concreto, caso exista, deve ser mantida em sua posição por meio de estribos e espaçadores;
- o espaçamento dos estribos ao longo do comprimento do pilar não pode exceder 15 vezes o menor diâmetro das barras da armadura longitudinal utilizada;
- antes da concretagem, em cada andar do edifício, devem ser executados furos com diâmetro mínimo de 20 mm na parede do perfil tubular de aço, espaçados entre si de no máximo 5 m, sendo obrigatoriamente um na base e outro no topo do pilar.

D.2.3 Nos pilares mistos parcialmente revestidos com concreto e preenchidos com concreto, conectores de cisalhamento não podem ser ligados diretamente a regiões do perfil de aço sem revestimento contra fogo. No entanto, consoles para apoio de vigas com conectores de cisalhamento internos, envolvidos por concreto, podem ser usados (ver Figuras D.4 e D.5-a).

D.3 Condições aplicáveis a ligações entre vigas mistas e pilares mistos

D.3.1 Generalidades

D.3.1.1 As ligações entre vigas mistas e pilares mistos devem ser projetadas e construídas de forma que suportem os esforços solicitantes de cálculo para o mesmo tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) do componente estrutural que transmite tais esforços.

D.3.1.2 Nas ligações de elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo, deve ser aplicado o mesmo nível de proteção do componente estrutural que transmite os esforços solicitantes.

D.3.1.3 As vigas mistas podem ser apoiadas em consoles ou ser parafusadas a chapas soldadas no perfil de aço do pilar misto. No primeiro caso, os detalhes construtivos devem garantir que a viga não deslize sobre o console durante a fase de resfriamento, de modo a desprender-se do apoio.

D.3.1.4 As ligações projetadas de acordo com as Figuras D.3 a D.5 devem ter resistência ao fogo compatível com os requerimentos dos componentes estruturais adjacentes. No entanto, admite-se o uso de consoles sem material de revestimento contra fogo soldados no pilar misto, mesmo com vigas envolvidas por esse material.

D.3.1.5 Mesmo que a viga tenha sido projetada como simplesmente apoiada, um momento negativo pode ocorrer nos apoios em decorrência de um binário formado pela continuidade da armadura da laje de concreto (que resulta em uma força de tração) e pela ligação do perfil de aço da viga ao pilar (que resulta em uma força de compressão). Esse momento negativo sempre ocorre em situação de incêndio se a folga entre a extremidade da viga e a face do pilar for menor que 10 mm ou, em vigas com vão superior a 5 m, situar-se entre 10 mm e 15 mm (ver Figura D.2).

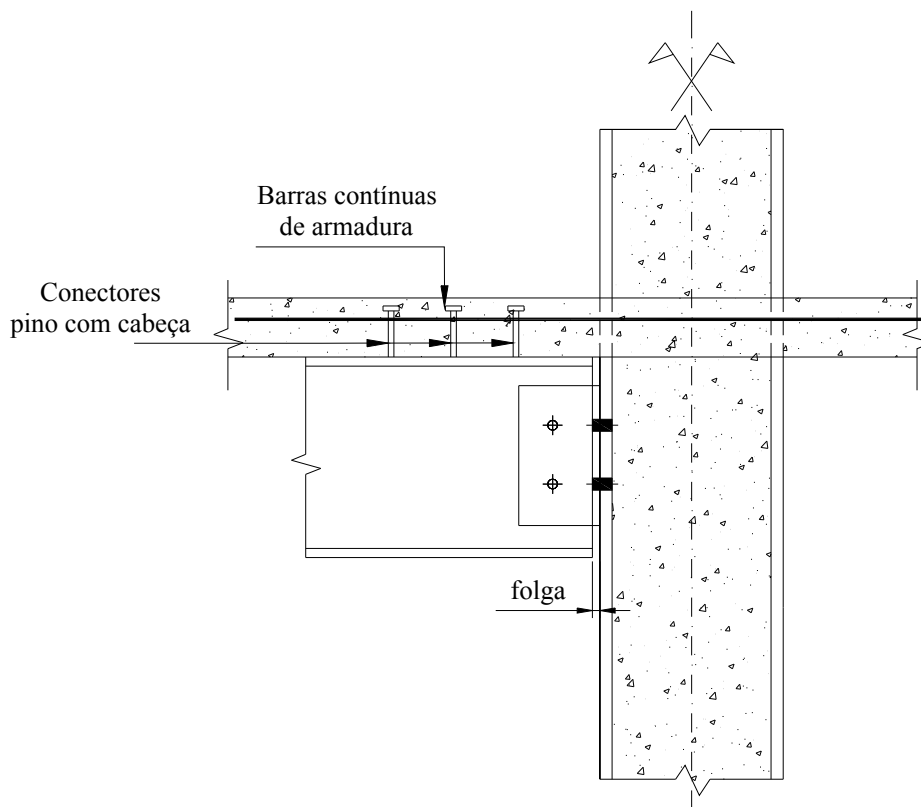


Figura D.2 - Ocorrência de momento negativo nos apoios das vigas

D.3.2 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos totalmente revestidos por concreto

Nas ligações entre vigas mistas e pilares mistos totalmente revestidos por concreto, consoles ou chapas de cisalhamento, de acordo com a Figura D.3, podem ser soldados diretamente à mesa do perfil de aço do pilar misto para apoiar a viga mista.

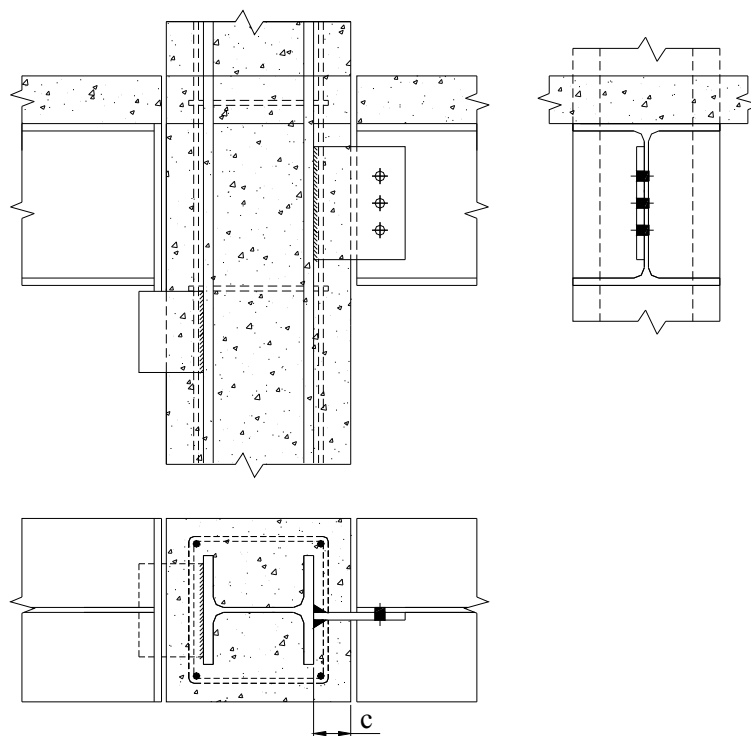


Figura D.3 - Exemplos de ligação entre viga e pilar misto totalmente revestido por concreto

D.3.3 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos parcialmente revestidos por concreto

D.3.3.1 Nas ligações entre vigas mistas e pilares mistos parcialmente revestidos por concreto, se for usado console sem material de revestimento contra fogo, conectores de cisalhamento pino com cabeça adicionais devem ser fixados nessa peça e penetrar no perfil de aço, em oposição aos consoles, uma vez que as soldas estarão diretamente expostas ao fogo (Figura D.4). A força cortante resistente de cálculo dos conectores deve ser obtida conforme A.3.1 (Anexo A), com a temperatura dessas peças igual à temperatura média do console.

D.3.3.2 Os conectores de cisalhamento pino com cabeça adicionais não são necessários se o console sem material de revestimento contra fogo (Figura D.4):

- tiver uma espessura mínima de 80 mm;
- for continuamente soldado pelos quatro lados à mesa do pilar, e;
- tiver a solda superior protegida contra radiação direta do calor, com espessura mínima de 1,5 vez a espessura das soldas dos outros três lados e dimensionada à temperatura ambiente para resistir a pelo menos 40% da força cortante solicitante de cálculo.

D.3.3.3 Se a ligação entre a viga e o pilar misto for feita por meio de chapa de extremidade paralela à alma, a folga entre a extremidade da viga e a face do pilar não necessita de nenhuma proteção adicional se for menor que 10 mm (Figura D.4).

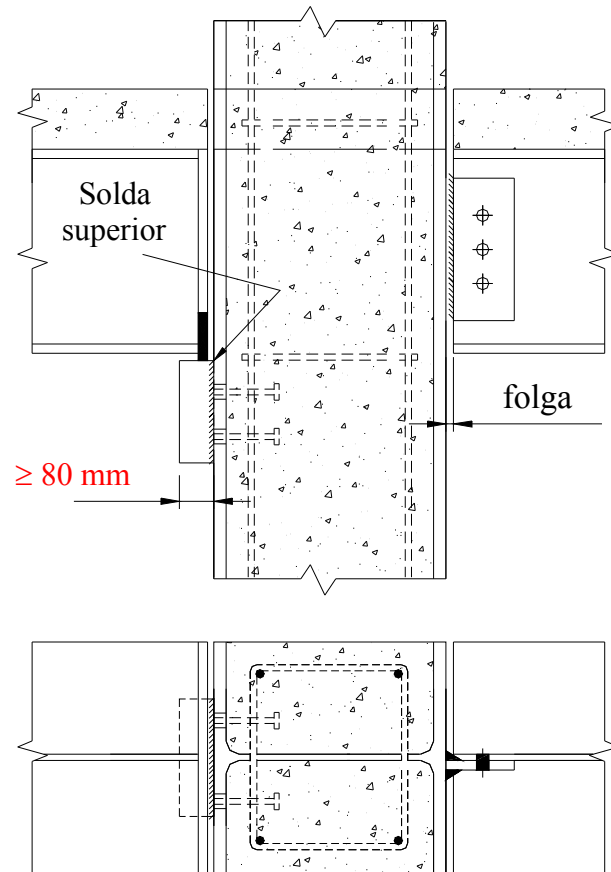


Figura D.4 - Exemplos de ligação entre viga e pilar misto parcialmente revestido com concreto

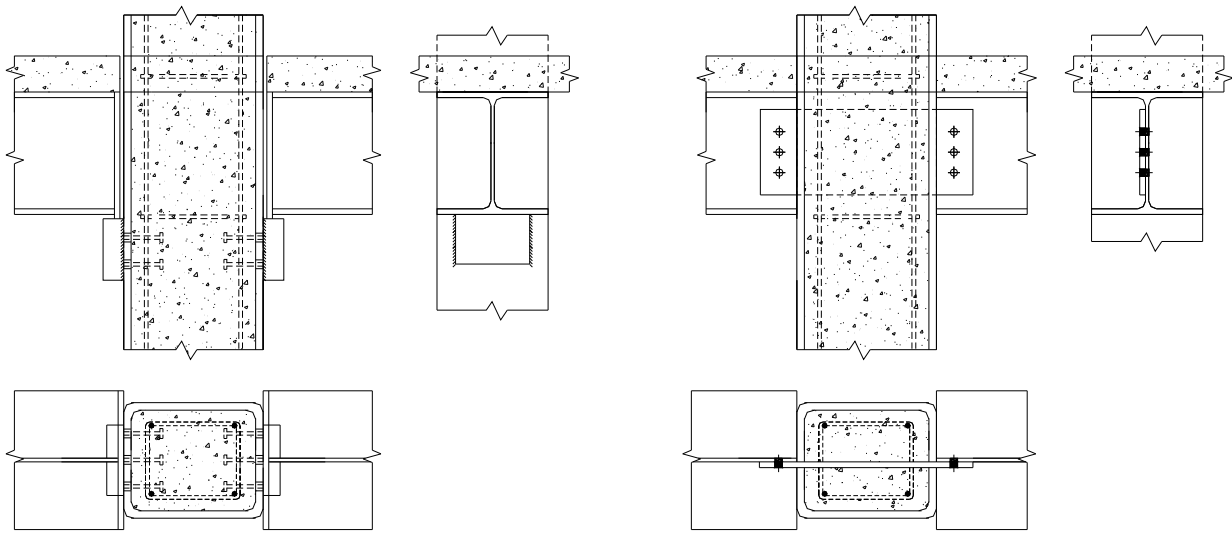
D.3.4 Ligações entre vigas mistas e pilares mistos preenchidos com concreto

D.3.4.1 As vigas mistas podem ser ligadas a pilares mistos preenchidos com concreto por meio de console ou chapa de extremidade (Figura D.5).

D.3.4.2 Os esforços solicitantes devem ser transmitidos por meios adequados da viga para o núcleo de concreto do pilar misto.

D.3.4.3 Se forem usados consoles sem material de revestimento contra fogo, a transferência de força cortante deve ser assegurada por meio de conectores de cisalhamento adicionais (Figura D.4-a). A força cortante resistente de cálculo dos conectores deve ser obtida conforme A.3.1 (Anexo A), com a temperatura dessas peças igual à temperatura média do console.

D.3.4.4 Se forem usadas chapas de extremidade paralelas às almas das vigas, essas chapas devem penetrar no pilar e ser soldadas a ambas as paredes opostas do perfil de aço (Figura D.4-b).



a) Consoles com conectores adicionais

b) Chapas de extremidade

Figura D.4 - Exemplos de ligação de viga a pilar mistos preenchido com concreto

Anexo E (normativo)

Propriedades térmicas do aço

E.1 Introdução

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços estruturais com a temperatura são dadas em E.2, E.3 e E.4, respectivamente. Deve-se, no entanto, observar o disposto em 5.1 para aços estruturais com propriedades diferentes das apresentadas.

E.2 Alongamento

E.2.1 O alongamento do aço ($\Delta\ell_a/\ell_a$) pode ser determinado da seguinte forma (Figura E.1):

- para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$$

- para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 1,1 \times 10^{-2}$$

- para $860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$$

onde:

ℓ_a é o comprimento da peça de aço a 20°C ;

$\Delta\ell_a$ é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

E.2.2 De forma simplificada, a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, deve ser adotado o seguinte valor para o alongamento (Figura E.1):

$$\frac{\Delta\ell_a}{\ell_a} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

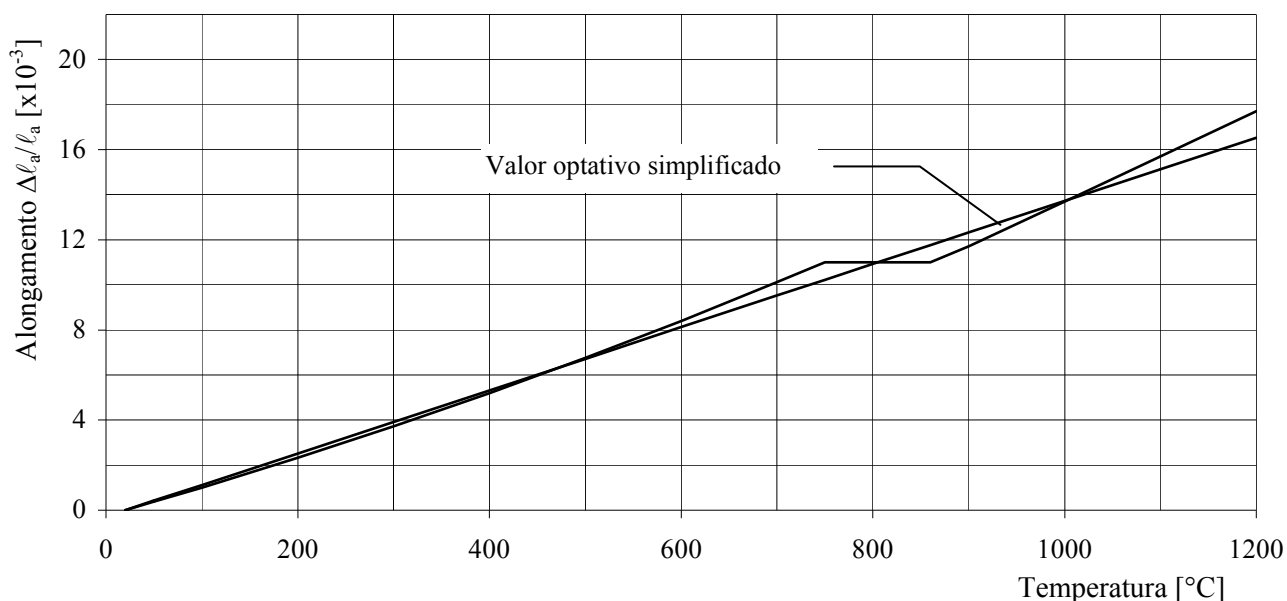


Figura E.1 - Alongamento do aço em função da temperatura

E.3 Calor Específico

E.3.1 O calor específico do aço (c_a), em joules por quilogramas e por grau Celsius ($J/kg^{\circ}C$), pode ser determinado da seguinte forma (Figura E.2):

- para $20^{\circ}C \leq \theta_a < 600^{\circ}C$

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3$$

- para $600^{\circ}C \leq \theta_a < 735^{\circ}C$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

- para $735^{\circ}C \leq \theta_a < 900^{\circ}C$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

- para $900^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C$

$$c_a = 650$$

onde θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

E.3.2 De forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor deve ser assumido (Figura E.2):

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

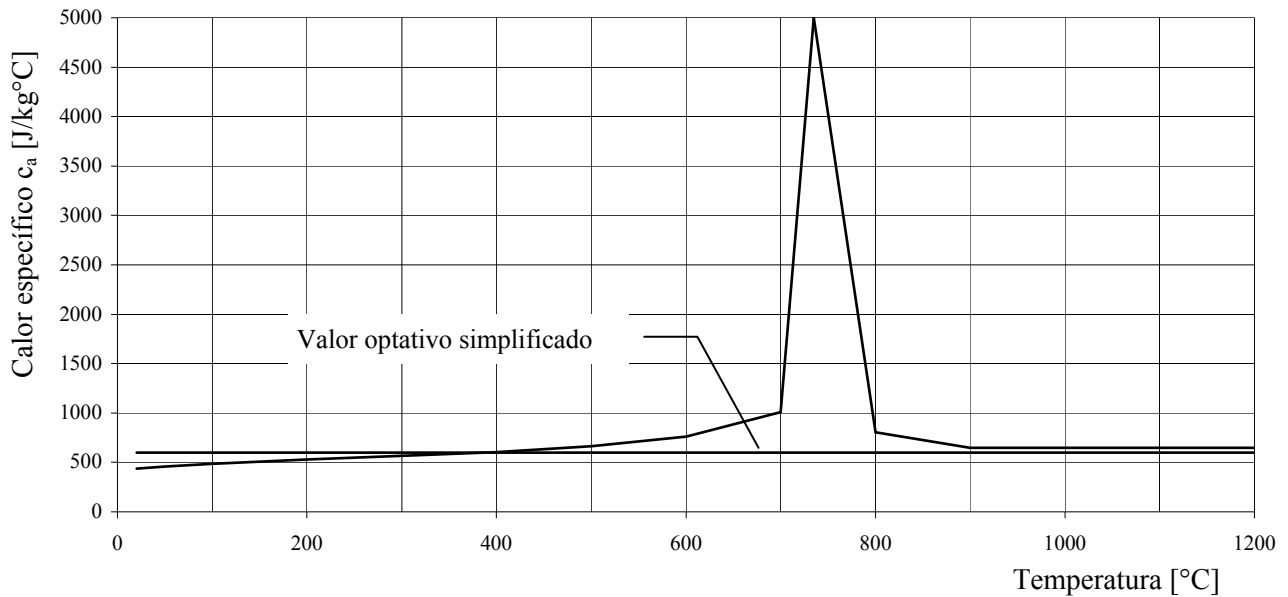


Figura E.2 - Calor específico do aço em função da temperatura

E.4 Condutividade térmica

E.4.1 A condutividade térmica do aço (λ_a), em watts por metro e por grau Celsius ($\text{W/m}^\circ\text{C}$), pode ser determinada da seguinte forma (Figura E.3):

- para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a$$

- para $800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3$$

onde θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

E.4.2 De forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor pode ser tomado (Figura E.3):

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

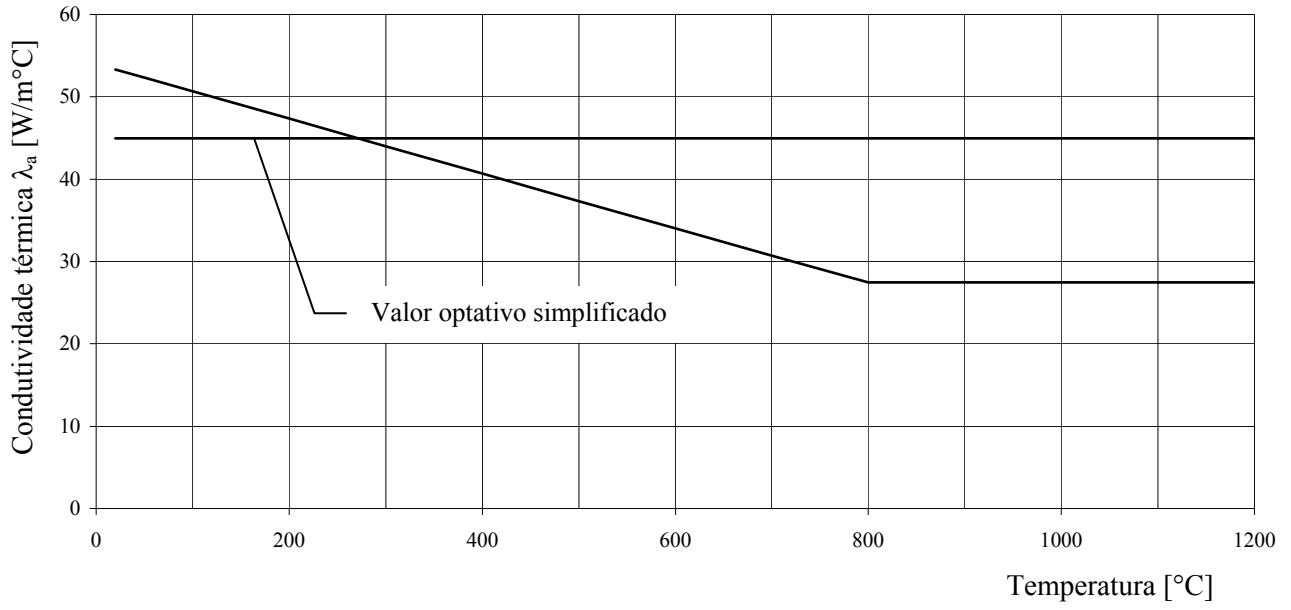


Figura E.3 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura

Anexo F (normativo)

Propriedades térmicas do concreto

F.1 Introdução

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos concretos de densidade normal e de baixa densidade com a temperatura são dados em F.2, F.3 e F.4, respectivamente. Deve-se, no entanto, observar o disposto em 5.2 para concretos com propriedades diferentes das apresentadas.

F.2 Alongamento

F.2.1 Concreto de densidade normal

F.2.1.1 O alongamento do concreto de densidade normal ($\Delta l_c/l_c$) pode ser determinado da seguinte forma (Figura F.1):

- para $20^\circ\text{C} \leq \theta_c < 700^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta l_c}{l_c} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4}$$

- para $700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$

$$\frac{\Delta l_c}{l_c} = 14 \times 10^{-3}$$

onde:

l_c é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20°C ;

Δl_c é a expansão térmica da peça de concreto de densidade normal provocada pela temperatura;

θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

F.2.1.2 De forma simplificada, a relação entre o alongamento do concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser adotado o seguinte valor para o alongamento (Figura F.1):

$$\frac{\Delta l_c}{l_c} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

F.2.2 Concreto de baixa densidade

O alongamento do concreto de baixa densidade ($\Delta\ell_c/\ell_c$) pode ser determinado da seguinte forma (Figura F.1):

$$\frac{\Delta\ell_c}{\ell_c} = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

onde:

ℓ_c é o comprimento da peça de concreto de baixa densidade a 20°C;

$\Delta\ell_c$ é a expansão térmica da peça de concreto de baixa densidade provocada pela temperatura.

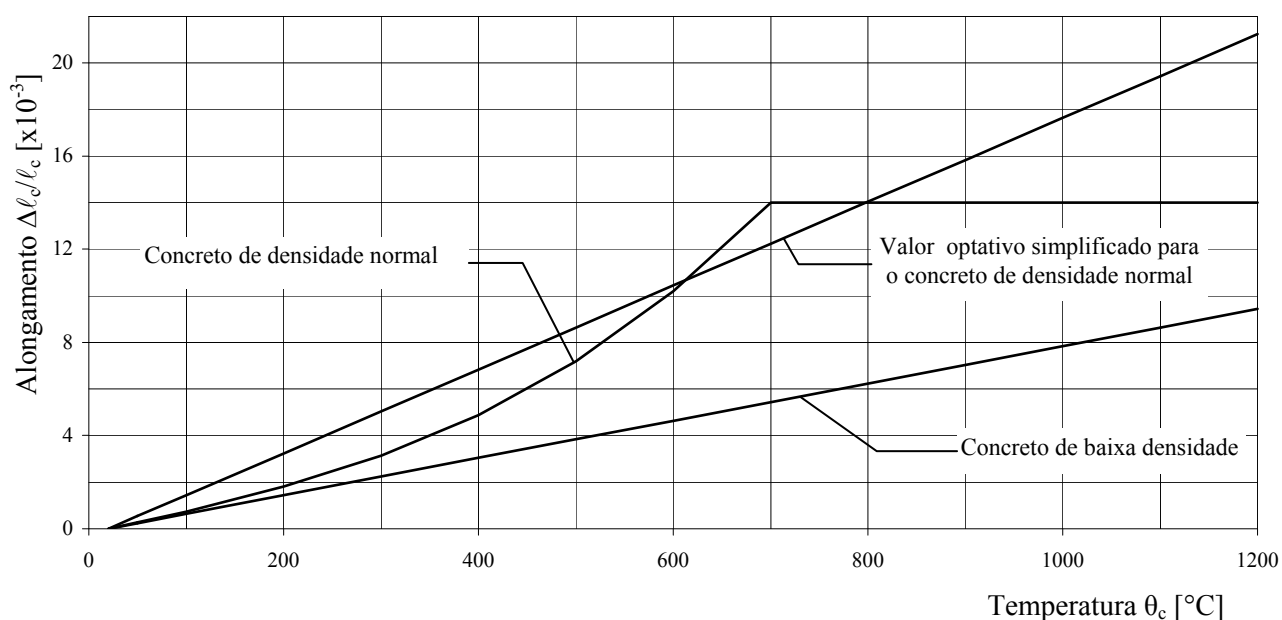


Figura F.1 - Alongamento do concreto em função da temperatura

F.3 Calor Específico

F.3.1 Concreto de densidade normal

F.3.1.1 O calor específico do concreto de densidade normal (c_c), em joules por quilograma e por grau Celsius ($J/kg^\circ C$) pode ser determinado da seguinte forma (Figura F.2):

- para $20^\circ C \leq \theta_c < 100^\circ C$

$$c_c = 900$$

- para $100^\circ C < \theta_c \leq 115^\circ C$

$$c_c = c_c^*$$

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

$$c_c = c_c^* - \left(\frac{c_c^* - 1000}{85} \right) (\theta_c - 115)$$

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

$$c_c = 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2}$$

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

$$c_c = 1100$$

onde:

θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius;

c_c^* é uma constante que leva em conta a umidade presente no concreto, igual a 915 J/kg $^{\circ}\text{C}$ para umidade de 0% do peso do concreto, 1470 J/kg $^{\circ}\text{C}$ para umidade de 1,5% do peso do concreto, 2020 J/kg $^{\circ}\text{C}$ para umidade de 3% do peso do concreto e 5600 J/kg $^{\circ}\text{C}$ para umidade de 10% do peso do concreto.

F.3.1.2 De forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do concreto. Nesse caso, pode ser adotado o seguinte valor (Figura F.2):

$$c_c = 1000 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$$

F.3.2 Concreto de baixa densidade

O valor do calor específico do concreto de baixa densidade (c_c) é considerado independente da temperatura e igual a (Figura F.2):

$$c_c = 840 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$$

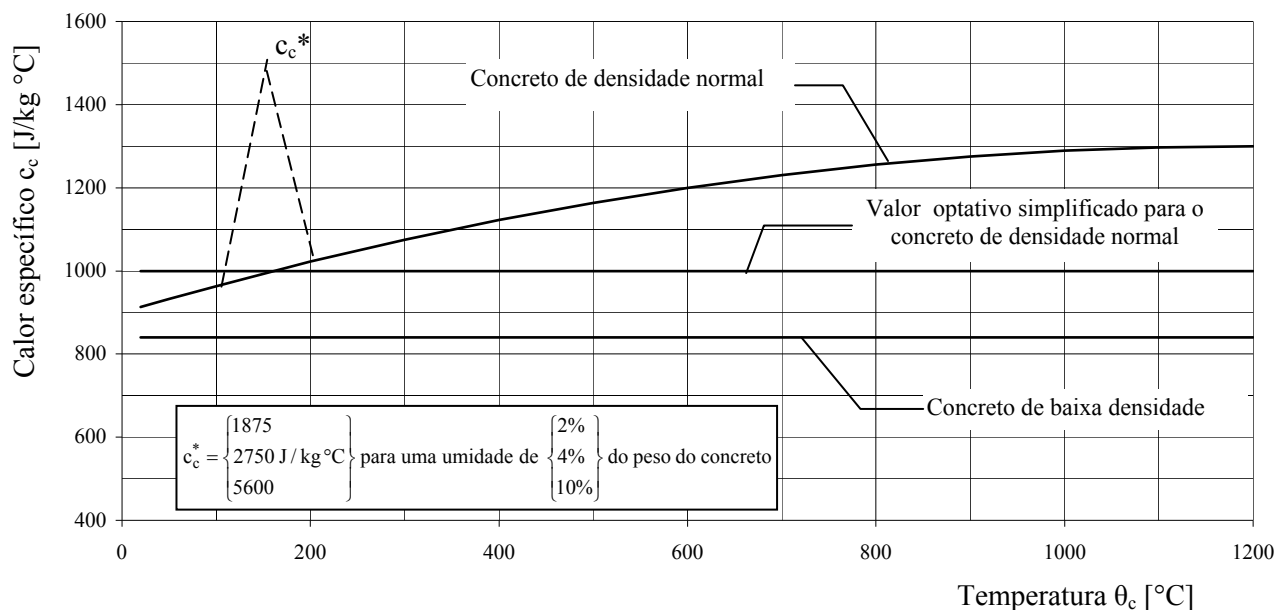


Figura F.2 - Calor específico do concreto em função da temperatura

F.4 Condutividade térmica

F.4.1 Concreto de densidade normal

F.4.1.1 A condutividade térmica do concreto de densidade normal (λ_c), em watt por metro e por grau Celsius ($W/m^\circ C$), pode ser determinada da seguinte forma (figura F.3):

- para $20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C$

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

onde θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

F.4.1.2 Conforme especificado em 5.2.2, de forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do concreto. Nesse caso, pode ser assumido o seguinte valor (Figura F.3):

$$\lambda_c = 1,6 W / m^\circ C$$

F.4.2 Concreto de baixa densidade

A condutividade térmica do concreto de baixa densidade (λ_c), em watts por metro e por grau Celsius ($W/m^\circ C$), pode ser determinada da seguinte forma (Figura F.3):

- para $20^\circ C \leq \theta_c \leq 800^\circ C$

$$\lambda_c = 1,0 - \frac{\theta_c}{1600}$$

- para $\theta_c > 800^\circ\text{C}$

$$\lambda_c = 0,5$$

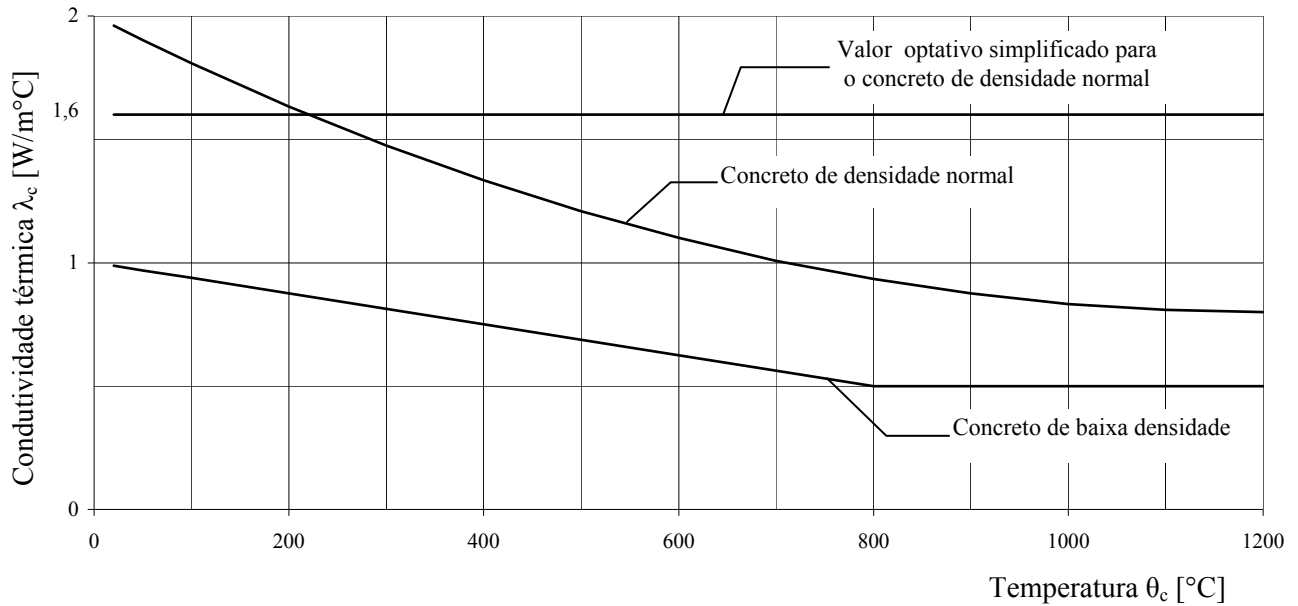


Figura F.3 - Condutividade térmica do concreto em função da temperatura

Anexo G (normativo)

Método do Tempo Equivalente

G.1 Expressão geral e aplicabilidade

G.1.1 O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto pode ser obtido pelo Método do Tempo Equivalente, pelo qual são levadas em conta aspectos do projeto contra incêndio e características da edificação que reduzem o risco ou a propagação do sinistro e facilitam a fuga dos usuários e as operações de combate ao fogo. Por esse método, aplicável a incêndio em compartimento, o TRRF, representado por t_{eq} , é fornecido pela expressão:

$$t_{eq} = 0,07 q_{fi,k} W \gamma_n \gamma_s \gamma_r$$

onde:

$q_{fi,k}$ é o valor característico da carga de incêndio específica, em megajoules por metro quadrado, fornecida pela ABNT NBR 14432;

W é um fator que depende da área de ventilação e da altura do compartimento, dado em G.2;

γ_n é um fator que depende das medidas de proteção ativa da edificação, dado em G.3;

γ_s é um fator que depende da altura do piso mais elevado da edificação e da área do compartimento, dado em G.4;

γ_r é um fator que depende do risco de ativação do incêndio, dado em G.5.

Ao se usar o Método do Tempo Equivalente, devem ser observadas as limitações apresentadas em G.6.

G.1.2 O tempo t_{eq} deve ser usado em associação com o incêndio-padrão.

G.1.3 O Método do Tempo Equivalente pode ser aplicado a todos os tipos de edificações, com exceção daquelas destinadas a depósito de material explosivo e a central de comunicação e energia.

G.2 Fator W

G.2.1 O fator W , função da área de ventilação e da altura do compartimento, é dado por (ver G.2.2):

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

onde:

H é a altura do compartimento (distância do piso ao teto), em metros;

A_v é a área de ventilação vertical para o ambiente externo do compartimento, considerando-se que os vidros das janelas se quebrarão em incêndio (ver G.2.2), em metros quadrados;

A_h é a área de ventilação horizontal, em metros quadrados;

A_f é a área total do piso do compartimento (ver G.2.2), em metros quadrados.

G.2.2 Para que a expressão dada em G.2.1 seja válida, a relação A_v/A_f deve estar situada entre 0,025 e 0,30.

G.3 Fator γ_n

O fator γ_n , função das medidas de proteção ativa, é dado por:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2} \gamma_{n3}$$

onde γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} são fatores parciais de ponderação das medidas de segurança contra incêndio, relacionados respectivamente à existência de chuveiros automáticos, brigada contra incêndio e detecção automática, fornecidos na Tabela G.1.

Tabela G.1 – Fatores parciais de ponderação das medidas de segurança contra incêndio

Existência de chuveiros automáticos γ_{n1} ^{a)}	Existência de brigada contra incêndio γ_{n2} ^{a)}	Existência de detecção automática γ_{n3} ^{a)}
0,60	0,90	0,90
^a Na ausência de algum meio de proteção indicado, adota-se o fator parcial correspondente igual a 1,0.		

G.4 Fator γ_s

G.4.1 O fator γ_s , função da altura do piso mais elevado da edificação e da área do compartimento, é dado por (ver G.4.2):

$$\gamma_s = 1 + \frac{A_f (h + 3)}{10^5}$$

onde h é a altura do piso mais elevado, em metros.

G.4.2 Devem ser adotados para limites inferior e superior de γ_s os valores 1,0 e 3,0, respectivamente.

G.5 Fator γ_r

O fator γ_r , função do risco de ativação do incêndio, é fornecido pela Tabela G.2.

Tabela G.2 – Valores de γ_r

γ_r	Risco de ativação do incêndio	Exemplos de ocupação
0,85	Pequeno	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu.
1,00	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, loja de departamentos, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, depósitos em geral (inclusive de produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, acessórios de automóveis ou similares) e supermercados.
1,20	Médio	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica.
1,50	Alto	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis.

G.6 Limitações

Para uso do Método do Tempo Equivalente, fornecido neste Anexo, as seguintes limitações devem ser aplicadas:

- o tempo t_{eq} não pode ser tomado inferior a 15 minutos para os Grupos A, D, E, G e I e para a Divisão J-2, conforme descritos no Anexo A da ABNT NBR 14432:2000, e 30 minutos para as demais ocupações. Esse tempo também não pode ser tomado inferior ao tempo determinado pelo Anexo A da ABNT NBR 14432:2000 reduzido de 30 minutos;
- o produto $q_{fi,k} \gamma_n \gamma_s \gamma_r$ não pode ser tomado inferior a 300 MJ/m².