

ABNT NBR 15200:2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento

Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Fórum 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).

A ABNT NBR 15200 foi elaborada no Comitê Brasileiro de Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Estruturas de Concreto Simples, Armado e Protendido (CE-02:124.15). O Projeto circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº 08, de 31.08.2004, com o número Projeto 02:124.15-005.

Esta Norma foi elaborada a partir do Eurocode 2 – *Design of concrete structures – Part 1-2 General rules – Structural fire design*, adaptando-o à realidade brasileira, considerando os produtos e a experiência no Brasil.

1 Objetivo

Esta Norma estabelece os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento.

Esta Norma se aplica às estruturas de concreto projetadas de acordo com as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062.

2 Referências normativas

As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições para esta Norma. As edições indicadas estavam em vigor no momento desta publicação. Como toda norma está sujeita a revisão, recomenda-se àqueles que realizam acordos com base nesta que verifiquem a conveniência de se usarem as edições mais recentes das normas citadas a seguir. A ABNT possui a informação das normas em vigor em um dado momento.

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 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

ABNT NBR 9062:2001 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento

ABNT NBR 13528:1995 – Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação de aderência à tração

ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento

3 Definições e simbologia

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as definições e a simbologia da ABNT NBR 6118, além dos símbolos específicos para o projeto em situação de incêndio que têm seu significado e uso estabelecidos no texto desta Norma, e as definições seguintes:

3.1 situação normal: Temperatura ambiente (considerada próxima a 20°C).

3.2 situação de incêndio: Temperatura atingida pela estrutura sob a ação do fogo.

4 Requisitos gerais

4.1 O projeto de estruturas de concreto em situação normal deve atender às prescrições da ABNT NBR 6118 e, em se tratando de estruturas de concreto pré-moldado, também da ABNT NBR 9062. O projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, ou seja, à temperatura ambiente (considerada próxima a 20°C), com o que ocorre em situação de incêndio.

4.2 Os objetivos gerais da verificação de estruturas em situação de incêndio são:

- limitar o risco à vida humana;
- limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade;
- limitar o risco da propriedade exposta ao fogo.

4.3 Considera-se que os objetivos estabelecidos em 4.2 são atingidos se for demonstrado que a estrutura mantém as seguintes funções:

- função corta-fogo – a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem de chamas;
- função de suporte – a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

4.4 Os requisitos descritos em 4.3 estão inseridos num conjunto maior de requisitos gerais de proteção contra incêndio que compreende:

- reduzir o risco de incêndio;
- controlar o fogo em estágios iniciais;
- limitar a área exposta ao fogo (compartimento corta-fogo);
- criar rotas de fuga;
- facilitar a operação de combate ao incêndio;
- evitar ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

4.5 Edificações grandes, sobretudo mais altas, contendo maior carga de incêndio (energia gerada pela combustão do material depositado no edifício), devem atender às exigências mais severas para cumprir com os requisitos gerais. Projetos que favoreçam a prevenção ou a proteção contra incêndio, em termos desses requisitos gerais, 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.

4.6 As duas funções estabelecidas em 4.3 devem ser verificadas sob combinações excepcionais de ações, no estado limite último, de modo que sejam aceitáveis plastificações e ruínas locais que não determinem colapso além do local. A ABNT NBR 14432 define, em função das características da construção e do uso da edificação, as ações que devem ser consideradas para representar a situação de incêndio. A ABNT NBR 8681 estabelece qual a combinação de ações a ser considerada.

4.7 Como plastificações, ruínas e até colapsos locais são aceitos, a estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for vistoriada, tiver sua capacidade remanescente verificada e sua recuperação for projetada e executada. Essa recuperação pressupõe que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio, recuperando todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

4.8 A verificação prevista em 4.7 pode eventualmente concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura, se o incêndio foi de pequena severidade ou se a estrutura tinha proteção superabundante.

5 Propriedades dos materiais em situação de incêndio

As propriedades dos materiais variam conforme a temperatura, θ , a que são submetidos por ação do fogo.

5.1 Concreto

5.1.1 Valores comparativos de resistência e módulo de elasticidade

A alteração das propriedades de resistência e rigidez do concreto, quando submetido a compressão axial a elevadas temperaturas, deve ser obtida de acordo com a tabela 1.

Para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e calcários, esta tabela fornece:

- a relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal (f_{ck});
- a relação entre o módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas ($E_{c,\theta}$) e o módulo de elasticidade do concreto em situação normal (E_c).

Para valores intermediários de temperatura, pode ser feita interpolação linear.

Tabela 1 — Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2 000 kg/m³ a 2 800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários

Temperatura do concreto, θ °C	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1 000	0,04	0,00	0,06	0,00
1 100	0,01	0,00	0,02	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00

5.1.2 Resistência à compressão do concreto na temperatura θ

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 1, podendo ser obtida pela seguinte equação:

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

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme figura 1.

Permite-se estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

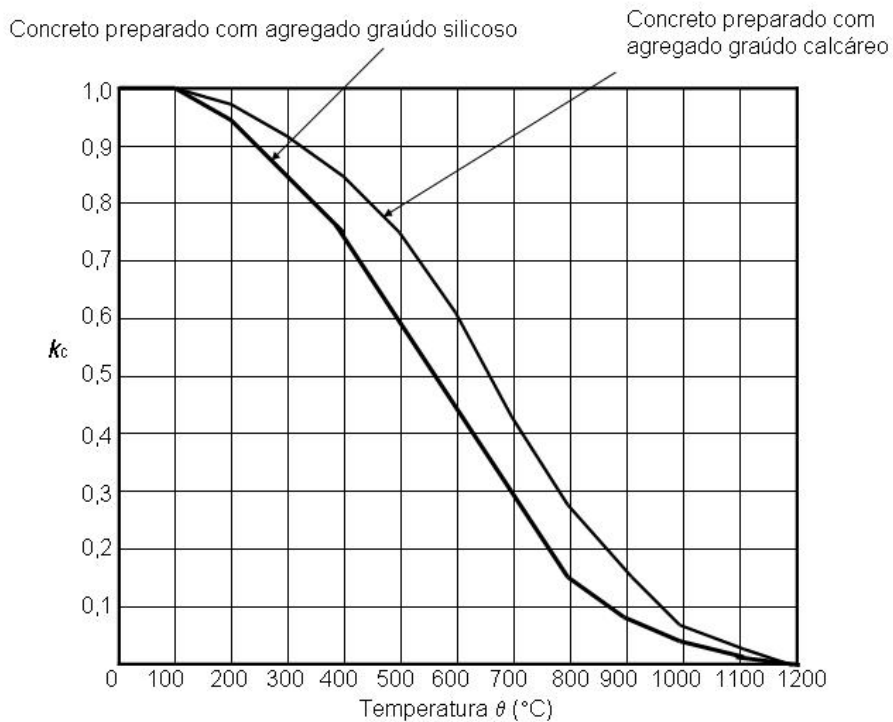


Figura 1 — Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura

5.1.3 Módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 2, podendo ser obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} E_{ci}$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal. Essa mesma expressão vale para o módulo secante E_{cs} ;

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ , conforme figura 2.



Figura 2 — Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura

5.2 Aço

5.2.1 Aço de armadura passiva

5.2.1.1 Valores comparativos de resistência e módulo de elasticidade

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura passiva a elevadas temperaturas deve ser obtida a partir da tabela 2.

Esta tabela fornece:

- a relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura passiva submetido a diferentes temperaturas ($f_{y,\theta}$) e a resistência característica ao escoamento em situação normal (f_{yk});
- a relação entre o módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas ($E_{s,\theta}$) e o módulo de elasticidade em situação normal (E_s).

Para valores intermediários de temperatura, pode ser feita interpolação linear.

Tabela 2 — Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva

Temperatura do aço, θ °C	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

5.2.1.2 Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura θ

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 3, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk}$$

onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme figura 3, onde:

- curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;
- curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} < 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

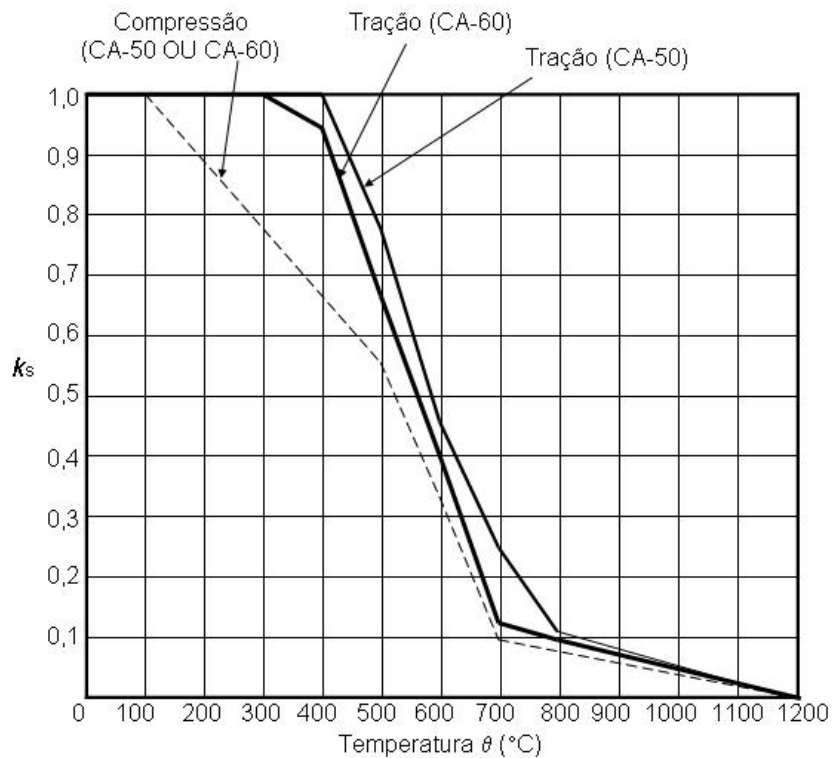


Figura 3 — Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura

5.2.1.3 Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 4, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal;

$k_{sE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , conforme figura 4.

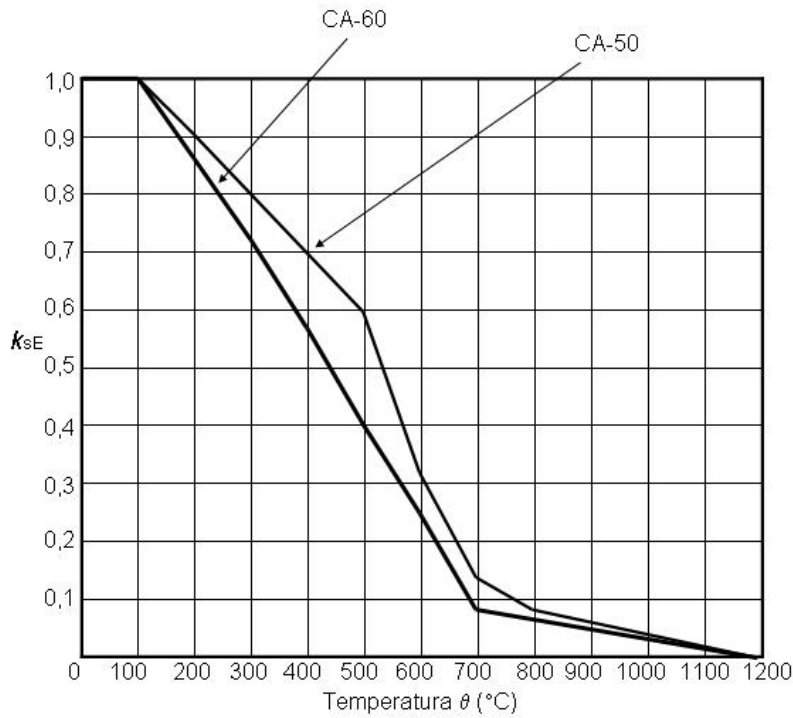


Figura 4 — Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura

5.2.2 Aço de armadura ativa

5.2.2.1 Valores comparativos de resistência e módulo de elasticidade

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura ativa a elevadas temperaturas deve ser obtida a partir da tabela 3.

Esta tabela fornece:

- a relação entre a resistência ao escoamento do aço da armadura ativa submetido a diferentes temperaturas ($f_{py,\theta}$) e a resistência característica ao escoamento em situação normal (f_{pyk});
- a relação entre o módulo de elasticidade do aço submetido a diferentes temperaturas ($E_{ps,\theta}$) e o módulo de elasticidade em situação normal (E_{ps}).

Para valores intermediários de temperatura, pode ser feita interpolação linear.

Tabela 3 — Valores das relações $f_{py, \theta} / f_{pyk}$ e $E_{ps, \theta} / E_{ps}$ para fios e cordoalhas e para barras da armadura ativa

Temperatura do aço, θ °C	$f_{py, \theta} / f_{pyk}$		$E_{ps, \theta} / E_{ps}$	
	Fios e cordoalhas	Barras	Fios e cordoalhas	Barras
1	2	3	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	0,99	0,98	0,98	0,76
200	0,87	0,92	0,95	0,61
300	0,72	0,86	0,88	0,52
400	0,46	0,69	0,81	0,41
500	0,22	0,26	0,54	0,20
600	0,10	0,21	0,41	0,15
700	0,08	0,15	0,10	0,10
800	0,05	0,09	0,07	0,06
900	0,03	0,04	0,03	0,03
1000	0,00	0,00	0,00	0,00
1100	0,00	0,00	0,00	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

5.2.2.2 Resistência ao escoamento do aço de armadura ativa na temperatura θ

A resistência ao escoamento do aço da armadura ativa decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 5, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{py, \theta} = k_{p, \theta} f_{pyk}$$

onde:

f_{pyk} é a resistência característica do aço de armadura ativa em situação normal;

$k_{p, \theta}$ é o fator de redução da resistência do aço de armadura ativa na temperatura θ , conforme figura 5.

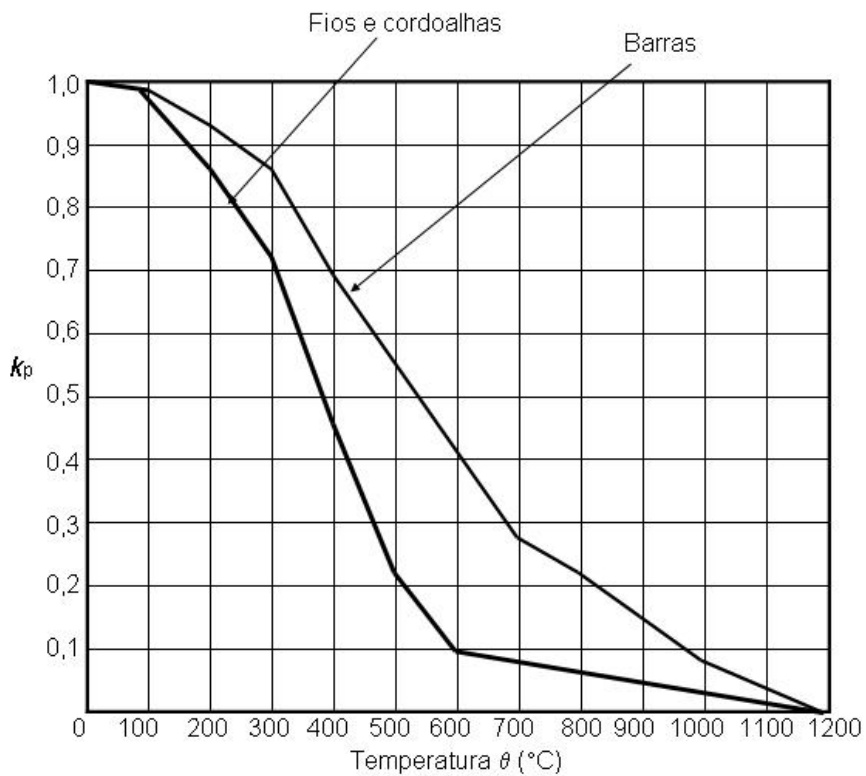


Figura 5 — Fator de redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura

5.2.2.3 Módulo de elasticidade do aço de armadura ativa na temperatura θ

O módulo de elasticidade do aço da armadura ativa decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 6, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{p,\theta} = k_{pE}(\theta) E_p$$

onde:

E_p é o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em situação normal;

$k_{pE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa na temperatura θ , conforme figura 6.

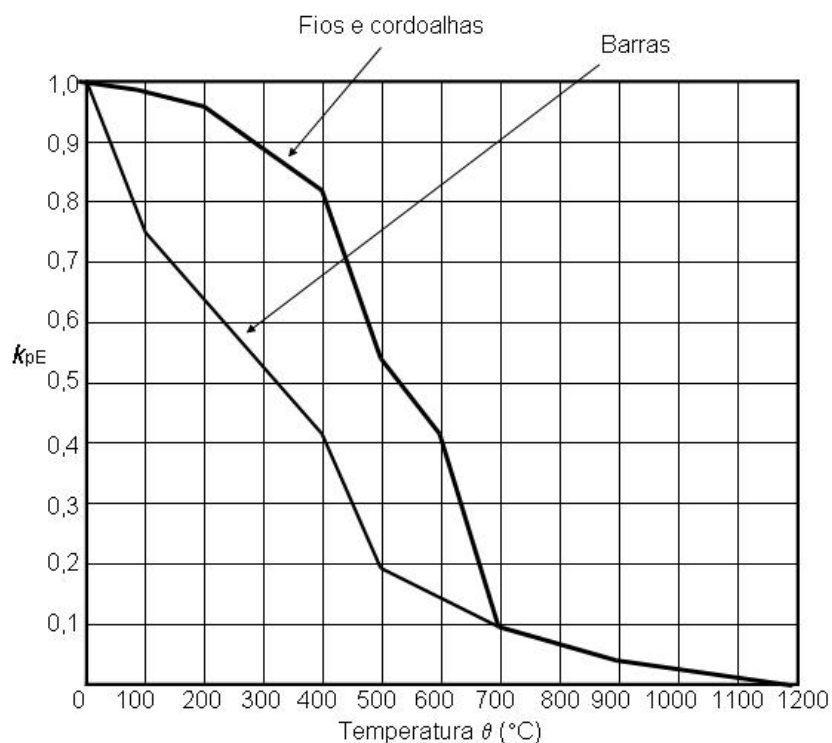


Figura 6 — Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura ativa em função da temperatura

6 Ação correspondente ao incêndio

Conforme estabelecido na ABNT NBR 14432, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão¹⁾. Esse intervalo de tempo, chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é definido nesta Norma a partir das características da construção e do seu uso.

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura.

Este processo gera a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos.

Como com o aquecimento, a rigidez das peças diminui muito e a capacidade de adaptação plástica cresce proporcionalmente; os esforços gerados pelo aquecimento podem, em geral, ser desprezados. Casos especiais em que essa hipótese precise ser verificada devem atender ao disposto em 7.4.

7 Verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio

7.1 Introdução

Em condições usuais, as estruturas são projetadas em temperatura ambiente e, dependendo das suas características e uso, devem ser verificadas em situação de incêndio.

Esta verificação deve ser feita apenas no ELU para a combinação excepcional correspondente, pela equação a seguir (ver seções 10 a 12 da ABNT NBR 6118:2003):

¹⁾ Definido na ABNT NBR 14432, de acordo com a ABNT NBR 5628.

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk}$$

NOTA No caso em que nas cargas permanentes intervêm parcelas de pequena e grande variabilidade, seus efeitos podem ser considerados conforme ABNT NBR 8681.

Nesta verificação devem ser considerados os aspectos a seguir:

- usualmente, desprezam-se todos os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio;
- a ação do incêndio se traduz, usualmente, apenas na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais;
- como o incêndio tem uma probabilidade de ocorrência extremamente baixa, a ABNT NBR 8681 permite adotar para o fator de combinação ψ_{0j} o valor dos fatores de redução ψ_{2j} correspondentes à combinação quase permanente.

Assim, a verificação usual da estrutura em situação de incêndio se reduz a mostrar a seguinte condição:

$$S_{d,fi} = \left(\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk} \right) \leq R_{di} [f_{ck}(\theta), f_{yk}(\theta), f_{pyk}(\theta)]$$

Existem muitos métodos para fazer essa verificação. Para os efeitos desta Norma, são aceitos os quatro métodos descritos em 7.2 a 7.5.

7.2 Método tabular

Neste método, bastante prático, nenhuma verificação é efetivamente necessária, bastando atender às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas 4 a 12, em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF (ver seção 6). Essas dimensões mínimas devem sempre respeitar também a ABNT NBR 6118 em geral e a ABNT NBR 9062 no caso especial de pré-moldados.

Essas dimensões mínimas são normalmente a espessura das lajes, a largura das vigas, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e principalmente a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

Os ensaios mostram que em situação de incêndio as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexo-compressão e não por cisalhamento. Por isso considera-se apenas a armadura longitudinal nesse critério.

Tabela 4 — Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas

TRRF min	h^* mm	c_1 mm		
		Armada em duas direções		Armada numa direção
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40

* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 5 — Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

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

* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 6 — Dimensões mínimas para lajes nervuradas biapoiadas

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{min}/c_1^{1)}$ mm/mm			Capa* $h/c_1^{2)}$ mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			80/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20

¹⁾ b_{min} corresponde à largura mínima da nervura.
²⁾ h corresponde à altura da laje.
* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 7 — Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em três ou quatro lados ou contínuas

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{min}/c_1^{1)}$ mm/mm			Capa* $h/c_1^{2)}$ mm/mm
	1	2	3	
30	80/10			80/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20

¹⁾ b_{min} corresponde à largura mínima da nervura.
²⁾ h corresponde à altura da laje.
* Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

Tabela 8 — Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm				b_{wmin} mm
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/55	190/45	300/40	400/35	100
120	190/65	240/60	300/55	500/50	120

Tabela 9 — Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm			b_{wmin} mm
	1	2	3	
30	80/15	160/12	190/12	80
60	120/25	190/12	300/12	100
90	140/35	250/25	400/25	100
120	200/45	300/35	450/35	120

Tabela 10 — Dimensões mínimas para pilares

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm			Uma face exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
	1	2	3	
30	190/25	190/25	190/30	140/25
60	190/25	190/35	250/45	140/25
90	190/30	300/45	450/40	155/25
120	250/40	350/45	450/50	175/35

NOTA μ_{fi} é a relação entre o esforço normal de cálculo na situação de incêndio e o esforço resistente normal de cálculo do pilar em questão em situação de temperatura normal.

Tabela 11 — Dimensões mínimas para pilares-parede

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1	
	$\mu_{fi} = 0,35$	$\mu_{fi} = 0,7$

	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35

Tabela 12 — Dimensões mínimas para tirantes

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1	
	1	2
30	80/25	200/10
60	120/40	300/25
90	140/55	400/45
120	200/65	500/45

Quando do emprego do método tabular, devem ser considerados os aspectos a seguir relacionados:

- a) na elaboração das tabelas para lajes, foi considerada a condição de fogo por baixo, isto é, incêndio sob a laje. Para vigas e nervuras, considerou-se fogo em três faces (laterais e inferior);
- b) na verificação de vigas de largura variável, deve ser considerada a largura no nível do centro de gravidade da armadura;
- c) na verificação de vigas com talão, deve-se considerar para a largura o menor valor entre a largura do talão e sua altura média;
- d) no cálculo das espessuras mínimas e distâncias à face do concreto (c_1), pode-se considerar o revestimento, respeitadas as seguintes prescrições:
 - revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração, de acordo com a ABNT NBR 13528, maior ou igual que 0,2 MPa) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
 - revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração, de acordo com a ABNT NBR 13528, maior ou igual que 0,2 MPa) têm 100% de eficiência relativa ao concreto;
 - revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente, desde que aderentes (aderência à tração, de acordo com a ABNT NBR 13528, maior ou igual que 0,2 MPa), têm 250% de eficiência relativa ao concreto; isto é, pode-se majorar essas espessuras de 2,5 vezes antes de somá-las à dimensão do elemento estrutural revestido;
- e) quando as barras da armadura forem dispostas em camadas, a distância média à face do concreto (c_{1m}) deve respeitar o valor c_{1min} tabelado. O valor de c_{1m} deve sempre ser o menor entre os seguintes valores:

$$c_{1m} < \frac{\sum c_{1vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \quad \frac{\sum c_{1hi} A_{si}}{\sum A_{si}}$$

onde:

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

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

- f) todas as tabelas foram elaboradas para armadura passiva de aço CA-25, CA-50 ou CA-60, procurando evitar que, no centro de gravidade do tirante tracionado, a temperatura atinja o valor de 500°C. Esse valor foi, por simplicidade, admitido como temperatura crítica do aço. A temperatura crítica é aquela em que a armadura tende a entrar em escoamento para a combinação de ações correspondentes à situação de incêndio;
- g) como as armaduras ativas têm temperaturas críticas menores, o valor da distância à face do concreto deve ser acrescido de:
 - 10 mm para barras;
 - 15 mm para fios e cordoalhas.

Neste método admite-se $\theta_{cr} = 400^\circ\text{C}$ para barras e $\theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$ para fios e cordoalhas;

- h) nas tabelas 7 e 8, relativas a pilares e pilares-parede, o coeficiente adimensional μ_{fi} representa a relação entre os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e os esforços resistentes de cálculo em situação normal. Usualmente μ_{fi} pode ser avaliado por 0,70 da relação S_d/R_d em situação normal.

7.3 Método simplificado de cálculo

O método simplificado de cálculo é baseado nas seguintes hipóteses:

- a) as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal, qualquer que seja a combinação de ações considerada, ou seja, pode-se fazer: $S_{d,fi} = 0,70 S_d$. Essa equação despreza qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio;
- b) o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos;
- c) os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118 para situação normal, adotando para o concreto e o aço a resistência média em situação de incêndio. Essa média se obtém distribuindo uniformemente na seção de concreto ou na armadura total a perda total de resistência por aquecimento do concreto ou das armaduras respectivamente. No caso geral de pilares submetidos à flexão composta, a resistência remanescente deve ser distribuída numa seção de concreto reduzida. Essa redução de seção, necessária para simular corretamente a redução de resistência à flexão dos pilares, pode também ser encontrada na literatura. Observar que essa resistência característica média remanescente deve ser calculada na parte comprimida da seção. Observar ainda que os coeficientes de ponderação a aplicar nesse caso são os correspondentes às combinações excepcionais, isto é, 1,2 para o concreto e 1,0 para o aço.

Esse método não garante a função corta-fogo. Caso a função corta-fogo seja necessária em algum elemento, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido no método tabular ou o elemento deve ser verificado de acordo com o prescrito em 7.4.

7.4 Métodos gerais de cálculo

Os métodos gerais de cálculo devem considerar pelo menos:

- a) combinação de ações em situação de incêndio composta rigorosamente com base na ABNT NBR 8681;
- b) os esforços solicitantes de cálculo, que podem ser acrescidos dos efeitos do aquecimento, desde que calculados por modelos não-lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem;
- c) os esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- d) ambas as distribuições, de temperatura e resistência, devem ser rigorosamente calculadas, considerando as não-linearidades envolvidas.

A verificação da capacidade resistente deve respeitar o que estabelecem as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062, conforme o caso.

A determinação da distribuição e temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas analiticamente por programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação. Os programas utilizados devem ser validados, ser de uso consagrado internacionalmente ou ser avaliados por ensaios experimentais em estruturas.

O atendimento aos requisitos de estanqueidade²⁾, quando exigidos, pode ser feito por ensaios experimentais do elemento que deve apresentar função corta-fogo, em escala reduzida (amostra do material ou sistema), de acordo com a ABNT NBR 5628.

7.5 Método experimental

Em casos especiais, como peças pré-moldadas industrializadas, por exemplo, pode-se considerar resistência ao fogo superior à calculada com base nesta Norma, desde que justificada por ensaios, conforme ABNT NBR 5628.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito, quer sejam os ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira, respeitando os critérios de similitude aplicáveis ao caso.

²⁾ A estanqueidade é parte da função corta-fogo, conforme 4.2.