

Monografia

"MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS A ALTAS TEMPERATURAS"

Autor: Paulo Roberto Silva Costa

Orientador: Prof. José Eduardo de Aguiar

Outubro/2011

Paulo Roberto Silva Costa

"MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO
SUJEITAS A ALTAS TEMPERATURAS"

Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil
da Escola de Engenharia UFMG

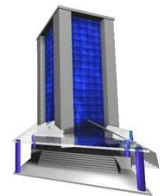
Ênfase: Manifestações patológicas no concreto e seus componentes sujeitos
a altas temperaturas

Orientador: Prof. José Eduardo de Aguiar

Rio de Janeiro

Escola de Engenharia da UFMG

2011

**ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA**

ALUNO: PAULO ROBERTO SILVA COSTA

MATRÍCULA: 2010711003

RESULTADO

Aos 28 dias do mês de outubro de 2011 realizou-se a defesa da MONOGRAFIA de autoria do aluno acima mencionado sob o título:


“MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS A ALTAS TEMPERATURAS”

Após análise, concluiu-se pela alternativa assinalada abaixo:

 APROVADO APROVADO COM CORREÇÕES REPROVADONOTA: 7,0CONCEITO: C**BANCA EXAMINADORA:**

Prof. Dr. Antônio Neves de Carvalho Júnior

Nome


Assinatura

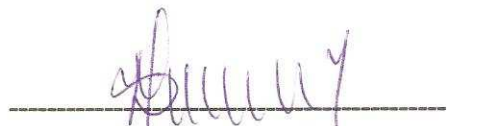
Profª. Drª. Paula Bamberg

Nome


Assinatura

O candidato faz jus ao grau de "ESPECIALISTA EM CONSTRUÇÃO CIVIL: "GESTÃO E TECNOLOGIA NA CONSTRUÇÃO CIVIL"

Belo Horizonte, 28 de outubro de 2011


Coordenador do Curso
Prof. Dalmo Lúcio M. Figueiredo
Coordenador do Curso de Especialização
Em Construção Civil

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Prof. José Eduardo Aguiar pela paciência e incentivo

A todo corpo de professores pelo convívio com pessoas tão brilhantes

A minha família pelo apoio, carinho e dedicação.

RESUMO

Este presente trabalho tem como objetivo identificar os principais agentes causadores das manifestações patológicas no concreto e seus componentes sujeitos a altas temperaturas. De posse de tais informações poderemos sugerir medidas mitigatórias de modo a permitir que as estruturas de concreto sejam projetadas e construídas com maior resistência a esta ação externa.

Palavras-chave: patologias, concreto armado, altas temperaturas

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.Efeito da redução da resistência dos aços para concreto armado e do próprio concreto	6
Figura 2.Efeito da redução do módulo de elasticidade dos aços para concreto armado e do próprio concreto	7
Figura 3.Efeito do resfriamento rápido na resistência à compressão do concreto.	11
Figura 4.Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.....	12
Figura 5.Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.....	13
Figura 6.Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	14
Figura 7.. Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura	15
Figura 8.Curva Padrão “Temperatura – Tempo”.....	17
Figura 9.Curva de temperatura-tempo do incêndio conforme o modelo do incêndio natural.....	19
Figura 10.Curva padronizada de elevação de temperatura (modelo do incêndio-padrão).....	19
Figura 11.Temperatura no elemento estrutural para o modelo de incêndio-natural	20
Figura 12.Temperatura no elemento estrutural para o modelo de incêndio padrão.	20
Figura 13.Distribuição de temperatura na seção de concreto submetida ao calor em todas as faces.	24
Figura 14.Temperatura das armaduras, de área e centro geométrico iguais, em lajes de espessuras diferentes, submetidas à mesma ação térmica.....	24

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Efeito da elevação da temperatura no módulo de deformação do concreto	9
Tabela 2 Tabela de Escala de Temperatura.....	16
Tabela 3 TRRF (min) para alguns tipos de edificações.	21
Tabela 4. Tabela de isenções de verificação de segurança estrutural.....	21
Tabela 5. Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas	25
Tabela 6. Dimensões mínimas para vigas contínuas	25
Tabela 7. Dimensões mínimas para pilares	25

LISTA DE NOTAÇÕES, ABREVIATURAS

ρ aço = densidade do aço

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

$k_{c, \theta}$ = fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal

$k_{sE, \theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ

TRRF = tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo dos elementos construtivos

μ_{fi} = a razão entre os valores de cálculo da normal solicitante em situação de incêndio ($N_{Sd,fi}$) e da normal resistente em situação normal de uso

NBR = Norma Brasileira

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2
2.1 Comportamentos do Concreto e seus Componentes Sujeitos a Altas Temperaturas	2
2.1.1 Efeitos da Ação Térmica na Água	2
2.1.2 Efeitos da Ação Térmica na Pasta de Cimento Portland.....	2
2.1.3 Efeitos da Ação Térmica nos Agregados.....	4
2.1.4 Efeitos da Ação Térmica no Aço.....	6
2.1.4.1 Laminados a quente	7
2.1.4.2 Laminados a frio.....	8
2.1.5 Efeitos nas Propriedades Mecânicas do Concreto	9
2.1.5.1. Resistência à compressão.....	12
2.1.5.2 Módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ	13
2.1.6 Efeitos nas Propriedades Mecânicas do Aço.....	14
2.1.6.1 Resistência característica.....	14
2.1.6.2 Módulo de Elasticidade	15
2.2 Normas Brasileiras	16
2.2.1.1 NBR 5628/01	16
2.2.1.2 NBR 14432/00.....	18
2.2.1.3 NBR 15200/04.....	23
3. MEDIDAS MITIGATÓRIAS	26
4. CONCLUSÃO	28
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	29

1. INTRODUÇÃO

O concreto está entre os materiais mais utilizados nas obras de engenharia e se encontra em constante estudo. Sua aplicação diversificada se deve a sua durabilidade, facilidade de assumir formas diferentes e variadas aplicações, apresenta boa resistência a elevadas temperaturas em virtude de suas características térmicas tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, no entanto o aumento da temperatura nos elementos de concreto causa redução na resistência característica e no módulo de elasticidade dos materiais; há perda da rigidez da estrutura e a heterogeneidade dos materiais constituintes do concreto conduzindo a desagregação, podendo levar a estrutura a ruína.

Essa pesquisa tem como objetivo uma análise do material bibliográfico correspondente as manifestações patológicas nas estruturas de concreto sujeitas as altas temperaturas e das Normas Brasileiras NBR 5628/01, NBR 14432/00 e NBR15200/04, de modo a sugerir medidas mitigatórias e preventivas que permitirão que as estruturas de concreto armado sejam projetadas e construídas com maior resistência a esta ação externa evitando, pois danos irreversíveis

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamentos do Concreto e seus Componentes Sujeitos a Altas Temperaturas

2.1.1 Efeitos da Ação Térmica na Água

A elevação da temperatura, como consequência imediata, provoca a dilatação térmica da água, influenciando o processo de lascamentos do concreto (spalling), por meio dos gradientes de pressão associados à vaporização e transporte de grandes quantidades de água (KALIFA *et al.* 2000).

O excesso de água contida nas pastas de cimento Portland contribui para formação de gradientes elevados de pressão na rede de poros do concreto durante a evaporação da água e liberação de ar incorporado e, conseqüentemente, no aumento das trincas decorrentes da contração da pasta (COSTA *et.al* 2002). Por esses motivos, o excesso de água livre contribui na desagregação acelerada da mesma (KALIFA *et.al*, 2000).

2.1.2 Efeitos da Ação Térmica na Pasta de Cimento Portland

Da temperatura ambiente até 80°C, os produtos de hidratação do cimento Portland comum permanecem quimicamente estáveis. As alterações na pasta de cimento são essencialmente físicas como: porosidade, crescimento de fissuras e energia de superfície (COSTA *et.al*, 2002).

Ainda de acordo com os autores, a água absorvida pelo concreto endurecido em virtude do ambiente é evaporada entre 65°C e 80°C, e a água livre nos interstícios do concreto entre 80°C e 100 °C, onde a partir deste ponto, a água quimicamente combinada começa a evaporar, desidratando os silicatos de cálcio hidratados, responsáveis pela maior parte da resistência do concreto.

Segundo KALIFA *et al.* (2000) a pasta começa perder a estabilidade dos 100 aos 200°C. Pode-se considerar, em suma, que a desestruturação química

efetiva da pasta de cimento se inicia a partir dos 180°C, pois, após os 100°C, as fissuras surgem na microestrutura inicialmente pela contração da própria pasta, provocada pela perda de água contida no sistema de poros (BARRAGÁN *et al.* 2000).

Acima dos 200°C ocorre uma leve reação físico-química: a água evaporada reduz as forças de Van der Waals entre as camadas de C-S-H. (COSTA *et al.*, 2002). A perda parcial da adesão química acelera o aparecimento de fissuras e uma ligeira perda de resistência, persistindo até 300 °C (NEVILLE, 1997).

As microfissuras na zona de transição influenciam na redução da resistência à flexão e do módulo de elasticidade do concreto endurecido (COSTA *et al.*, 2002). Enquanto aos 204°C o módulo de elasticidade apresenta 70% a 80% do seu valor inicial, aos 427°C ele apresenta 40% a 50% (NEVILLE, 1997).

Um conjunto de reações na pasta de cimento endurecidas ocorrem entre 400°C e 600°C: dessecação dos poros seguida da decomposição dos produtos de hidratação e destruição do gel de C-S-H. A reação endotérmica da desidratação do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 libera o óxido de cálcio CaO e água, sendo esta última evaporada, conforme expressão (COSTA *et al.*, 2002).

Essas reações químicas são acompanhadas de redução de volume, contribuindo para o aumento de fissuras (GRATTAN-BELLEW, 1996).



O resfriamento rápido por água, na ação de combate a origem da elevação da temperatura, produz uma reidratação destrutiva da cal, porque o óxido de cálcio quando entra em contato com a água sofre uma expansão abrupta e pode causar danos adicionais ao concreto endurecido, levando a desagregação (COSTA *et al.*, 2002).

A deformação na pasta de cimento torna-se relativamente intensa quando a temperatura interna do elemento estrutural aquecido retorna à temperatura ambiente de 20°C (MINAMI *et al.*, 1987).

2.1.3 Efeitos da Ação Térmica nos Agregados

Quando aquecidos os agregados sofrem expansões que, dependendo da taxa de aquecimento e tamanho do agregado, podem ser destrutivas para o concreto (METHA & MONTEIRO, 1994). Isso ocorre porque os agregados compõem cerca de 70% do concreto (GRATTAN-BELLEW, 1996).

Devido a expansão térmica o volume dos agregados aumenta de sobremaneira causando “*pop outs*” (pipocamentos) e “*spalling*” (lascamentos) no concreto (LIN et al, 1996). A composição mineralógica dos agregados influencia de sobremaneira na dilatação térmica diferencial entre a pasta e os agregados e, conseqüentemente, a resistência última da zona de transição (METHA & MONTEIRO, 1994).

A natureza dos minerais nos agregados é fator determinante no valor da condutividade térmica do concreto endurecido: o basalto apresenta baixa condutividade; os calcários calcítico e dolomítico possuem condutividade média e o quartzo condutividade mais elevada. A condutividade térmica é a propriedade térmica do concreto que mede a capacidade do material conduzir o calor. Análoga à condutividade, a difusividade térmica no concreto também é diretamente influenciada pelo tipo de agregado: basalto, granito, calcáreo e quartzito conduzem, respectivamente, os concretos com difusividade crescente (COSTA *et al*, 2002).

A difusividade mede a velocidade da variação de temperatura no interior da massa (NEVILLE, 1997). Quando o concreto é submetido à temperatura elevada, as tensões térmicas dentro do concreto são geradas na interface do agregado gráudo pela diferença de dilatações térmicas entre a argamassa e o próprio agregado gráudo (COSTA *et al*, 2002).

A intensidade das tensões térmicas é influenciada pela forma geométrica e combinação dos agregados. A forma como as microfissuras aparecem e se propagam é influenciada pela intensidade dessas tensões e, por conseguinte, o enfraquecimento do concreto. A diferença entre os coeficientes de expansão térmica da argamassa e dos agregados gráudos gera tensões térmicas microscópicas criando diferentes estados de fissuras microscópicas. As

fissuras podem ser controladas pelo o uso de agregados de menor coeficiente de expansão térmica (MINAMI *et. al*,1987).

Se o agregado contém pirita (sulfeto de ferro FeS_2), a oxidação lenta em torno dos 150°C causa desintegração do agregado e conseqüentemente a ruptura do concreto (NEVILLE, 1997).

Agregados silicosos, contendo grande quantidade de quartzo (SiO_2) como granito, arenito e alguns xistos, apresentam uma expansão súbita de volume quando aquecidos a aproximadamente 500°C (LANDI 1986, LIN *et al* 1996).

De acordo com Metha & Monteiro (1994) aos 573°C os cristais de quartzo- α transformam em quartzo- β . Essa mudança de fase é seguida de uma expansão da ordem de 0,85%.

Os agregados calcários (calcíticos e dolomíticos) são estáveis até a proximidade de 850°C , quando se inicia a decomposição do carbonato, formando os óxidos de cálcio e magnésio (GRATTAN-BELLEW, 1996).

Os agregados calcários apresentam expansões similares às dos silicosos somente a partir dos 700°C , devido às reações de descarbonatação. Possuem a vantagem de apresentarem menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre e a matriz e o agregado, minimizando assim, os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial (METHA & MONTEIRO, 1994).

A calcinação dos agregados calcários é endotérmica; o calor é absorvido, retardando a elevação da temperatura. O material calcinado apresenta menor massa específica, prestando uma forma de isolamento da superfície, sendo favorável em peças robustas (NEVILLE, 1997). Mas a calcinação também causa expansão e fragmentação dos agregados, lascamentos e liberação do gás carbônico (LIN *et.al*,1996).

2.1.4 Efeitos da Ação Térmica no Aço

Em raríssimas ocasiões os incêndios atingiram temperaturas próximas a fusão do aço, em torno dos 1550°C. As máximas temperaturas alcançadas aproximam-se dos 1200°C (FERREIRA, 1988).

A densidade do aço não sofre nenhum efeito decorrente da temperatura e pode ser considerada constante $\rho_{\text{aço}} = 7850 \text{ kg/m}^3$. O Eurocode 2 (ENV 1992-1-2 (2001) admite que resistência do aço se anula completamente aos 1200°C. O módulo de elasticidade do aço é influenciado pela natureza do aço e tensões residuais. À medida que há um aumento da temperatura, a taxa de redução é maior que a observada na resistência. A redução, nos aços laminados, é linear até 400°C e, a partir daí, decai acentuadamente (WEIGLER & FISHER (1964) *apud* ACI 216R-89 (1989)). As Figuras 1 e 2 mostram a redução da resistência e do módulo de elasticidade dos aços usados nas estruturas de concreto armado e do próprio concreto endurecido quando submetidos à temperatura elevada. (COSTA *et al*, 2002)

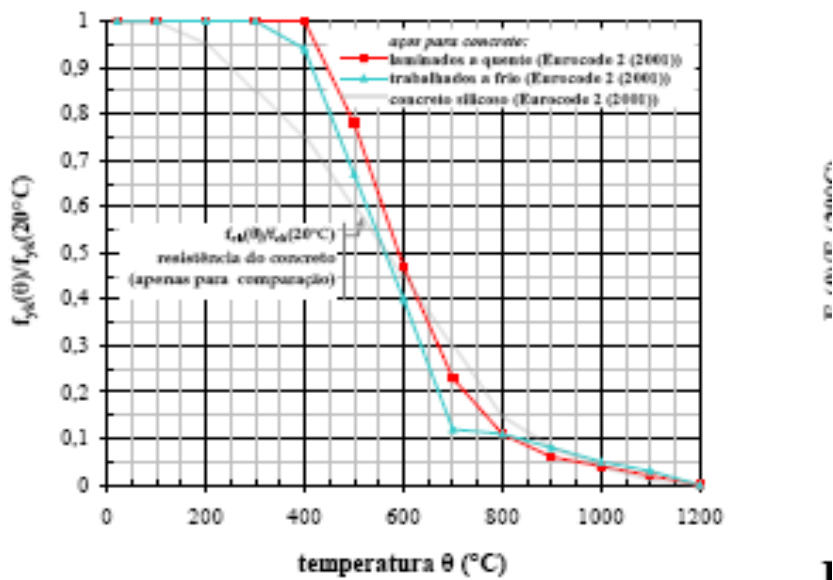


Figura 1. redução da resistência dos aços para concreto armado e do próprio concreto
Fonte: (COSTA *et al*, 2002)

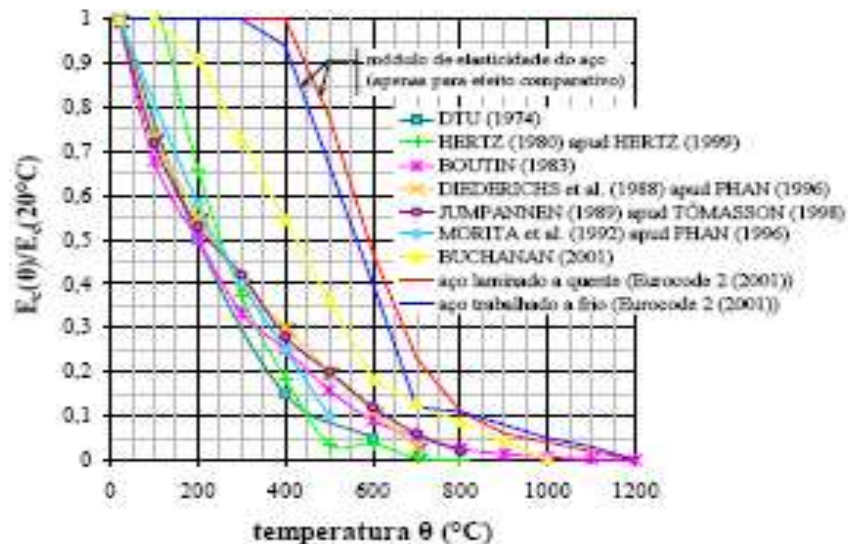


Figura 2. redução do módulo de elasticidade dos aços para concreto armado e do próprio concreto
 Fonte: (COSTA *et al*, 2002)

2.1.4.1 Laminados a quente

Os aços laminados a quente são produzidos acima dos 700 $^\circ\text{C}$ sem tratamento após a laminação (PETRUCCI, 1978, FIGUEIREDO *et.al* 2000).

Os aços laminados a quente são conhecidos como “doces” e apresentam patamar de escoamento bem delimitado e as propriedades elásticas dependem da composição química (teores de carbono, manganês, silício e cromo) e apresentam grande ductilidade (COSTA *et.al*, 2002).

Eles não perdem as propriedades de resistência quando aquecidos até 1100 $^\circ\text{C}$ ou 1200 $^\circ\text{C}$ e resfriados em seguida. Somente em temperaturas muito elevadas e por tempo prolongado a granulação poderá se tornar grosseira, impedindo a recuperação total das características originais. Por isso, os aços laminados do concreto recuperam virtualmente a resistência em elevações abruptadas de temperatura (PETRUCCI, 1978, LANDI, 1977).

Verifica-se um aumento de aproximadamente 30 % na resistência última nos aços laminados, entre 250 $^\circ\text{C}$ e 400 $^\circ\text{C}$ (BAUER, 1994). Depois, a resistência é palatinamente reduzida e o aço amolece em torno dos 800 $^\circ\text{C}$ (MALHOTRA, 1982).

2.1.4.2 Laminados a frio

Os aços são deformados a frio, com a finalidade de melhorar algumas características do material, como aumento da dureza e das tensões de escoamento e ruptura. Por este motivo, eles também são conhecidos como “trabalhados a frio” (COSTA *et.al*, 2002).

O processo do encruamento reduz a ductilidade e aumenta a fragilidade. É um recurso empregado para aumentar a capacidade de trabalho de aços laminados, onde os grãos são deformados. A deformação imposta à microestrutura do aço pelo encruamento aumenta as tensões internas e as imperfeições dos cristais (COSTA, *et.al*, 2002).

Para aliviar essas tensões e melhorar a estrutura cristalina, os aços encruados são submetidos a temperaturas entre 370°C e 400°C, consideradas baixas, a fim de evitar a recristalização do material (PETRUCCI, 1978, FIGUEIREDO *et. al* 2000).

Os aços encruados submetidos a altas temperaturas, além de sofrerem as mesmas reações dos aços laminados, tendem a uniformizar a distribuição dos grãos, retomando a estrutura original antes do encruamento (COSTA *et.al*, 2002).

Portanto, o aço tipo encruado transforma-se em aço laminado e esta mudança de classe implica em uma redução de resistência de até 50% daquela inicial (LANDI, 1977). Por exemplo, uma edificação projetada com o aço CA-50B*, após o aumento da temperatura, as armaduras aquecidas acima de 600 °C recuperam apenas 50% da sua resistência inicial, transformando-se em aço CA-25A*.

Embora não se fabriquem mais os aços “tipo B” para concreto armado, inúmeras edificações construídas no passado com eles estão sujeitas à essa eventualidade (COSTA *et.al*, 2002).

Os aços de concreto protendido também são produzidos por laminação e trefilação a frio para obterem grandes resistências à tração. Os grãos apresentam uma forma alongada na direção do fio, com lamelas de ferrita e cementita (Fe_3C) muito próximas umas das outras, reduzindo a possibilidade de movimentação entre si além de dificultar a curvatura durante o trabalho a

frio. As alterações drásticas em suas características mecânicas ocorrem em temperaturas mais baixas, da ordem de 400°C, quando a tensão de ruptura se reduz a 50% da inicial em temperatura ambiente. (COSTA *et.al*, 2002). Acima dos 540°C a estrutura cristalográfica desses aços se uniformiza e a 800°C inicia-se a descarbonização (FIGUEIREDO *et al*, 2000, LANDI,1977).

As perdas de resistência dos aços protendidos são perenes devido à relaxação da armadura. Deste modo, elementos protendidos expostos à temperatura de 200°C, mesmo por curta duração, apresentam alguns efeitos residuais (MALHOTRA, 1982).

2.1.5 Efeitos nas Propriedades Mecânicas do Concreto

Quando submetido a altas temperaturas as propriedades mecânicas do concreto tais como, resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação longitudinal tem seus valores acentuadamente reduzidos. Quando o concreto é submetido à temperaturas de até 150°C ele não sofre alteração sensível de sua resistência, mas, para temperaturas superiores a esta, a resistência à tração começa a diminuir, chegando a níveis de decréscimo, em torno de 70% aos 600°C devido à desidratação do gel e ao aumento da microfissuração, de acordo com a Tabela 1. (PAULON, 1984)

Tabela 1. Efeito da elevação da temperatura no módulo de deformação do concreto

Temperatura (°C)	Módulo de Elasticidade Residual (%)
25	100
100	75
200	68
300	48
400	35
500	33
600	9

Fonte: (PAULON 1984)

A resistência à compressão praticamente não sofre alteração até os 300° C, no entanto, a partir deste patamar, uma redução significativa se inicia da ordem de 20% (ALMEIDA, 1998). Ensaio desenvolvidos por Galleto&Meguini (2000) confirmam essas conclusões que quando do aquecimento do concreto a 300° C e naturalmente resfriado há uma perda de 24% de sua resistência a compressão em relação a resistência original, sem nenhum aquecimento.

A redução da resistência à compressão do concreto submetido à temperatura da ordem de 600°C é de cerca de 50% (PE TRUCCI, 1987).

Essa redução ocorre pela ocorrência de uma degradação progressiva do concreto submetido a esta temperatura, com as camadas superficiais quentes tendendo a separar-se, com descamamento do interior do concreto, mais frio. A fissuração é intensificada nas juntas, nas regiões mal adensadas ou, no caso do concreto armado, nos planos das barras de aço que, depois de expostas, passam a conduzir calor, acelerando o efeito nocivo da temperatura elevada no concreto (NEVILLE, 1997).

Ensaio realizados com corpos de prova cilíndricos, com 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura, aquecidos à 300°C e resfriados lenta e rapidamente, obtiveram redução respectiva de apenas 4% e 21% do módulo de deformação longitudinal, em relação aos corpos-de-prova que não foram submetidos à temperatura elevada (GALLETO & MENEGUINI, 2000)

Resultado este que difere, significativamente, dos resultados apresentados na tabela 1. Tal discrepância entre os resultados obtidos por vários pesquisadores, e relatada acima, não é rara. Tais resultados tão diversos são plenamente aceitáveis devido a fatores tais como: diferenças de tensões atuantes e da condição de umidade do concreto, enquanto este se encontra sob aquecimento; diferenças na duração da exposição à temperatura elevada; diferenças de propriedades físicas e mecânicas dos agregados, etc (MALHOTRA, 1991)

Um fator de grande influência no efeito de altas temperaturas nas propriedades mecânicas do concreto é a velocidade do resfriamento. A aplicação de água em um incêndio equivale a um resfriamento brusco,

causando uma grande redução de resistência devido aos intensos gradientes de temperatura que se originam no concreto, conforme Figura 3 abaixo.

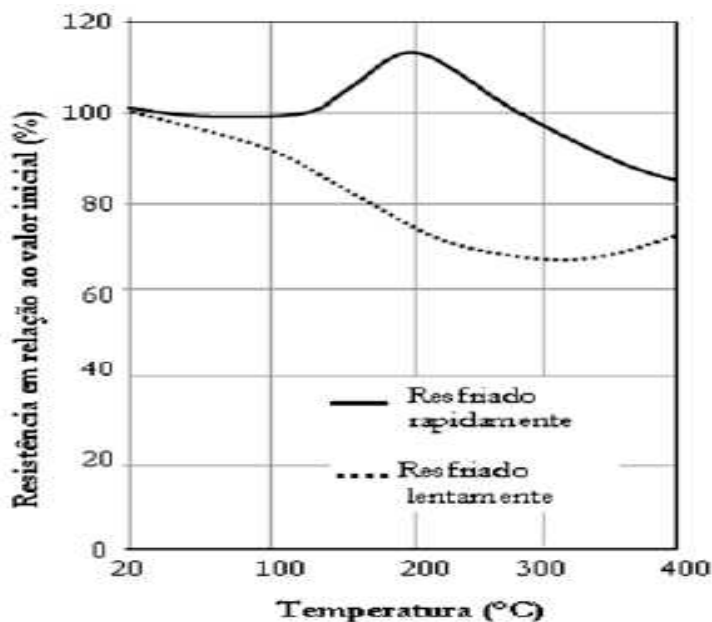


Figura 3. Efeito do resfriamento rápido na resistência à compressão do concreto. Fonte. (CANOVAS, 1988)

É fundamental salientar que parte deste decréscimo, nas propriedades mecânicas do concreto, resultante de seu aquecimento, pode ser recuperada com a reidratação se a temperatura do concreto não ultrapassar os 500°C. O concreto pode sofrer uma reidratação posterior; que pode fazê-lo recuperar até 90% de sua resistência inicial após um ano. (CANOVAS, 1998).

Desta feita, é necessário levarmos em conta todos os fatores envolvidos nas pesquisas de modo a não chegarmos a conclusões discrepantes.

2.1.5.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 4, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c, \theta} = k_{c, \theta} f_{ck} \quad (2.2)$$

Onde: f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente $k_{c, \theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ .

Através da Figura 4 (NBR 15200/04) é possível estimar a redução da resistência do concreto em situação do aumento das temperaturas.

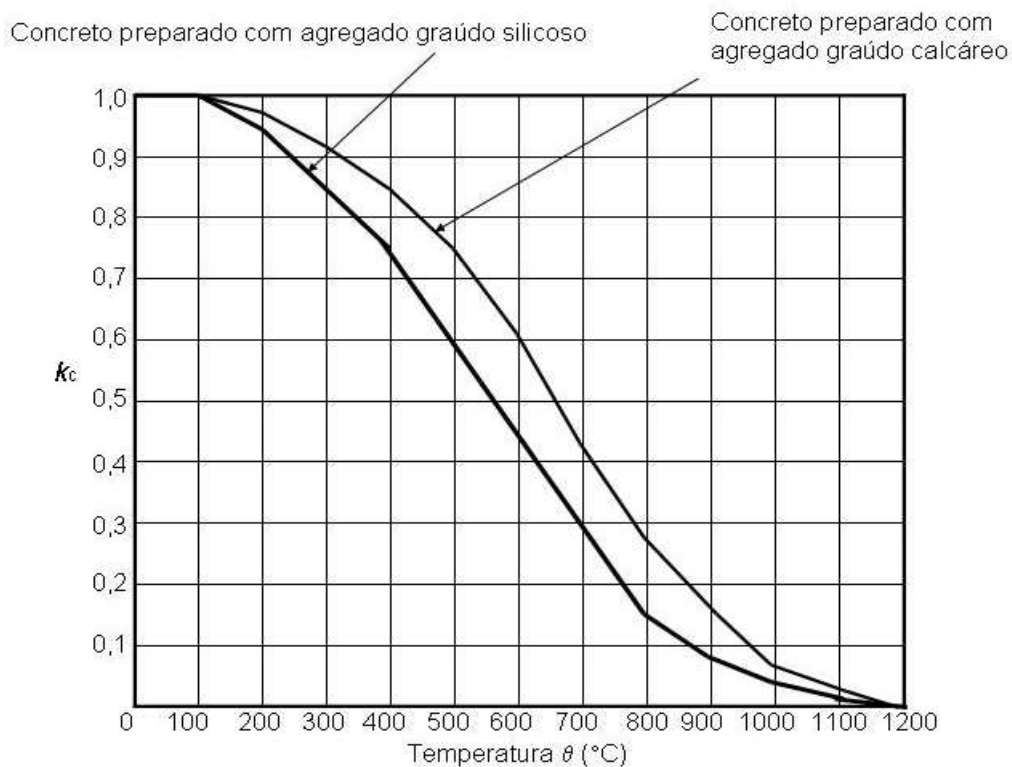


Figura 4. Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.
Fonte: (NBR 15200/04)

2.1.5.2 Módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 5, podendo ser obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} E_{ci} \quad (2.2)$$

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 5 (NBR 15200/04).

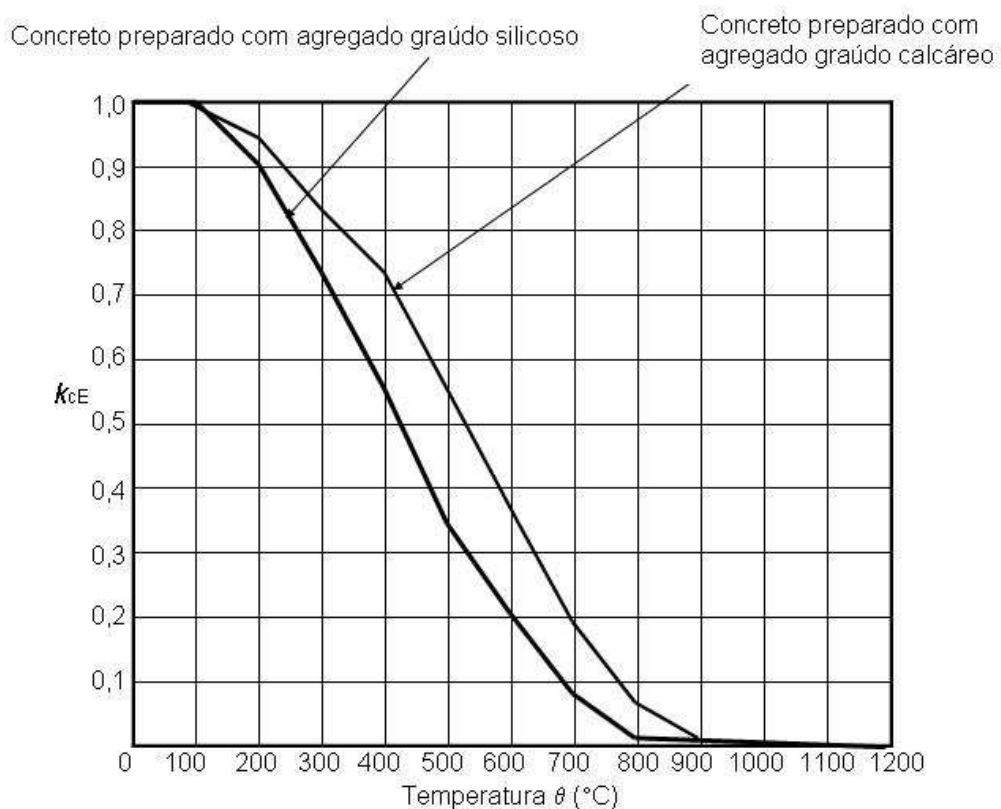


Figura 5. Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.
Fonte: (NBR 15200/04)

2.1.6 Efeitos nas Propriedades Mecânicas do Aço

2.1.6.1 Resistência característica

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 6, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.3)$$

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 6.

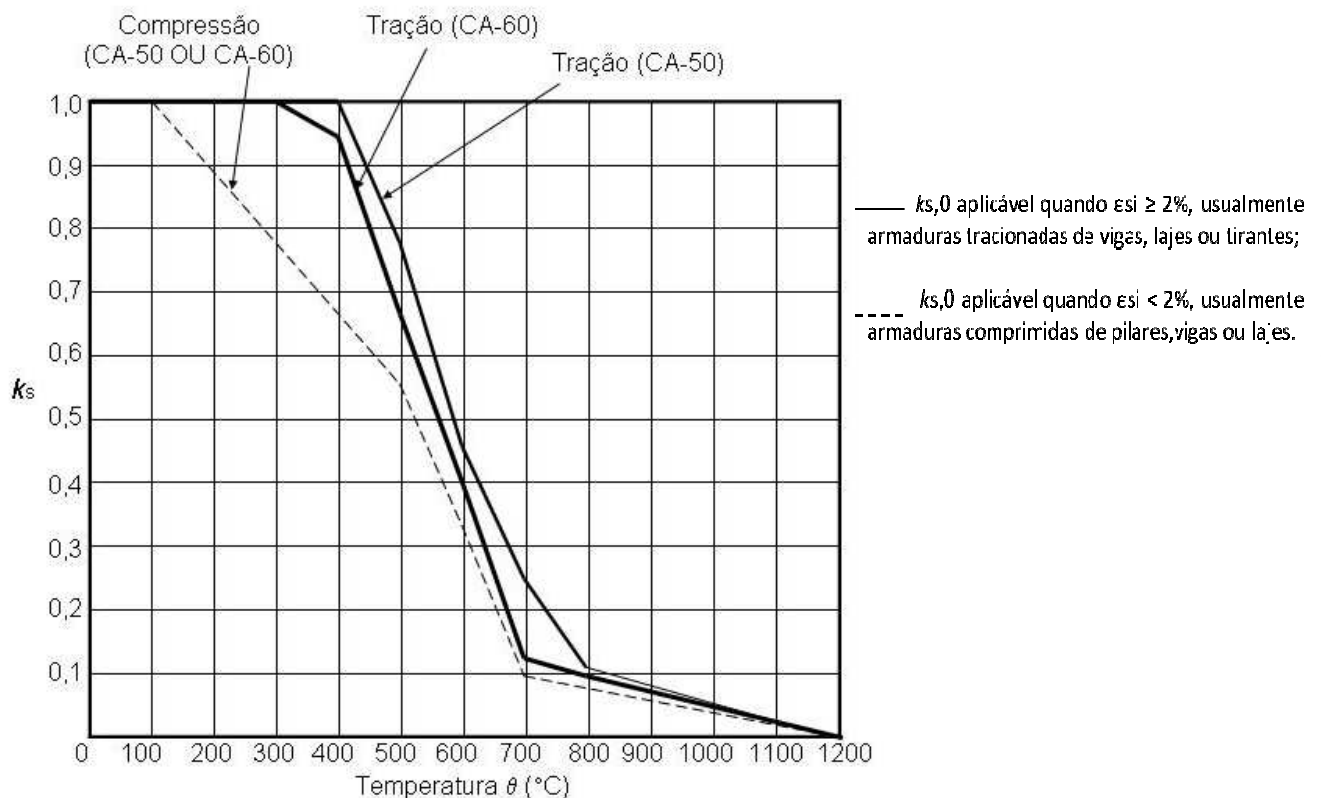


Figura 6. Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.
Fonte: (NBR 15200/04)

2.1.6.2 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na figura 7, podendo ser obtido pela expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s \quad (2.4)$$

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 7.

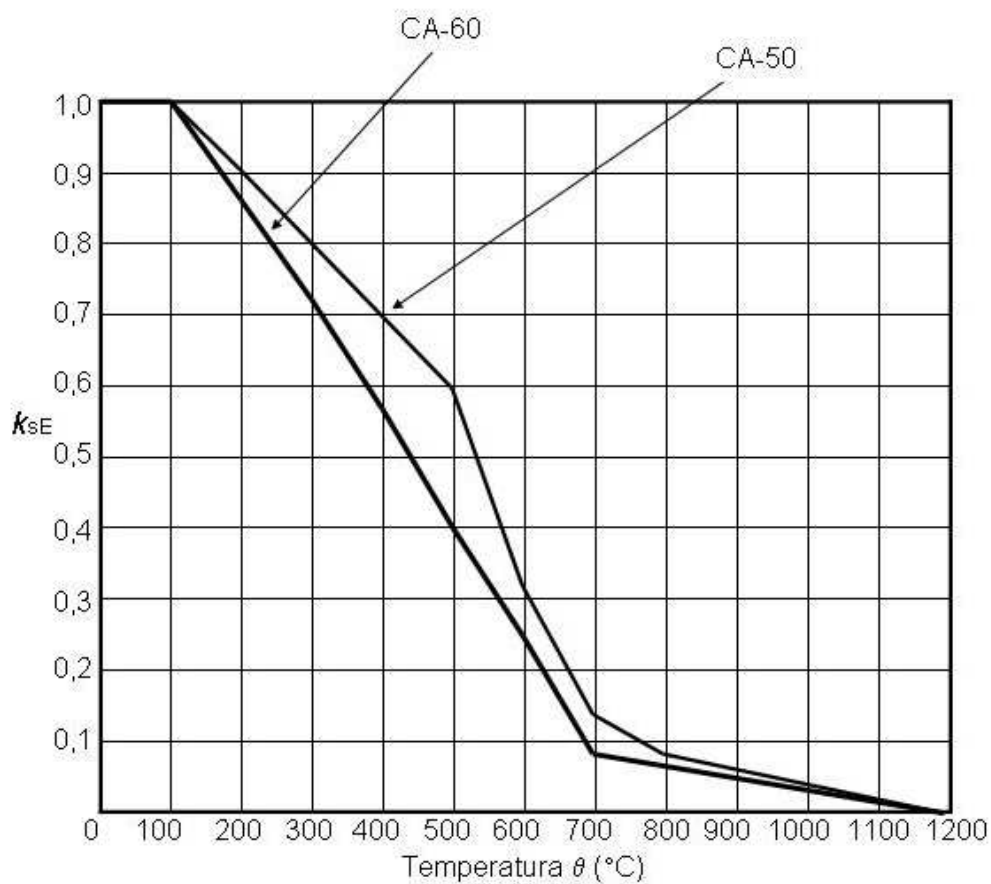


Figura 7.. Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura
Fonte: NBR 15200/04

2.2 Normas Brasileiras

2.2.1.1 NBR 5628/01

Determina o método de ensaio destinado a pesquisar a resistência ao fogo de elementos construtivos estruturais, representada pelo tempo em que as respectivas amostras, submetidas à um programa térmico padrão, atendem seus requisitos. Ela aplica-se as seguintes peças estruturais: paredes estruturais, lajes, pilares e vigas. Esse ensaio é definido pela curva padrão “temperatura tempo” mostrado na figura 8, cuja expressão matemática é descrita a seguir:

$$T - T_0 = 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (2.5)$$

Sendo:

t = tempo em minutos a contar do início do ensaio

T = temperatura do forno °C no instante “t”

T₀ = temperatura inicial do forno em °C

Onde:

$$10 \text{ °C} \leq T_0 \leq 40 \text{ °C} \quad (2.6)$$

Essa expressão acima permite calcular a seguinte escala de temperaturas, conforme tabela 2, abaixo

Tabela 2. Escala de Temperatura

t (min)	T-T ₀ (°C)
5	556
10	659
15	718
30	821
60	925
90	986
120	1029
180	1090
240	1133
360	1193

Fonte: NBR 5628/01

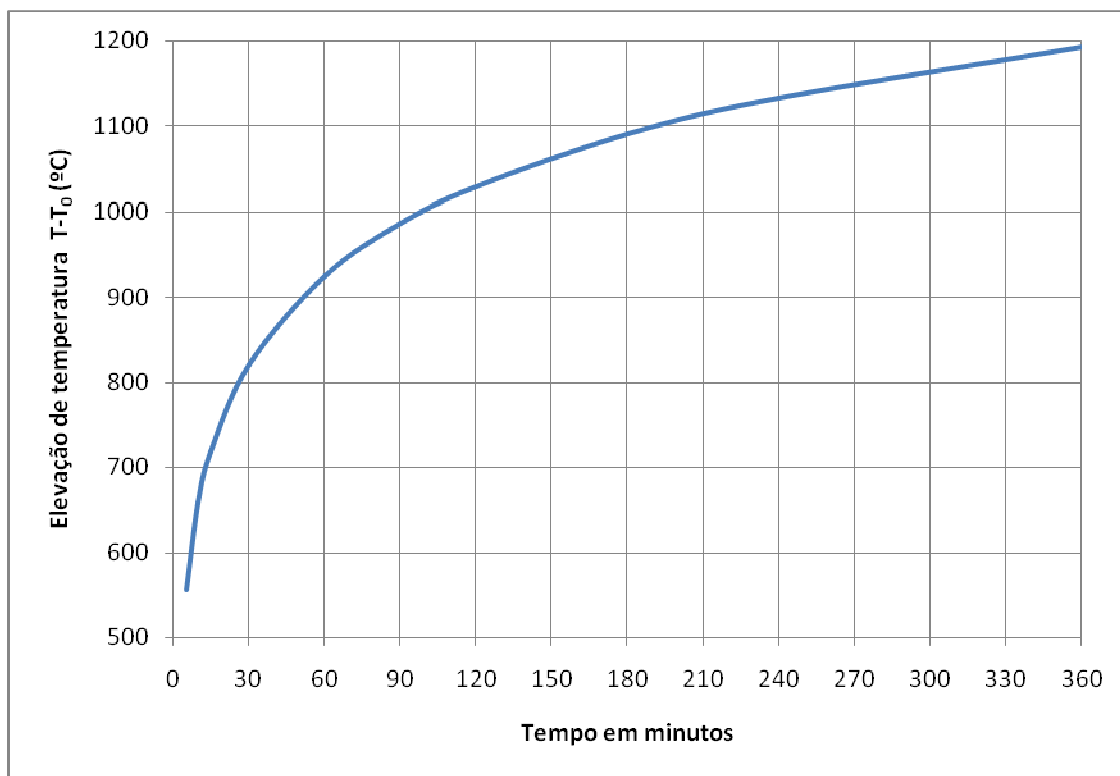


Figura 8. Curva Padrão “Temperatura – Tempo”
 Fonte: NBR 5628/01

Deve haver coincidência entre a área sob a curva da temperatura média do forno registrada durante o ensaio e a correspondente curva padrão, considerados desde a origem, admitindo-se as seguintes tolerâncias:

- + - 15% durante os primeiros 10 minutos,
- + - 10% durante os primeiros 30 minutos,
- + - 5% após os primeiros 30 minutos,

Esse ensaio deve ser realizado com uma amostra do elemento estrutural que reproduza fidedignamente os sistemas de apoio e fixação e seu acabamento. No início do ensaio a amostra deve ter teor de umidade bem próximo do previsto nas condições de uso.

2.2.1.2 NBR 14432/00

Essa norma tem como finalidade parametrizar as condições a serem atendidas pelos elementos construtivos, estruturais ou de compartimentação, que integram as edificações. A finalidade é, em situação de incêndio, evitar o colapso estrutural e atender requisitos de estanqueidade e isolamento de forma a possibilitar a retirada com segurança dos ocupantes da edificação, a segurança das operações de combate ao incêndio e a mitigação de danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública. O efeito direto do incêndio é a ação térmica nas estruturas e sua conseqüente elevação de temperatura. Difere das ações da gravidade e eólica, por se tratar de uma excepcionalidade, devido ao baixo período de recorrência. Para a análise das estruturas, o incêndio é caracterizado pela relação entre a temperatura dos gases quentes e o tempo.

A seriedade do incêndio depende da geometria e do uso do edifício, conseqüentemente, varia para cada edificação. Há modelos matemáticos do incêndio real denominado “curvas naturais” de incêndio. Essas curvas são parametrizadas pela carga de incêndio, pelo grau de ventilação e pelas características dos elementos de compartimentação conforme Figura. 9. Por simplicidade, a curva real é usualmente substituída por curvas padronizadas para ensaios. A mais difundida internacionalmente é a recomendada pela ISO 834, de acordo com a Figura 10, empregada para combustão de materiais celulósicos. Conclusões com base nessa curva devem ser analisadas com cuidado, pois o incêndio-padrão não corresponde ao incêndio real. A NBR 5628:2001 baseia-se nessa curva-padrão (PIGNATTA, 2007)

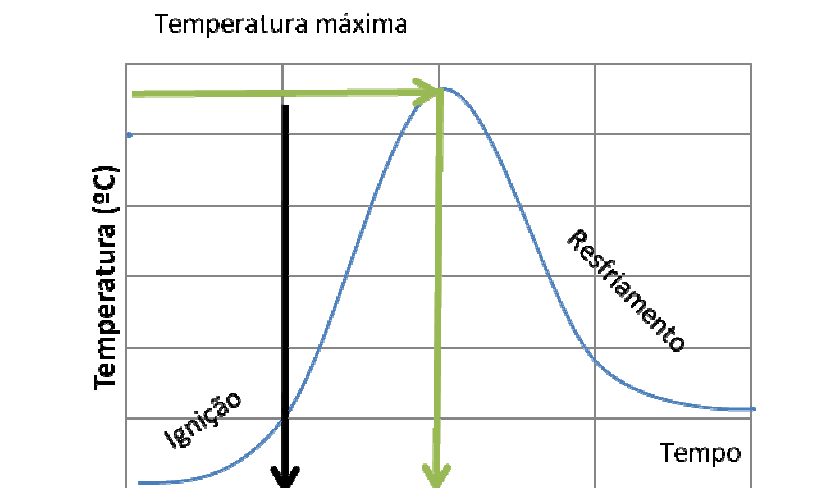


Figura 9. Curva temperatura-tempo do incêndio conforme o modelo do incêndio natural.
 Fonte: (ISO 834, 1994)

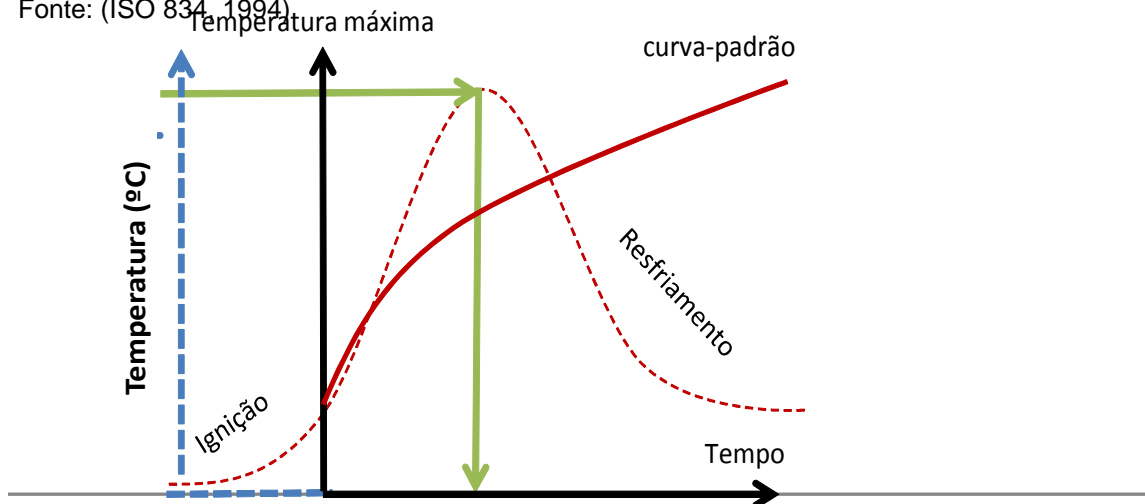


Figura 10. Curva padronizada de elevação de temperatura (modelo do incêndio-padrão)
 Fonte: (ISO 834, 1994) PIGNATTA, 2007

A partir da curva temperatura-tempo dos gases quentes, determina-se a temperatura no elemento da estrutura por meio de expressões, que admitem uma distribuição uniforme de temperaturas, válidas, portanto, para elementos esbeltos isolados. Os modelos de incêndio natural permitem determinar a temperatura máxima do elemento de acordo com as Figuras 11 e 12, para a qual ele deve ser dimensionado. Isso não é conseguido ao se empregar o incêndio-padrão. Na prática, para empregar-se a curva-padrão, há necessidade de arbitrar um “tempo” para determinar uma temperatura de dimensionamento (Pignatta, 2007)

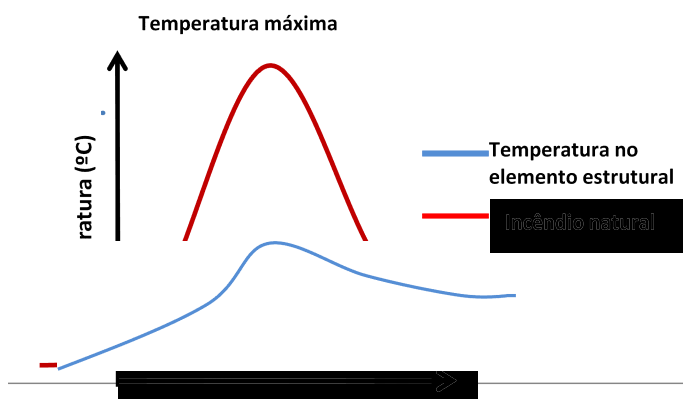


Figura 11. Temperatura no elemento estrutural para o modelo de incêndio natural.
Fonte: (PIGNATTA, 2007)

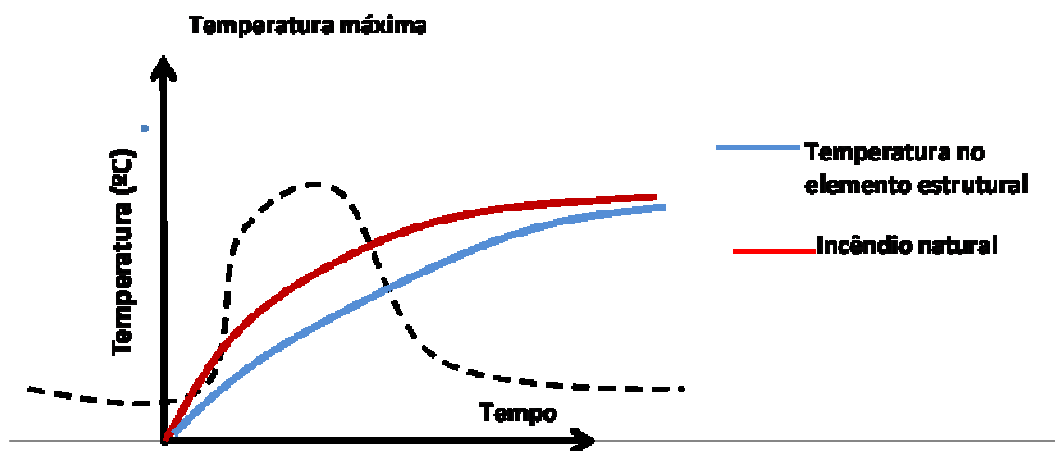


Figura 12. Temperatura no elemento estrutural para o modelo de incêndio-padrão
Fonte: (PIGNATTA, 2007)

Esse “tempo” é chamado de tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF. Em face das dificuldades de cálculo e de sua variabilidade com o cenário de incêndio, o TRRF é avaliado subjetivamente, em função do risco e das conseqüências do incêndio. É definido por consenso da sociedade e estabelecido em normas ou códigos. O TRRF padroniza a ação térmica a ser utilizada no dimensionamento das estruturas em incêndio. O TRRF não deve ser confundido com tempo de desocupação ou tempo de duração do incêndio. A NBR 14432/2000 apresenta uma tabela de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) dos elementos construtivos das edificações, mas permite também a utilização de outros métodos para determiná-lo, por exemplo: método do tempo equivalente e métodos de análise de risco, desde que adequados à realidade nacional. Permite também a utilização de métodos avançados (incêndio natural) para avaliar a ação térmica nas estruturas. Um resumo da citada tabela é apresentado na Tabela 3 (PIGNATTA, 2007).

Tendo em vista a pequena probabilidade de acidentes em edifícios de fácil desocupação, algumas edificações são dispensadas de verificação estrutural. Um resumo das recomendações da Norma Brasileira é apresentado na Tabela 4 (PIGNATTA, 2007).

Tabela 3. TRRF (min) para alguns tipos de edificações (NBR 14432:2000).

Ocupação/Uso	Altura da Edificação				
	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60	60	90	120
Supermercado	60	60	60	90	120
Escritório	30	60	60	90	120
Shopping	60	60	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Hospital	30	60	60	90	120

Fonte: (NBR 14443:2000)

Tabela 4. Tabela de isenções de verificação de segurança estrutural

Área (1)	Uso	Carga de incêndio (6) específica	Altura (7)	Meios de proteção contra incêndio(9)
≤ 750m ²	Qualquer	Qualquer	Qualquer	
≤ 1500m ²	Qualquer	≤ 1000 MJ/m ²	2 pavimentos	1000
Qualquer	Centros esport., term.pass. (2)	Qualquer	≤ 23m	
Qualquer	Garagens abertas(3)	Qualquer	≤ 30m	
Qualquer	Depósitos (4)	Baixa	≤ 30m	
Qualquer	Qualquer	≤ 500 MJ/m ²	Térrea (8)	
Qualquer	Industrial (5)	≤ 1200 MJ/m ²	Térrea (8)	
Qualquer	Depósitos (5)	≤ 2000 MJ/m ³	Térrea (8)	
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea (8)	Chuveiros automáticos (9)
≤ 5000m ²	Qualquer	Qualquer	Térrea (8)	Duas ou mais fachadas de aproximação (10)

Fonte: (NBR 14443:2000)

- (1) área total da edificação, observadas as recomendações constantes das Normas Brasileiras em vigor e em regulamentos de órgãos públicos.
- (2) centros esportivos, terminais de passageiros, construções provisórias, etc., exceto as regiões de ocupação distinta. Para $23m < h \leq 30m$ e $h > 30m$ o TRRF deverá ser de 30min e 60min respectivamente e para subsolo com $h \leq 10m$ e $h > 10m$, o TRRF deverá ser de 60min e 90min, respectivamente.
- (3) garagens abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço que atenda a determinadas condições construtivas descritas na Norma. O grau mínimo de abertura lateral é definido na Norma.
- (4) depósitos sem risco de incêndio expressivo, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço.
- (5) observados os critérios de compartimentação constantes das normas brasileiras em vigor e de regulamentos de órgãos públicos.
- (6) conforme tabela fornecida na Norma.
- (7) altura da edificação é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento.
- (8) edificação térrea é a edificação de apenas um pavimento, podendo possuir um piso elevado com área inferior ou igual à terça parte da área do piso situado no nível de descarga.
- (9) conforme Normas Brasileiras em vigor.
- (10) fachadas de aproximação com características definidas na Norma.
- (11) As isenções não se aplicam às edificações cujos ocupantes tenham restrição de mobilidade, como no caso de hospitais, asilos e penitenciárias; à cobertura da edificação com função de piso, mesmo que seja para saída de emergência; à estrutura da edificação que, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, for essencial à estabilidade de um elemento de compartimentação.

2.2.1.3 NBR 15200/04

Quando da elevação da temperatura os materiais utilizados nas estruturas de concreto armado sofrem alterações na microestrutura modificando suas propriedades físicas e mecânicas. Nos metais, apenas as propriedades mecânicas são reduzidas em aumento de temperatura. Na madeira e no concreto, além das propriedades mecânicas, a área resistente também pode ser reduzida, devido à carbonização e a lascamentos, respectivamente. (PIGNATTA, 2007)

Apesar da distribuição não-uniforme de temperatura nos elementos de concreto, devido às baixas condutividades térmicas e esbelteza, é usual adotar o modelo do incêndio-padrão para medir a “resistência ao fogo” em unidade de “tempo” (TRRF). Assim, todos os elementos estruturais devem respeitar o TRRF normatizado. O TRRF pode também ser determinado pelo método do tempo equivalente (MTE), detalhado na Instrução Técnica, IT, nº do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. O MTE permite reduzir o TRRF normatizado, se houver condições favoráveis de segurança a incêndio, procedentes da proteção ativa, baixa carga de incêndio, etc. (PIGNATTA, 2007)

A verificação da estrutura pode ser realizada por meio de três métodos: tabular, simplificado e geral. Os dois últimos não são totalmente detalhados na NBR 15200/2004, permitindo ao projetista a escolha de métodos citados na literatura técnica internacional. O método tabular é o mais simples de ser empregado, mas nem sempre o mais econômico. A temperatura diminui nas regiões próximas ao centro da seção transversal. Quanto maior a seção transversal, tanto maior será o núcleo frio. Quanto mais afastada estiver a armadura da face exposta ao calor, menor será sua temperatura, conforme Figura. 12. É falsa a idéia de que o cobrimento da armadura é fundamental para protegê-la do calor, uma vez que o concreto não é um isolante ideal. A temperatura da armadura depende da sua posição (indiretamente do cobrimento) e das dimensões da seção transversal do elemento de concreto conforme Figura 13 (PIGNATTA, 2007).

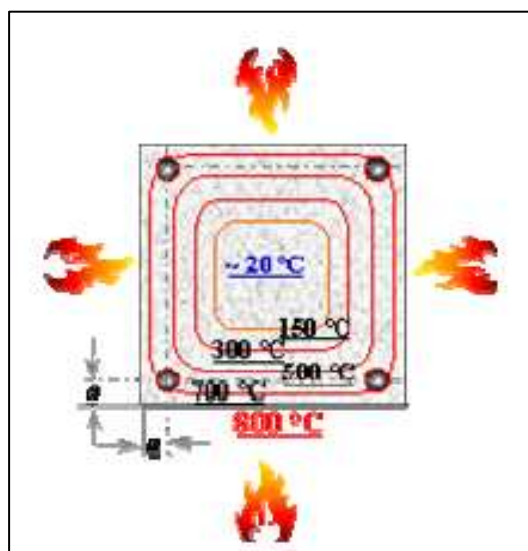


Figura 13. Distribuição de temperatura na seção de concreto submetida ao calor em todas as faces.
 Fonte: PIGNATTA, 2007

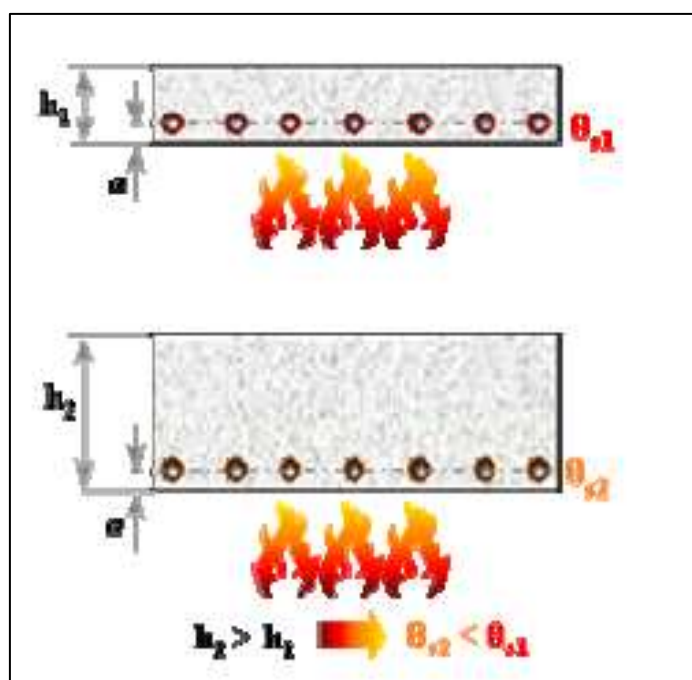


Figura 14. Temperatura das armaduras, de área e centro geométrico iguais, em lajes de espessuras diferentes, submetidas à mesma ação térmica.
 Fonte: PIGNATTA, 2007

As tabelas 5, 6 e 7 são exemplos do método tabular apresentado na Norma. É permitida a inclusão de revestimentos não-combustíveis na determinação das dimensões mínimas em função do TRRF.

Tabela 5. Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas

TRRF (min)	h (mm)‡	a (mm)		
		Armada em duas direções		Armada numa direção
		$\frac{l_2}{l_1} \leq 1,5$	$1,5 < \frac{l_2}{l_1} < 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40

Fonte: (NBR 15200:2004)

Tabela 6. Dimensões mínimas para vigas contínuas

TRRF (min)	Combinações de b_{\min} e “a”						b_{\min} (mm)
	1		2		3		
	b_{\min} (mm)	a (mm)	b_{\min} (mm)	a (mm)	b_{\min} (mm)	a (mm)	
30	80	15	160	12	190	12	80
60	120	25	190	12	300	12	100
90	140	35	250	25	400	25	100
120	200	45	300	35	450	35	120

Fonte: (NBR 15200:2004)

Tabela 7. Dimensões mínimas para pilares

TRRF (min)	Combinações de b_{\min} e “a”							
	Mais de uma face exposta						uma face exposta	
	$\mu_{fi} = 0,2$		$\mu_{fi} = 0,5$		$\mu_{fi} = 0,7$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	1		2		3		4	
	b_{\min} (mm)	a (mm)	b_{\min} (mm)	a (mm)	b_{\min} (mm)	a (mm)	b_{\min} (mm)	a (mm)
30	190	25	190	25	190	30	140	25
60	190	25	190	35	250	45	140	25
90	190	30	300	45	450	40	155	25
120	250	40	350	45	450	50	175	35

Fonte: (NBR 15200:2004)

O fator “ μ_{fi} ” é a razão entre os valores de cálculo da normal solicitante em situação de incêndio (NSd,fi) e da normal resistente em situação normal de uso (NRd). A NBR 15200 permite, salvo cálculo mais preciso considerar $\mu_{fi} = 0,70$.

3. MEDIDAS MITIGATÓRIAS

De modo a mitigar os efeitos da severidade da ação das altas temperaturas temos como uma das alternativas o aumento das dimensões das peças estruturais de modo a aumentar suas seções e conseqüentemente elevando a espessura dos recobrimentos das armaduras funcionando como isolamento térmico e retardando o processo de aquecimento da peça estrutural, que nem sempre é possível dado as limitações arquitetônicas.

Uma das principais alternativas que se mostra bastante eficaz é o processo de adição de fibras sintéticas de polipropileno à pasta de cimento modificando a micro estrutura do material, melhorando de sobremaneira seu desempenho quando submetidos a altas temperaturas. Quando a peça estrutural é aquecida, as fibras plásticas derretem criando sulcos interligados (micro canais) que permitem a liberação do vapor d'água. Com isso minimiza o efeito "*spalling*" (efeito da explosão do concreto quando submetido a altas temperaturas com lascamentos), além dos efeitos da exsudação, que é o movimento da água de emassamento até a superfície da peça estrutural. (KALIFA, CHÉNE & GALLÉ, 2001)

A fibra cerâmica é alternativa utilizada em diferentes aplicações industriais como isolante térmico. Sua limitação está nas aplicações nas quais o isolante sofra esforço mecânico. A fibra cerâmica atende bem até temperaturas de 1400°C e é aplicada sob forma de mantas ou módulos recobrando as peças estruturais de concreto. Convém salientar que quando manuseada desprende partículas no ar e existe estudos que averiguam a possibilidade da mesma provocar silicose que é o mesmo processo provocado pelo asbesto.

Alternativa como isolante térmico do concreto é a utilização de mantas de lã de rocha. Sua principal limitação é o fato de atender com eficiência até temperaturas de 750°C.

É possível também a utilização da adição de pozolanas à pasta do concreto por ser extremamente benéfica por retirar o hidróxido de cálcio, porém é fundamental incorporar fibras poliméricas para aliviar as pressões de vapor,

comuns em pastas pozolânicas impedindo uma desagregação precoce e explosiva do concreto (NEVILLE, 1997).

Podemos obter concretos mais resistentes às altas temperaturas com adição de agregados e pastas refratárias que são os indicados para indústrias químicas, usinas nucleares, alto fornos e siderurgias. Os agregados refratários indicados são os calcários. As pastas refratárias são constituídas por cimentos aluminosos, pozolânicos ou escória de alto forno (LANDI, 1997).

O concreto aerado é uma excelente alternativa aos efeitos das altas temperaturas, pois possui uma estrutura mais homogênea que o concreto convencional, além, é claro, da baixa condutividade e difusividade térmica. A transferência de calor na peça estrutural por radiação é inversamente proporcional à camada de ar dentro do meio (NARAYANAN & RAMAMURTHY, 2000)

4. CONCLUSÃO

O concreto tem elevada resistência ao fogo, não exala gases tóxicos e por isso os produtos da combustão não são prejudiciais à saúde humana, tem baixa condutividade térmica e quando submetido a elevadas temperaturas sofre uma redução na sua capacidade estrutural. Mas mesmo uma exposição por um período considerável não é suficiente para o colapso total da estrutura e, portanto, essas características concedem ao concreto uma boa resistência ao fogo. A temperatura do concreto só aumenta quando toda água evaporável tiver sido removida, além disso, o tipo mineralógico do agregado determina as expansões térmicas diferenciais entre o agregado e a pasta de cimento é a resistência última da zona de transição na interface.

Neste trabalho apresentamos as principais consequências decorrentes das altas temperaturas no concreto e seus componentes e apresentamos alternativas que são economicamente viáveis de modo a minimizar os efeitos, ficando, pois esta escolha diretamente ligada ao tipo de utilização de nossa estrutura.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Element**”, ACI 216R-89, ACI, New York ,1996.

ALMEIDA, D. F. A. Patologia, Terapia e Profilaxia nas Construções. *In: 19° SIMPATCON – Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto*, Campinas, São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5628: **Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15200: **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Procedimento**. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 14432: **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Procedimento**. Rio de Janeiro, 2000.

BARRAGÁN, B. GETTU, R., GARCÍA, T., RAMOS, G., FERNÁNDEZ, C., OLIVER, R. **Steel Fiber Reinforced Concrete for the Barcelona Metro Line 9 Tunnel Living**. BEFIB 2004.

BAUER, Luiz Alfredo Falcão. **Materiais de Construção Civil 1**. Vol. 1. 5ª Ed. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. São Paulo, 1994.

CÂNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. Editora Pini, São Paulo, 1988.

CORPO DE BOMBEIROS – (CB-PMESP). **Segurança estrutural nas edificações – Resistência ao fogo dos elementos de construção**. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. IT 08:04. São Paulo: 2004.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. *In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*. Anais.PECC-UnB/ASAEE. Brasília, 2002.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta e **Aspectos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas**. In: Seminário Internacional NUTAU'2002 – Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano. Anais. NUTAU/FAU-USP. São Paulo, 2002.

EUROPEAN STANDARD EUROCODE. **Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1.2: General Actions– Actions on structures exposed to fire. ENV 1991-1-2**. CEN. Brussels, 2001.

EUROPEAN STANDARD EUROCODE. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design. ENV 1992-1-2**. CEN. Brussels, 2001.

FERREIRA, Sérgio Gonçalves. **Ação do Incêndio nas Estruturas de Aço — Conseqüências e Recuperação**. In: Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção Contra Incêndios. Anais. EPUSP. São Paulo, 1988.

FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; DJANIKIAN, João Gaspar; SELMO, Silvia Maria de Souza; AGOPYAN, Vahan; JOHN, Vanderley Moacyr. **Aços para Concreto Armado — Especificações**. PCC–EPUSP. São Paulo, 2000.

GALLETO, A.; MENEGUINI, E. C. A. **Comportamento do concreto submetido à temperaturas elevadas**. Seminário apresentado à disciplina Análise Experimental de Estruturas – FEC-UNICAMP, Campinas, 2000.

GRATTAN-BELLEW, P. E. **Microstructural Investigation of Deteriorated Portland Cement Concretes**. Construction and Building Materials. Vol. 10. Issue 1. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, February, 1996.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, François-Dominique; QUENARD, Daniel. **Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures**. Cement and Concrete Research, N°30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.

KALIFA, Pierre; CHÉNÉ, Grégoire; GALLÉ, Christophe. **High-Temperature Behaviour HPC with Polypropylene Fibres from Spalling to Microstructure**. Cement and Concrete Research, N° 31. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2001

LANDI, Francisco Romeu. **Ação do Incêndio Sobre Estruturas de Concreto Armado**. Boletim Técnico n°1/86 PCC-EPUSP. São Paulo, 1986.

LANDI, Francisco Romeu et al. **Projeto de Edifícios e Comportamento dos Materiais com Relação à Incêndio**. São Paulo, 1977.

LIN, Wei-Ming; LIN, T. D.; POWERS-COUCHE, L. J. **Microstructures of Fire Damaged Concrete**. ACI Materials Journal. Vol. 93, N°3. Technical Paper. ACI – American Concrete Institute. New York, May-June, 1996.

MALHOTRA, H. L. **Properties of Materials at High Temperatures** — Report on the work of technical committee 44-PHT. Materials and Structures/Matériaux et Constructions. Vol. 15. N°86. RILEM. Paris, 1982.

MALHOTRA, V. M. **Durability of Concrete**, ACI SP. 126, vol. 1 e 2, 1991.

METHA, P. Kumar, MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto — Estrutura, Propriedades e Materiais**. Ed. PINI. São Paulo, 1994.

MINAMI, Kazutaka; TAZAWA, Ei-Ichi; Satoru, KAGEYAMA; WATANABE, Yasumitsu. **Effect of Type of Aggregate on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature**. Transactions of the Japan Concrete Institute. JCI. Tokyo, 1987.

MINAMI, Kazutaka; TAZAWA, Ei-Ichi; TERANISHI, Shuji. **“Effect of Microscopic Thermal Stress on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature”**. Concrete Library of JSCE N° 17. JSCE. Tokyo, June, 1991.

NARAYANAN,N; RAMAMURTHY,K; **“Structure and Properties of Aerated Concrete : A Review Cement and Concrete Composites”**. Vol. 22. Issue 5. Elsevier Science Ltd. Amsterdam. October,2000

NEVILLE, Adam Matthews. **Propriedades do Concreto**. 2a. Ed. PINI. São Paulo,1997.

Paulon, V. A. Durabilidade do Concreto – Avanços da Tecnologia. In: **7° SIMPATCON – Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto**, Campinas, São Paulo, 1984.

PIGNATTA, Valdir. **Considerações sobre as Normas Brasileiras de Estruturas em Situação de Incêndio**. Revista Incêndio n°46, 2007.

PETRUCCI, Eladio Gerardo Requião. **Materiais de Construção**. 3ª Ed Editora Globo. Porto Alegre, 1978.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**, Editora Globo, Rio de Janeiro, 1987.

