

Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço



MANUAL DE

**CONSTRUÇÃO
EM AÇO**



RESISTÊNCIA AO FOGO DAS ESTRUTURAS DE AÇO

Série " Manual de Construção em Aço"

- Galpões para usos gerais
- Ligações em estruturas metálicas
- Edifícios de pequeno porte estruturados em aço
- Alvenarias
- Painéis de vedação
- Resistência ao fogo das estruturas de aço
- Tratamento de superfície e pintura

MAURI RESENDE VARGAS

VALDIR PIGNATTA E SILVA

RESISTÊNCIA AO FOGO DAS ESTRUTURAS DE AÇO

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

**RIO DE JANEIRO
2005**

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do Instituto Aço Brasil/CBCA

V297r	Vargas, Mauri Resende Resistência ao fogo das estruturas de aço / Mauri Resende Vargas, Valdir Pignatta e Silva. - Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2003. 78p.; 29 cm. -- (Série Manual de Construção em Aço) Bibliografia ISBN 85-89819-02-7 1. Riscos de incêndio 2. Proteção contra incêndio I. Títulos (série) II. Silva, Valdir Pignatta e CDU 614.84(035)
-------	---

1ª.edição – 2003
1ª. reimpressão – 2012
2ª. reimpressão - 2017

Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 108 / 29º Andar
20040-001 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@acobrasil.org.br
site: www.cbca-acobrasil.org.br

Sobre os autores

Mauri Resende Vargas

Diretor técnico da Tecsteel Engenharia

Docente do Curso de especialização " Gestão da Segurança contra Incêndio e Explosões" (PECE / EPUSP)

Membro da comissão de estudos da ABNT que elaborou as normas NBR 14323 e NBR 14432

Responsável técnico por projetos de proteção passiva das estruturas de aço, de 20 edifícios na cidade de São Paulo

Valdir Pignatta e Silva

Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da USP

Autor do livro " Estruturas de aço em situação de incêndio"

Coordenador do curso de especialização " Gestão da Segurança contra Incêndio e Explosões" (PECE / EPUSP)

Coordenador da comissão de estudos da ABNT que elaborou as normas NBR 14323 e NBR 14432

Coordenador de educação do Grupo de Pesquisa em Segurança contra Incêndio (GSI / USP)

Autor de mais de 50 trabalhos e palestrante em mais de 40 eventos sobre engenharia de estrutura e engenharia de segurança contra incêndio

SUMÁRIO

Capítulo 1

Princípios da segurança contra incêndio	09
1.1 Conceituação	10
1.2 Fatores que influenciam a severidade de um incêndio	10
1.3 Fatores que influenciam a segurança do patrimônio	11
1.4 Fatores que influenciam a segurança da vida	12

Capítulo 2

Segurança estrutural	15
2.1 Resistência a altas temperaturas	16
2.2 Ações na estrutura decorrentes do incêndio	16
2.3 Ação térmica	17

Capítulo 3

Exigências de resistência ao fogo	19
3.1 Método tabular	20
3.2 Método do tempo equivalente	21
3.3 Edificações isentas de verificação estrutural em incêndio	24
3.4 Comentários sobre as isenções	25

Capítulo 4

Como obter resistência ao fogo das estruturas de aço	27
4.1 Estruturas sem revestimento térmico	28
4.2 Elementos estruturais integrados	32
4.3 Estruturas mistas	34
4.4 Estruturas de aço revestidas com material de proteção térmica	39

Capítulo 5

Materiais de proteção térmica	41
5.1 Tipos	42
5.2 Fibras e argamassas projetas	42
5.3 Placas	44
5.4 Pintura intumescente	45
5.5 Dimensionamento das espessuras do material de proteção térmica	46
5.6 Estudo de caso	50

Capítulo 6

Estruturas externas	53
6.1 Posicionamento dos pilares externos	54

Capítulo 7

Considerações sobre o projeto de arquitetura	59
7.1 Edificações isentas de verificação estrutural em situação de incêndio	60
7.2 Edificações em que há necessidade de verificação estrutural em situação de incêndio	62

Capítulo 8

Tendências internacionais	67
8.1 Os ensaios de Cardington	68
8.2 Ensaio de incêndio na Austrália	72
8.3 Garagens	74

Referências Bibliográficas	76
----------------------------	----

Este Manual vem contribuir para a literatura disponível na área de segurança contra incêndio, com informações e tabelas atualizadas, retiradas das principais fontes de referência, como normas técnicas brasileiras e internacionais e trabalhos de renomados especialistas brasileiros e internacionais nessa área.

Como é fato conhecido, os objetivos primordiais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida humana e reduzir as perdas patrimoniais. Sabe-se que a segurança absoluta, em qualquer situação de nossas vidas, é uma condição inviável de ser alcançada, pois a segurança é proporcional ao custo para obtê-la. Assim, não se deve procurar a segurança absoluta, mas sim a melhor solução possível, levando em conta a segurança e o seu custo.

Devido à sua característica didática, o presente manual foi estruturado em nove capítulos, nos quais serão abordados os seguintes tópicos: princípios de segurança contra o incêndio, segurança estrutural, exigências de resistência ao fogo, como obter a resistência ao fogo das estruturas de aço, materiais de proteção térmica, estruturas externas, considerações sobre o projeto de arquitetura e tendências internacionais. No último capítulo é apresentada uma extensa bibliografia sobre o assunto.

As exigências de resistência ao fogo dos elementos de aço, tais como vigas, pilares e lajes, segundo a norma NBR 14432 “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações Procedimento”, são abordadas no capítulo 3, com os principais métodos para determinar o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

O capítulo 4 apresenta os diversos métodos utilizados para verificar a resistência ao fogo dos elementos estruturais de aço, com ou sem proteção térmica. Métodos analíticos simplificados e recomendações para a utilização de métodos avançados, constam da norma NBR 14323 “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio Procedimento”, referenciada nesse capítulo.

A solução mais frequentemente utilizada para evitar o aumento excessivo da temperatura das estruturas de aço em situação de incêndio tem sido o revestimento das mesmas com materiais de proteção térmica, tais como argamassa projetada “cimentitious”, fibras projetadas, placas e pintura intumescente.

Detalhes de cada um desses materiais, com suas características e propriedades físicas, e resultados dos ensaios realizados segundo normas técnicas relacionadas, incluindo o dimensionamento das espessuras necessárias, são apresentados no capítulo 5.

Considerando-se que muitos edifícios modernos têm sido construídos com estrutura de aço externa à fachada e que nessas condições a estrutura é aquecida apenas pelas chamas que emanam da janela ou de outras aberturas na fachada do edifício, é possível que os elementos estruturais externos possam dispensar o uso de proteção térmica, mantendo-se a necessária segurança contra incêndio, caso tais elementos sejam posicionados de forma adequada em relação às aberturas das fachadas.

A determinação do posicionamento dos pilares externos é mostrada nas tabelas do capítulo 6, obtidas a partir de procedimentos analíticos, admitindo-se uma certa temperatura crítica e uma carga de incêndio. O uso dessas tabelas é uma ferramenta importante na avaliação preliminar da localização dos elementos de aço exteriores.

No capítulo 7, que trata das considerações sobre o projeto de arquitetura, são apresentadas algumas soluções arquitetônicas que poderão ser utilizadas, diretamente ou com adaptações, em projetos de edificações estruturadas em aço, respeitando-se as exigências mais importantes para a segurança à vida e a resistência ao fogo. São apresentados diversos exemplos ilustrativos de projetos para situações de edificações isentas e sem isenção da verificação estrutural em situação de incêndio.

Finalizando o manual, o capítulo 8 apresenta as principais tendências internacionais, visando uma correta avaliação do comportamento das estruturas em aço, com o levantamento de critérios de cálculo mais racionais e recomendações construtivas mais adequadas às situações reais de incêndio. Os programas de ensaios reais de incêndio realizados em edifícios com estrutura em aço no Reino Unido, pelo Building Research Establishment's Cardington e na Austrália, pela BHP, são amplamente detalhados nesse capítulo, assim como as conclusões obtidas das avaliações realizadas.

O setor siderúrgico, por meio do **Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA**, tem a satisfação de tornar disponível para o universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, mais este manual, o sexto de uma série relacionada à Construção em Aço.

Centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

Espera-se que o trabalho seja útil aos fabricantes de estruturas de aço, profissionais liberais, construtoras, arquitetos, engenheiros, professores universitários e entidades de classe que se relacionam com a construção em aço.

Capítulo 1

Princípios da segurança contra incêndio

1.1 Conceituação

Os objetivos fundamentais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida e reduzir a perda patrimonial.

Entende-se como risco à vida, a exposição severa à fumaça ou ao calor dos usuários da edificação e o eventual desabamento de elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate.

Entende-se como perda patrimonial, a destruição parcial ou total da edificação, dos estoques, dos documentos, dos equipamentos ou dos acabamentos do edifício sinistrado ou da vizinhança.

Um sistema de segurança contra incêndio consiste em um conjunto de meios ativos (detecção de calor ou fumaça, chuveiros automáticos, brigada contra incêndio, etc) e passivos (resistência ao fogo das estruturas, compartimentação, saídas de emergência, etc.) que possam garantir a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança, a minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública e a segurança das operações de combate ao incêndio, quando essas forem necessárias.

A seleção do sistema adequado de segurança contra incêndio deve ser feita tendo por base os riscos de início de um incêndio, de sua propagação e de suas consequências. Não basta identificar o possível dano à propriedade devido ao fogo, mas, por razões econômicas, é necessário também identificar a extensão do dano que pode ser considerado tolerável.

1.2 Fatores que influenciam a severidade de um incêndio

Deve-se evitar que um incêndio, caso iniciado, torne-se incontrolável, e nessa situação, certamente ocorrerão perdas significativas.

O risco de início de incêndio, sua intensidade e duração estão associados a:

- atividade desenvolvida no edifício, tipo e quantidade de material combustível (mobiliá-

rio, equipamentos, acabamentos), tecnicamente denominada carga de incêndio, nele contido. Por exemplo, o risco de um grande incêndio em um depósito de tintas é maior que em uma indústria de processamento de papel;

- forma do edifício. Um edifício térreo com grande área de piso, sem compartimentação, pode representar um risco maior de incêndio do que um edifício, com diversos andares, de mesma atividade, subdividido em muitos compartimentos, que confinarão o incêndio;
- condições de ventilação do ambiente, ou seja, dimensões e posição das janelas;
- propriedades térmicas dos materiais constituintes das paredes e do teto. Quanto mais isolantes forem esses materiais, menor será a propagação do fogo para outros ambientes, mas mais severo será o incêndio no compartimento;
- sistemas de segurança contra incêndio. A probabilidade de início e propagação de um incêndio é reduzida em edifícios onde existam detectores de fumaça, sistema de chuveiros automáticos, brigada contra incêndio, compartimentação adequada, etc.

A tabela 1.1 relaciona alguns meios de detecção e extinção de incêndio com a probabilidade do seu controle.

Meio de proteção	Probabilidade do incêndio sair de controle
Corpo de bombeiros	1:10
Chuveiros automáticos	2:100
Corpo de bombeiros de alto padrão combinado com sistema de alarme	entre 1:100 e 1:1000
Corpo de bombeiros de alto padrão combinado com chuveiro automático	1:10000

Fonte: Plank, 1996

Tabela 1.1 - Efeito da extinção e detecção automática

A intensidade do incêndio e as exigências de resistência ao fogo podem ser modificadas pelos fatores indicados na tabela 1.5.

As medidas de proteção contra incêndio devem ser regularmente inspecionadas pela brigada de incêndio ou autoridades locais. Isso influencia favoravelmente a segurança e o custo do seguro contra incêndio.

1.3 Fatores que influenciam a segurança do patrimônio

O instante em que ocorre a generalização do incêndio é denominado inflamação generalizada, internacionalmente conhecido como "flashover". Esse instante é visível, pois além do rápido crescimento do incêndio, podem ocorrer explosões, rompimento de janelas, etc. Antes do "flashover" geralmente não há o risco de colapso da estrutura, seja ela de aço ou de concreto, embora alguns danos locais ao conteúdo possam acontecer. Nesse período não há risco à vida por desabamento estrutural, entretanto, pode havê-lo devido ao enfumaçamento.

É de costume, por medida de segurança estrutural, admitir-se a ocorrência do "flashover" e dimensionar as estruturas nessa situação, utilizando-se proteção passiva (aplicação de materiais de proteção térmica em elementos de aço isolados) ou aproveitar-se do bom comportamento ao fogo das estruturas integradas ou mistas (vide capítulo 4). Dessa forma não haverá colapso estrutural, mas poderá haver danos à estrutura em função da severidade do incêndio.

Se o "flashover" ocorrer, o ambiente inteiro será envolvido pelo fogo, não se poderá esperar um controle bem sucedido do incêndio e serão consideráveis as perdas monetárias causadas pelos danos ao edifício, tais como: perda do conteúdo, interrupção da produção, danos aos edifícios vizinhos ou ao meio ambiente.

A principal tarefa para garantir a segurança do imóvel é diminuir o risco do "flashover".

O uso de dispositivos de segurança, tais como chuveiros automáticos e detectores de fumaça, limitando a propagação do incêndio e agilizando a comunicação ao Corpo de Bombeiros, são importantes medidas a serem utilizadas em edificações de porte, para minimizar o risco da inflamação generalizada. Deve ser levada em consideração a distância entre o edifício e o Corpo de Bombeiros mais próximo e a qualidade de seus equipamentos.

Um bom projeto deverá equilibrar o uso de dispositivos de segurança com a proteção passiva, o que se refletirá num menor prêmio de seguro.

Medidas que reduzem o risco de "flashover" e a propagação do incêndio são apresentadas na tabela 1.5.

O colapso dos elementos estruturais em edifícios de um único pavimento tem pequena influência na perda do conteúdo, uma vez que esta já ocorrera devido ao fogo.

Por outro lado, em edifícios de muitos andares, a resistência ao fogo é mais importante, sobretudo para evitar danos ao conteúdo em outras partes do edifício distantes do local do incêndio. É importante proteger esses conteúdos tendo em vista que, frequentemente, eles têm um valor monetário maior que os elementos estruturais do edifício.

A tabela 1.2 mostra a relação entre o valor do benefício esperado e o custo do investimento em medidas de proteção para edifícios de um único pavimento, elaborado pelo "Swedish Institute of Steel Construction". Valores maiores que 1 (um) indicam saldo positivo e valores menores que 1 (um) indicam que o investimento inicial não deve ser recuperado durante uma vida útil média de 20 anos.

As principais conclusões são que os sistemas de chuveiros automáticos e resistência ao fogo das paredes de compartimentação, em edifícios com média e alta densidade de carga de incêndio, fornecem um saldo positivo e são mais importantes como medidas de proteção contra incêndio em edifícios de um único pavimento que a resistência ao fogo dos elementos estruturais. Esses valores

não incluem as vantagens da ventilação em combinação com a compartimentação. A ventilação reduz a alta pressão causada pelo fogo e contribui na capacidade das paredes de compartimentação resistirem ao incêndio. É interessante notar que o aumento da resistência ao fogo de edifícios de um único pavimento não retornaria o investimento em materiais de proteção térmica, visto que não é possível diminuir as perdas para níveis aceitáveis usando essa solução.

Medidas de proteção ao fogo em edifícios térreos				
Carga de incêndio	Chuveiros automáticos	Ventilação do incêndio	Resistência ao fogo	
			Estrutura	Paredes
Alta	4	0,8	0,1	10
Média	1	2,0	0,2	3
Baixa	0,1	0,6	0,03	0,8
Todas: Alta baixa	1,3	1,2	0,1	4

Fonte: *Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art - IISI*

Tabela 1.2 - Relação entre o valor do benefício esperado e o custo do investimento

1.4 Fatores que influenciam a segurança da vida

A probabilidade de acidente fatal em incêndios é comparativamente baixa conforme indicado na tabela 1.3.

O tempo de evacuação de uma edificação em situação de incêndio é função da forma da edificação (altura, área, saídas, etc.), da quantidade de pessoas e de sua mobilidade (idade, estado de saúde, etc.).

As medidas necessárias de segurança são diferentes quando aplicadas a edifícios altos em relação a edifícios térreos; a edifícios com alta densidade de pessoas, tais como escritórios, hotéis, lojas e teatros, em relação àqueles com poucas pessoas, tais como depósitos; a edifícios concebidos para habitação de pessoas de mobilidade limitada, tais como hospitais, asilos, etc. e àqueles com ocupantes saudáveis tais como complexos esportivos.

A morte em incêndio é geralmente provocada pela fumaça ou pelo calor, conforme pode ser observado na tabela 1.4. O risco de morte ou ferimentos graves pode ser avaliado em termos do tempo necessário para alcançar níveis perigosos de fumaça ou gases tóxicos e temperatura, comparado ao tempo de escape dos ocupantes da área ameaçada. Isso significa que uma rota de fuga adequada, bem sinalizada, desobstruída e segura estruturalmente, é essencial na proteção da vida contra um incêndio.

Devem ser tomados os devidos cuidados para limitar a propagação da fumaça e do fogo, que podem afetar a segurança das pessoas em áreas distantes da origem do incêndio ou mesmo entre edifícios vizinhos.

Risco	Probabilidade de acidente fatal por pessoa com estimativa de vida de 75 anos
Acidente de trânsito	1:50
Incêndios em edifícios	1:1500

Fonte: *Plank, 1996*

Tabela 1.3 - Comparação estatística das mortes entre diferentes causas de acidentes.

País	Calor e fumaça	Outras causas
França	95%	5%
Alemanha	74%	26%
Países Baixos	90%	10%
Reino Unido	97%	3%
Suíça	99%	1%

Fonte: *Plank, 1996*

Tabela 1.4 - Causa de mortes em incêndios de edifícios

Fatores	Influência na:		
	Severidade do incêndio	Segurança da vida	Segurança do patrimônio
Tipo, quantidade e distribuição da carga de incêndio	A temperatura máxima de um incêndio depende da quantidade, tipo e distribuição do material combustível no edifício.	O nível do enfumaçamento, toxicidade e calor depende da quantidade, tipo e distribuição do material combustível no edifício.	O conteúdo do edifício é consideravelmente afetado por incêndios de grandes proporções.
Características da ventilação do compartimento	Em geral, o aumento da oxigenação faz aumentar a temperatura do incêndio e diminuir sua duração.	A ventilação mantém as rotas de fuga livres de níveis perigosos de enfumaçamento e toxicidade.	A ventilação facilita a atividade de combate ao incêndio por evacuação da fumaça e dissipação dos gases quentes.
Compartimentação	Quanto mais isolantes forem os elementos de compartimentação (pisos e paredes), menor será a propagação do fogo para outros ambientes, mas o incêndio será mais severo no compartimento.	A compartimentação limita a propagação do fogo, facilitando a desocupação da área em chamas para áreas adjacentes.	A compartimentação limita a propagação do fogo, restringindo as perdas.
Resistência ao fogo das estruturas	A resistência ao fogo das estruturas de aço, por serem incombustíveis, não afeta a severidade do incêndio. Às vezes o desmoronamento de parte da edificação (coberturas, por exemplo) aumenta a oxigenação e reduz a duração do incêndio.	A resistência ao fogo das estruturas tem pequeno efeito na segurança à vida em edifícios de pequena altura ou área, por serem de fácil desocupação. No caso de edifícios altos é essencial prever a resistência ao fogo, indicada na legislação ou em normas, para garantir a segurança ao escape dos ocupantes, às operações de combate e à vizinhança.	A resistência ao fogo dos elementos estruturais é fundamental para garantir sua estabilidade. Geralmente, o custo do conteúdo supera o custo da estrutura, mas o colapso estrutural pode trazer consequências danosas às operações de combate ou à vizinhança. Nesse caso há imposições legais ou normativas de resistência. Se o risco for mínimo, a verificação de resistência pode ser dispensada.
Rotas de fuga seguras		Rotas de fuga bem sinalizadas, desobstruídas e seguras estruturalmente são essenciais para garantir a evacuação e dependem do tipo de edificação. Em um edifício industrial, térreo, aberto lateralmente, a rota de fuga é natural. Em um edifício de muitos andares podem ser necessários escadas enclausuradas, elevadores de emergência, etc.	
Reserva de água	Água e disponibilidade de pontos de suprimento são necessárias para extinção do incêndio, diminuindo os riscos de propagação e seus efeitos à vida e ao patrimônio.		
Deteção de calor ou fumaça	A rápida detecção do incêndio, apoiada na eficiência da brigada contra incêndio e corpo de bombeiros, reduzem o risco da propagação do incêndio.	A rápida detecção do início do incêndio, por meio de alarme, dá aos ocupantes rápido aviso da ameaça, antecipando a desocupação.	A rápida detecção do início de um incêndio minimiza o risco de propagação, reduzindo a região afetada pelo incêndio.
Chuveiros automáticos	Projeto adequado e manutenção de sistema de chuveiros automáticos são internacionalmente reconhecidos como um dos principais fatores de redução do risco de incêndio, pois contribuem, ao mesmo tempo, para a compartimentação, a detecção e a extinção.	Chuveiros automáticos limitam a propagação do incêndio e reduzem a geração de fumaça e gases tóxicos.	Chuveiros automáticos reduzem o risco de incêndio e seu efeito na perda patrimonial.
Hidrantes e extintores	Hidrantes, extintores e treinamento dos usuários da edificação, para rápido combate, reduzem o risco de propagação do incêndio e seu efeito ao patrimônio e à vida humana.		
Brigada contra incêndio bem treinada	A presença de pessoas treinadas para prevenção e combate reduz o risco de início e propagação de um incêndio.	Além de reduzir o risco de incêndio, a brigada coordena e agiliza a desocupação da edificação.	A presença da brigada contra incêndio reduz o risco e as consequentes perdas patrimoniais decorrentes de um incêndio.
Corpo de Bombeiros	Proximidade, acessibilidade e recursos do Corpo de Bombeiros otimizam o combate ao incêndio, reduzindo o risco de propagação.	Em grandes incêndios, o risco à vida é maior nos primeiros instantes. Dessa forma deve haver medidas de proteção independentes da presença do Corpo de Bombeiros. Um rápido e eficiente combate por parte do CB reduz o risco à vida.	Proximidade, acessibilidade e recursos do Corpo de Bombeiros facilitam as operações de combate ao incêndio, reduzindo perdas estruturais e do conteúdo.
Projeto de engenharia de incêndio	Um projeto de engenharia de segurança contra incêndio deve prever um sistema de segurança adequado ao porte e à ocupação da edificação, de forma a reduzir o risco de início e propagação de um incêndio, a facilitar a desocupação e as operações de combate. Dessa forma reduz a severidade do incêndio, as perdas de vidas e patrimoniais.		

Tabela 1.5 - Resumo dos fatores e suas influências

Capítulo 2

Segurança estrutural

Uma estrutura considerada segura, em condições normais de carregamento, é aquela que tem grande probabilidade de resistir aos esforços normais provenientes das ações externas, por exemplo, do vento e da gravidade.

Uma estrutura considerada segura na condição excepcional de um incêndio é aquela que, com ou sem proteção contra incêndio, tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperatura elevada, de forma a evitar o seu colapso.

São aceitáveis plastificações e ruínas localizadas que não determinem colapso além do local. Nesse caso, depois de um incêndio, a estrutura só pode ser reutilizada após verificação. Essa verificação pode eventualmente concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura, se o incêndio foi de pequena severidade ou se a estrutura tinha proteção adequada. Em caso contrário, deve ser projetada e executada a sua recuperação. Tal recuperação pressupõe que a estrutura volte a ter as características que apresentava antes do incêndio, recuperando todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

2.1 Resistência a altas temperaturas

O aço, assim como outros materiais estruturais, quando submetido a altas temperaturas sofre redução da sua resistência (figura 2.1) e da sua rigidez (figura 2.2). Nesse caso excepcional, tais reduções devem ser consideradas no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, para a garantia da segurança requerida.

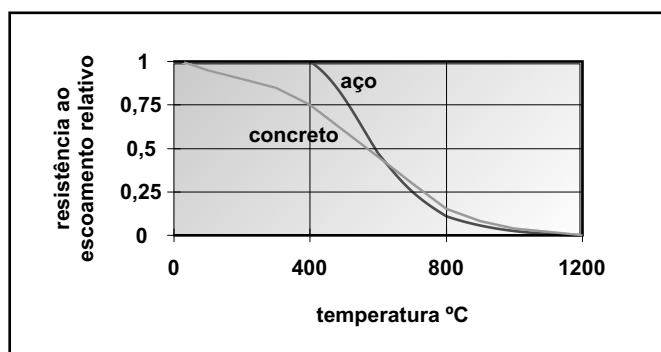


Figura 2.1 - Redução da resistência ao escoamento em função da temperatura

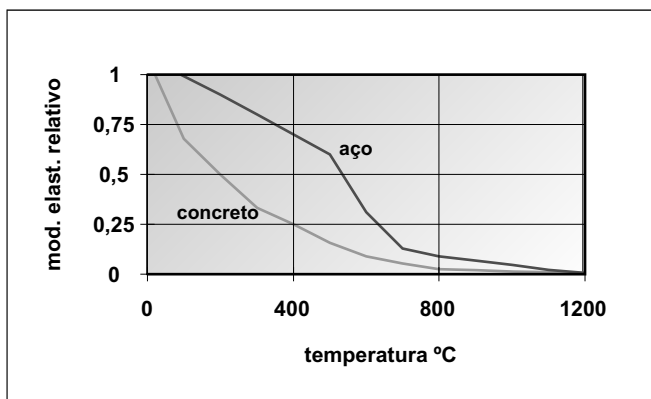


Figura 2.2 - Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura

2.2 Ações na estrutura decorrentes do incêndio

Uma vez que o incêndio é uma ação excepcional, isto é, de pequena probabilidade de ocorrência, não faz sentido dimensionar-se uma estrutura para que essa resista, em condição de incêndio, aos mesmos esforços atuantes à temperatura ambiente. Isso tornaria anti-econômico tal projeto. Desse modo, sob incêndio, os valores desses esforços, devidos à ação do peso próprio, da sobrecarga e do vento, entre outros, devem ser minorados em relação aos utilizados à temperatura ambiente. Essa redução dos valores de cálculo dos esforços torna o dimensionamento mais realístico em situação de incêndio.

Por exemplo, em uma situação em que o carregamento devido à sobrecarga sobre uma viga for igual à metade daquele devido ao peso próprio, o valor a ser utilizado no dimensionamento, em situação de incêndio, será cerca de 60% do utilizado à temperatura ambiente. Em outras palavras, os elementos de aço possuem reserva estrutural em situação excepcional de incêndio.

Em resumo, se por um lado há uma redução de resistência no aço (item 2.1), afetando a integridade da estrutura, por outro há redução no valor do cálculo dos esforços advindos da ação. Os métodos analíticos de dimensionamento levam em conta essas características.

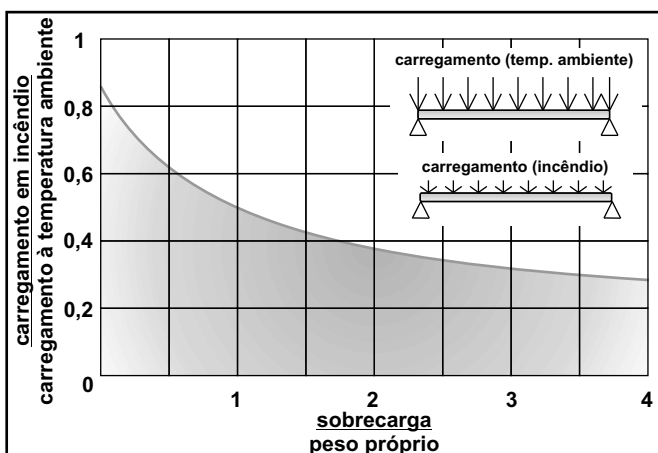


Figura 2.3 - Relação entre os valores de cálculo do carregamento em incêndio e do carregamento à temperatura ambiente para uma viga de escritório (considerando cargas permanentes de pequena variabilidade)

Outras considerações com relação à reserva estrutural, tais como rigidez parcial das ligações e armadura secundária da laje de concreto atuando como principal em incêndio, podem fazer com que a temperatura de colapso de vigas mistas seja elevada para cerca de 800 °C. (Ver também capítulo 8)

A segurança estrutural, visando a proteção à vida, deve ser verificada de modo a evitar que a edificação colapse em um tempo inferior ao necessário para a desocupação do edifício. Quando se tratar de proteção do patrimônio, ou seja, da edificação propriamente dita, a segurança estrutural deverá ser verificada de forma a evitar o colapso da estrutura, para que se possa reutilizá-la após obras de reforço.

Para se garantir a segurança estrutural em situação de incêndio, deve-se evitar que a temperatura de colapso seja atingida. A temperatura que causa o colapso de um elemento estrutural, em situação de incêndio, é denominada temperatura crítica, sendo essa intimamente relacionada ao carregamento aplicado ao elemento. Por exemplo, uma viga simplesmente apoiada, submetida apenas ao seu peso próprio, terá uma temperatura crítica sensivelmente maior do que se fosse submetida a carregamento de laje (peso próprio + sobrecarga), uma vez que no primeiro caso ela necessita de um grau de redução da resistência maior, para entrar em colapso.

2.3 Ação térmica

À temperatura ambiente, as principais ações que causam esforços nas estruturas são a ação da gravidade e a eólica (ventos). Em situação de incêndio, o projeto deve considerar a ação térmica, ou seja, o fluxo de calor que parte das chamas em direção às estruturas, inicialmente frias. Essa ação térmica acarreta aumento de temperatura nos elementos estruturais, causando-lhes redução de capacidade resistente e aparecimento de esforços adicionais, devidos às deformações térmicas. Esses esforços adicionais ocorrem apenas quando as deformações térmicas são impedidas e geralmente podem ser desprezados, tendo em vista uma redistribuição de esforços e redução de rigidez.

A principal característica de um incêndio, no que concerne ao estudo das estruturas é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio (figura 2.4), visto que a partir dessa curva é possível calcular-se a ação térmica.

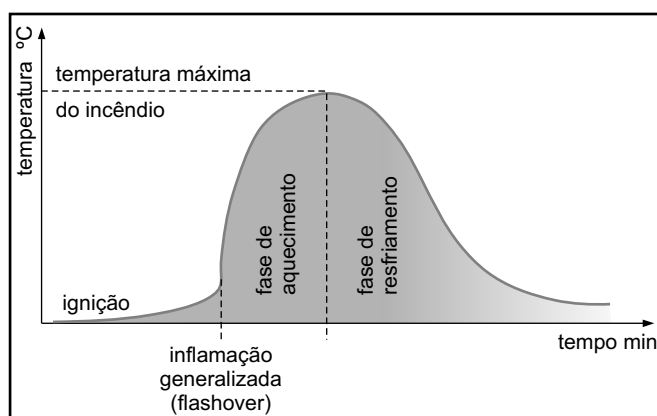


Figura 2.4 - Curva temperatura - tempo de um incêndio real

Essa curva apresenta uma região inicial com baixas temperaturas, em que o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem riscos à vida humana ou à estrutura.

O instante correspondente ao aumento brusco da inclinação da curva temperatura-tempo é conhecido como "flashover" ou instante de inflamação generalizada e ocorre quando toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição. A partir desse instante, o incêndio torna-se de

grandes proporções tomando todo o compartimento e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até todo material combustível extinguir-se. Segue-se uma redução gradativa da temperatura dos gases.

A curva temperatura-tempo real de um incêndio é difícil de ser estabelecida, pois depende de:

- tipo e quantidade e distribuição da carga de incêndio (material combustível presente no compartimento em chamas).
- grau de ventilação do compartimento calculado a partir das dimensões das aberturas (janelas, portas) para o ambiente externo.
- tipo de material e espessura dos elementos de vedação do compartimento.

Tendo em vista, que a curva temperatura-tempo do incêndio é difícil de ser determinada e que se altera para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de proteção térmica, portas corta-fogo, etc., em fornos. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão (vide figura 2.5). É importante ressaltar, que essa curva não representa um incêndio real. Quaisquer conclusões, que tenham por base essa curva, devem ser analisadas com cuidado, pois não correspondem ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas ao fogo.

A temperatura atuante no elemento estrutural é inferior à temperatura dos gases quentes. Essa temperatura pode ser calculada em função do tempo de exposição ao incêndio-padrão, por meio de métodos analíticos recomendados pela NBR 14323, de modo experimental ou com técnicas semi-empíricas (também conhecidas como técnicas avançadas).

É costume, em códigos e normas nacionais e internacionais, ao invés de se exigir segurança à temperatura, exigir-se segurança por um determinado tempo, associado à curva-padrão.

Esse tempo, segundo a NBR 14432, é o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), ou seja, o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio-padrão. A resistência ao fogo é a propriedade de um elemento estrutural resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

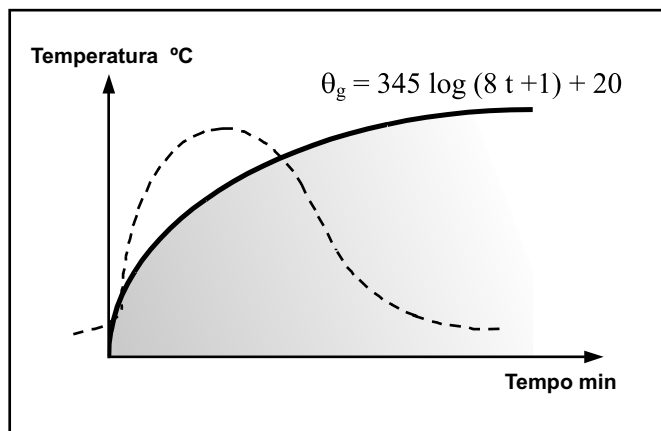


Figura 2.5 - Modelo de incêndio-padrão

Capítulo 3

Exigências de
resistência ao fogo

Para se verificar a segurança estrutural dos elementos de aço de uma edificação, em situação de incêndio, é necessário conhecer a exigência de resistência do fogo para cada tipo de elemento (vigas, pilares e lajes) conforme a legislação regional vigente (*) ou, na sua ausência, conforme a norma NBR 14432.

A exigência de resistência ao fogo é estabelecida em forma de tempo, seja por meio do TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) ou do tempo equivalente. Os tempos são preestabelecidos entre 30 e 120 minutos, com intervalos de 30 minutos, em função da altura da edificação, da área do pavimento, da ocupação do edifício, das medidas de proteção ativa disponíveis, etc.

À medida que o risco à vida humana é considerado maior, devido à ocupação e a altura do edifício, a exigência torna-se mais rigorosa e o tempo requerido de resistência ao fogo aumenta.

A seguir, são apresentados os dois métodos utilizados para se determinar o tempo exigido de resistência ao fogo das estruturas.

3.1 Método tabular

A NBR 14432 define o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo), que deve ser respeitado pelos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes).

Na tabela 3.1, apresenta-se um resumo das recomendações de TRRF da NBR 14432 para algumas ocupações e alturas de edificações.

Embora o conceito do TRRF seja aplicado em vários países, os valores variam conforme o país. Na Nova Zelândia o TRRF máximo é de 60 minutos. Nos EUA o TRRF pode atingir 180 minutos para pilares de edifícios altos e no Reino Unido o TRRF máximo é de 120 minutos. No Japão o TRRF para edifícios altos é maior para os pavimentos inferiores e menor para os pavimentos superiores.

Como se observa, o TRRF é fruto de consenso da sociedade de um país, não significando a

duração do incêndio ou o tempo de evacuação dos ocupantes do edifício ou o tempo de chegada do Corpo de Bombeiros.

Ocupação/ uso	Altura da edificação				
	Classe P1 h ≤ 6m	Classe P2 6m < h ≤ 12m	Classe P3 12m < h ≤ 23m	Classe P4 23m < h ≤ 30m	Classe P5 h > 30m
Residencial	30	30	60	90	120
Hotel	30	60(30)	60	90	120
Supermercado	60(30)	60(30)	60	90	120
Escritório	30	60(30)	60	90	120
Shopping	60(30)	60(30)	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Hospital	30	60	60	90	120
Igrejas	60(30)	60	60	90	120

Notas: 1 - Para subsolos com $h > 10$ m - 90 minutos; $h < 10$ m - 60 minutos, não podendo ser inferior ao TRRF dos pavimentos acima do solo;

2 - Os TRRF entre parênteses são aplicados para edificações em que cada pavimento acima do solo tenha área inferior a 750 m².

Tabela 3.1 - Exigências de TRRF (NBR14432)

3.1.1 Exemplo de determinação de TRRF

Determinar o TRRF para uma escola com seis pavimentos, todos com pé direito de 3 metros e área de 400 m² por pavimento. A cobertura é constituída por laje e telhas, não havendo permanência de pessoas.

1º Passo: Determinar a altura da edificação (h)

Altura da edificação 'h' é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída, situada no nível no qual uma porta conduz ao exterior do prédio (nível de descarga) e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana.

Portanto, $h = 15,00$ m

2º Passo: Consultar a tabela 3.1 para determinar o TRRF.

Obtida a altura da edificação, combina-se a linha ocupação/uso com a coluna altura. Nesse caso temos a linha escola, e a coluna $12\text{ m} < h \leq 23\text{ m}$ (Classe P3).

(*) No Estado de São Paulo, a Instrução Técnica número 08/01, do Corpo de Bombeiros, substitui a NBR 14432, complementando-a em alguns casos e apresentando pequenas alterações em outros.

Dessa combinação tem-se TRRF = 60 min.

Os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) devem ter, portanto, resistência ao fogo de 60 minutos para a curva de aquecimento dos gases, conforme o incêndio-padrão. Da mesma forma, os elementos de compartimentação (paredes resistentes ao fogo) devem possuir a mesma resistência ao fogo.

3.2 Método do tempo equivalente

Tendo em vista que os ensaios a altas temperaturas de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-fogo, etc. são realizados em fornos aquecidos, segundo as curvas padronizadas, vários autores propuseram métodos para correlacionar o tempo de resistência ao fogo encontrado nesses ensaios e a situação real de incêndio. O método mais citado nas bibliografias consultadas é o método do tempo equivalente.

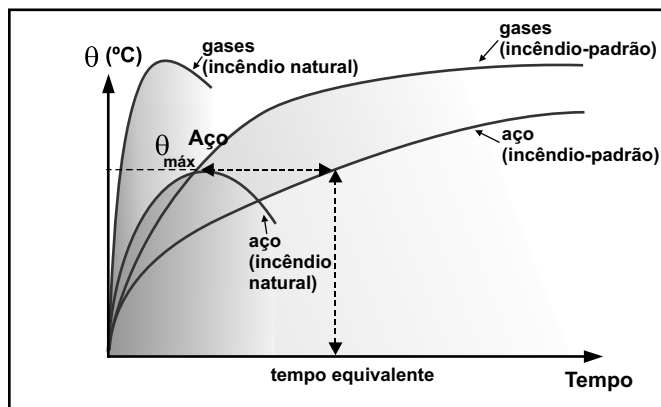


Figura 3.1 - Método do tempo equivalente

Sabe-se que a curva temperatura-tempo do incêndio-padrão tem crescimento contínuo, conforme pode ser visto na figura 3.1. Sabe-se, no entanto, que no incêndio real, representado pelo modelo do incêndio natural, a temperatura dos gases e do aço atinge um valor máximo caindo, após, gradativamente.

O método do tempo equivalente consiste em relacionar a máxima temperatura do aço, no incêndio natural (real), ao tempo associado a essa mesma temperatura na curva do incêndio-padrão (ver figura 3.2). A NBR 14432 permite a utilização do método do tempo equivalente.

Por meio do tempo equivalente, previamente calculado, determina-se, na curva do incêndio-padrão, a temperatura do aço que corresponderá à sua máxima temperatura no incêndio real. Uma vez calculada essa temperatura, pode-se dimensionar a estrutura em situação de incêndio.

O tempo equivalente, determinado por meio de expressão clássica, é função da carga de incêndio, das características térmicas dos elementos de vedação, da ventilação horizontal e vertical e do pé-direito do compartimento. Expressão mais moderna inclui também uma análise de risco simplificada, ou seja, áreas e alturas agravam o valor do tempo e meios de proteção ativa reduzem esse tempo.

Detalha-se a seguir o processo de determinação do tempo equivalente, tendo como base a Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros de São Paulo, IT 08/01 Anexo C.

$$t_{eq} = K_n \cdot s \cdot q_{fi} \cdot W$$

Sendo:

K - fator que depende das características dos elementos de vedação, conforme tabela 3.2 ($\text{min} \cdot \text{m}^2 / \text{MJ}$).

$n = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3$ - coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa, conforme tabela 3.3.

$s = s_1 \cdot s_2$ - coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação, conforme tabelas 3.4 e 3.5.

q_{fi} - valor da carga de incêndio específica (MJ/m^2 área de piso). Na tabela 3.6 é apresentado um resumo dos valores indicados na Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros de São Paulo. Esses valores são similares àqueles apresentados na NBR 14432.

$$W = \frac{6}{H} \cdot \frac{0,3}{1+12,5} \cdot \frac{0,62 + 90}{1+10} \cdot \frac{0,4 - \frac{A_v}{A_f}}{\frac{A_v}{A_f} - \frac{A_h}{A_f}} \cdot \frac{4}{0,5}$$

H - altura do compartimento (m)

A_v - área das aberturas verticais (m²)

A_h - área das aberturas horizontais (m²)

A_f - área de piso (m²)

$\sqrt{c}$ (J/m ² ·1/2°C)	K (min · m ² / MJ)
$\sqrt{c} > 2500$	0,040
$720 \leq \sqrt{c} \leq 2500$	0,055
$\sqrt{c} < 720$	0,070

Tabela 3.2 - Valores de K

- massa específica do elemento de vedação do compartimento (kg/m³)
- c - calor específico do elemento de vedação do compartimento (J/kg °C)
- condutividade térmica do elemento de vedação (W/m °C)

Obs.: Não computar forros e revestimentos que possam ser destruídos pela ação do incêndio.

Valores de			
Existência de chuveiros automáticos (n ₁)	Brigada contra incêndio (n ₂)		Existência de detecção automática (n ₃)
0,60	Não-profissional	Profissional	0,9
	0,90	0,60	

Tabela 3.3 - Fatores das medidas de segurança contra incêndio

Na ausência de algum meio de proteção indicado na tabela 3.3, deve ser adotado o respectivo n_i igual a 1.

Valores de s ₁				
Área do compartimento	Altura da edificação (h)			
	Térreo	h ≤ 12m	12m < h ≤ 23m	h > 23m
≤ 750	1,00	1,00	1,25	1,50
≤ 2500	1,00	1,30	1,50	2,00
≤ 5000	1,05	1,45	1,75	2,50
≤ 10000	1,10	1,55	-	-
≤ 20000	1,20	1,65	-	-

Tabela 3.4 - Característica da edificação

Valores de s ₂	Risco de ativação do incêndio	Exemplos de ocupação
0,85	Pequena	biblioteca, correio, escola, galeria de arte, igreja, museu, livreria, frigorífico, escritório, venda de acessórios de automóveis, depósitos em geral
1,0	Normal	cinema, consultório médico, farmácia, hotel, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, depósitos de: produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas
1,2	Média	montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica
1,45	Alta	laboratório químico, oficina de pintura de automóveis

Tabela 3.5 - Risco de ativação

Descrição	Carga de incêndio (q_{fi}) MJ/m ²
Residências	300
Hotéis	500
Comércio de automóveis	200
Livrarias	1000
Comércio de móveis	300
Comércio de produtos têxteis	400
Supermercados	300
Agências bancárias	300
Escritórios	700
Escolas	300
Bibliotecas	2000
Cinemas ou teatros	600
Igrejas	200
Hospitais	300
Indústria de materiais sintéticos ou plásticos	2000
Laboratórios químicos	600
Indústrias têxteis em geral	700
Indústrias metalúrgicas	200
Indústria de tintas e solventes	4000

Nota: A NBR 14432 apresenta tabela mais completa no Anexo C

Tabela 3.6 - Valores das cargas específicas de incêndio

Ainda segundo a IT do Corpo de Bombeiros/SP, para edificação com altura inferior a 12 m, admite-se o uso do método do tempo equivalente de resistência ao fogo, em substituição ao método tabular, excetuando-se as edificações com explosivos e centrais de comunicação e energia.

Para edificação com altura superior a 12 m, admite-se o uso do método aqui descrito. Contudo, a redução dos valores dos TRRF fica limitada a 30 minutos e os tempos resultantes dos cálculos não poderão ter valores inferiores a 30 minutos.

Será admitida a aproximação para o valor do TRRF inferior, quando o tempo obtido no cálculo não ultrapassar em 10 minutos a escala anterior. Acima desse limite, adotar o TRRF imediatamente superior, considerando a graduação 30, 60, 90 e 120 minutos. Por exemplo, se o t_{eq} encontrado for de

43 minutos, deve-se adotar o valor de 60 minutos. Se for de 38 minutos, pode-se adotar o valor de 30 minutos.

Quando os valores de carga de incêndio, para determinada ocupação, não constarem das tabelas da IT ou da NBR 14432, poderá ser realizado o levantamento da carga de incêndio em módulos de no máximo 500 m² de área de piso. Módulos maiores podem ser utilizados, quando o espaço analisado possuir características construtivas e cargas de incêndio idênticas. Será considerado o de maior valor obtido.

A tabela 3.7 apresenta os valores do tempo equivalente, em função da área de ventilação A_v (soma das áreas de janelas para o exterior), área do piso do compartimento A_f , da carga de incêndio de cálculo ($q_{fi,d} = n \cdot q_{fi}$) e do pé-direito H .

A_v/A_f	$q_{fi,d} = 200 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 400 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 600 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 800 \text{ MJ/m}^2$			
	H				H				H				H			
	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4
0,100	19	18	17	17	39	37	35	34	58	55	52	50	77	73	70	67
0,125	16	15	15	14	32	31	29	28	49	46	44	42	65	61	59	56
0,150	14	13	13	12	28	26	25	24	42	39	38	36	56	53	50	48
0,175	12	12	11	11	24	23	22	21	37	35	33	32	49	46	44	42
0,200	11	10	10	9	22	21	20	19	33	31	30	28	44	41	40	38
0,225	10	10	9	9	20	19	18	18	30	29	27	26	40	38	36	35
0,250	10	9	9	8	19	18	17	17	29	27	26	25	38	36	34	33
0,275	9	9	8	8	18	17	17	16	28	26	25	24	37	35	33	32
0,300	9	9	8	8	18	17	16	16	27	26	24	23	36	34	33	31

A_v/A_f	$q_{fi,d} = 1000 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 1200 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 1400 \text{ MJ/m}^2$				$q_{fi,d} = 1600 \text{ MJ/m}^2$			
	H				H				H				H			
	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4	2,5	3	3,5	4
0,100	96	91	87	84	116	110	105	101	135	128	122	117	154	146	140	134
0,125	81	77	73	70	97	92	88	85	114	108	103	99	130	123	117	113
0,150	69	66	63	60	83	79	75	72	97	92	88	84	111	105	101	97
0,175	61	58	55	53	73	69	66	63	85	81	77	74	97	92	88	85
0,200	55	52	49	47	66	62	59	57	76	72	69	66	87	83	79	76
0,225	50	48	46	44	60	57	55	53	71	67	64	61	81	76	73	70
0,250	48	45	43	41	57	54	52	50	67	63	60	58	76	72	69	66
0,275	46	43	42	40	55	52	50	48	64	61	58	56	73	70	66	64
0,300	45	43	41	39	54	51	49	47	63	60	57	55	72	68	65	63

Fonte: Silva, 2001

Tabela 3.7 - Valores de tempo equivalente em minutos

3.2.1 Exemplo de determinação de TRRF pelo método do tempo equivalente

Aplicando-se o método equivalente para o exemplo anterior 3.1.1, temos:

$$t_{eq} = n \cdot s \cdot q_{fi} \cdot K \cdot W$$

Sendo:

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

$$n = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 0,9$$

$$s = s_1 \cdot s_2 = 1,25 \cdot 0,85 = 1,06$$

$$q_{fi} = 300 \text{ MJ/m}^2$$

$$K = 0,055 \text{ min} \cdot \text{m}^2 / \text{MJ}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

$$A_v = 120 \text{ m}^2$$

$$A_f = 400 \text{ m}^2$$

$$A_h = 0 \text{ m}^2$$

$$t_{eq} = 0,9 \times 1,06 \times 300 \times 0,055 \times 0,77$$

$$t_{eq} = 12,12 \text{ minutos}$$

Assim, o valor do t_{eq} é menor que o TRRF calculado com base no método tabular (item 3.1.1). Mas segundo IT-08 do CB/SP deve ser utilizado o TRRF mínimo de 30 minutos, uma vez que a edificação apresenta $h > 12 \text{ m}$.

3.3 Edificações isentas de verificação estrutural em incêndio

A resistência ao fogo de uma estrutura e seu comportamento, frente ao fogo, depende de uma série de fatores:

- sistema estrutural - vínculos, carregamento, vão, dimensões da seção transversal do perfil;
- condições de exposição ao fogo - elemento estrutural isolado, integrado com parede, misto aço-concreto;
- cenário do incêndio real - quantidade e distribuição da carga de incêndio, ventilação, tipo de elementos de vedação;
- condições de propagação - compartimentação vertical e horizontal, revestimentos de piso e parede;
- medidas de segurança contra incêndio - chuveiros automáticos, detecção de calor ou de fumaça, brigada contra incêndio;
- aspectos relacionados ao combate - acessibilidade, fachadas de aproximação, qualidade do corpo de bombeiro ou brigada.

Não existem dois incêndios iguais. Não existem duas estruturas que se comportam igualmente em situação de incêndio.

Considerando todos esses aspectos de grande complexidade e, sobretudo, o baixo risco à vida humana, existem edificações isentas, ou sejam, que não necessitam de comprovação da resistência ao fogo das estruturas. A NBR 14432 apresenta um rol de situações em que essas isenções são aceitas. Um resumo é apresentado na tabela 3.8.

Área	Uso	Carga de incêndio específica	Altura	Meios de proteção
$\leq 750 \text{ m}^2$	Qualquer	Qualquer	Qualquer	
$\leq 1500 \text{ m}^2$	Qualquer	$\leq 1000 \text{ MJ/m}^2$	$\leq 2 \text{ pav.}$	
Qualquer	Centros esportivos Terminais de pass.	Qualquer	$\leq 23 \text{ m}$	
Qualquer	Garagens abertas	Qualquer	$\leq 30 \text{ m}$	
Qualquer	Depósitos	Baixa	$\leq 30 \text{ m}$	
Qualquer	Qualquer	$\leq 500 \text{ MJ/m}^2$	Térrea	
Qualquer	Industrial	$\leq 1200 \text{ MJ/m}^2$	Térrea	
Qualquer	Depósitos	$\leq 2000 \text{ MJ/m}^2$	Térrea	
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiros automáticos
$\leq 5000 \text{ m}^2$	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachadas de aproximação

Tabela 3.8 - Exemplos de edificações isentas de verificação de resistência ao fogo (NBR 14432, 2000)

3.4 Comentários sobre as isenções

• Para a aplicação das isenções devem ser observadas as exigências de medida de proteção ativa (hidrantes, chuveiros automáticos, brigada, etc.) e passiva (compartimentação, saídas de emergência, etc.), constantes das normas brasileiras em vigor e de regulamentos de órgãos públicos.

• As isenções não se aplicam a edificações cujos ocupantes tenham restrição de mobilidade, como no caso de hospitais, asilos e penitenciárias.

• Em ginásios esportivos, estádios, estações rodo-ferroviárias e aeroportos, as isenções não se aplicam às áreas que tenham ocupações diferentes das áreas de transbordo tais como lojas, restaurantes, depósitos, etc.

• Edificação térrea é a edificação de apenas um pavimento, podendo possuir um piso elevado (mezanino), com área inferior ou igual à terça parte da área do piso situado no nível de descarga. As condições para isenção desse tipo de edificação baseiam-se principalmente na ocupação e nos respectivos valores da carga de incêndio. A utilização de sistema de chuveiros automáticos, independentemente do uso e da carga de incêndio, isenta as estruturas de verificação de resistência ao fogo.

• Geralmente as estruturas de cobertura das edificações estão isentas, desde que não tenham função de piso, mesmo que seja apenas para saída de emergência, estão isentas. Entretanto, o responsável técnico pelo projeto estrutural deverá analisar as situações nas quais essas estruturas sejam essenciais à estabilidade de um elemento de compartimentação e propor soluções alternativas ou atender ao TRRF estabelecido.

As estruturas das edificações térreas de qualquer uso ou valor de carga de incêndio, com área menor que 5000 m^2 , apresentando pelo menos duas fachadas de aproximação estão isentas de verificação de resistência ao fogo. Segundo a NBR 14432, fachada de aproximação é a fachada da edificação localizada ao longo de uma via pública ou privada, com largura livre maior ou igual a 6m, sem obstrução, possibilitando o acesso e o posicionamento adequado dos equipamentos de combate. A fachada deve possuir pelo menos um meio de acesso ao interior do edifício e não ter obstáculos.

• As garagens abertas isentas de verificação de resistência ao fogo, devem apresentar as condições abaixo:

Quanto à ventilação:

• ter em cada pavimento ventilação permanente em duas ou mais fachadas externas, provida por aberturas que possam ser consideradas uniformemente distribuídas e que tenham comprimentos em planta que somados atinjam pelo menos 40% do perímetro e áreas que somadas correspondam a pelo menos 20% da superfície total das fachadas externas;

• ou ter ventilação permanente em duas ou mais fachadas externas, provida por aberturas, cujas áreas somadas correspondam a pelo menos 1/3 da superfície total das fachadas externas. Pelo menos 50% destas aberturas devem estar situadas em duas fachadas opostas;

• em qualquer caso, as áreas das aberturas nas fachadas externas somadas devem

corresponder a pelo menos 5% da área do piso no pavimento. As obstruções internas, eventualmente existentes, devem ter pelo menos 20% de suas áreas abertas, com as aberturas dispostas de forma a poderem ser consideradas uniformemente distribuídas, para permitir ventilação.

Quanto às condições construtivas das estruturas em aço:

- as vigas principais e secundárias devem ser construídas como vigas mistas, utilizando-se necessariamente conectores de cisalhamento;
- as lajes de concreto podem ser moldadas no local ou podem ser de concreto pré-moldado;
- os perfis metálicos das vigas devem ter fator de massividade menor ou igual a 350 m^{-1} ;

- os perfis dos pilares devem ter fator de massividade menor ou igual a 250 m^{-1} ;

- os elementos escolhidos, pelo projetista da estrutura, como responsáveis pela estabilidade em situação de incêndio devem ser verificados nessa situação para um TRRF de 30 minutos;

- a armadura, a menos que cálculos mais precisos sejam feitos, deve ser de 0,2% da área da laje de concreto, situada sobre a mesa superior do perfil metálico, segundo um corte perpendicular à viga.

Os parâmetros relacionados com a ventilação e com as condições construtivas constam em normas internacionais e são resultados de testes em incêndio real, realizados em vários países. No capítulo 8 apresenta-se, de forma resumida, a descrição destes testes.

Capítulo 4

Como obter resistência ao
fogo das estruturas de aço

Se a edificação não se enquadrar nas isenções, haverá necessidade de se verificar a resistência ao fogo dos elementos estruturais de aço, com ou sem proteção térmica, para tempos de 30, 60, 90 ou 120 minutos. Esse tempo é determinado pelo método do tempo equivalente ou pelo método tabular, conforme o capítulo 3.

É possível verificar a resistência ao fogo dos elementos estruturais por meios analíticos ou experimentais.

Métodos analíticos simplificados e recomendações para a utilização de métodos avançados são fornecidos pela NBR 14323.

Os métodos experimentais podem ser:

- Simplificados: ensaio de elemento isolado sem considerações estruturais tais como, vínculos, carregamento, tipo de estrutura (integradas ou mistas), etc. Nesse caso é de praxe preestabelecer uma temperatura limite para o ensaio, procurando representar temperaturas próximas à crítica da estrutura real.

- Realísticos: ensaio de elemento integrado ou misto simulando um subconjunto da estrutura real. Nesse caso é possível estabelecer ou uma temperatura ou um deslocamento para limite do ensaio.

4.1 Estruturas sem revestimento térmico

A partir dos diagramas apresentados nas figuras 2.1 e 2.2, no capítulo 2, e sabendo-se que o concreto a altas temperaturas pode sofrer redução de área resistente, por lascamento (“spalling”), devido ao diferente comportamento a altas temperaturas dos materiais que o formam e à pressão interna gerada pela evaporação forçada da água (em concretos de alta resistência esse fenômeno é mais significativo, podendo ser explosivo), pode-se concluir que um elemento de concreto atingirá a ruína à temperatura média menor do que a de um elemento de aço, desde que ambos estejam submetidos a carregamento proporcional à sua resistência.

É importante ressaltar que, na prática, as dimensões dos elementos formados por esses materiais são diferentes. Pela diferença de resistência mecânica e de rigidez, é corrente utilizar-se seções transversais de aço compostas por paredes muito esbeltas, se comparadas às de concreto. Essa diferença de “fator de massividade” faz com que a seção transversal do concreto se aqueça, em média, mais lentamente. O concreto perderá muita resistência, junto ao contorno, mas no núcleo perderá pouca ou nenhuma, dependendo da severidade do incêndio. De forma simplificada poderíamos dizer que, em incêndio, a área resistente de concreto é menor do que a área à temperatura ambiente (ver figura 4.1).

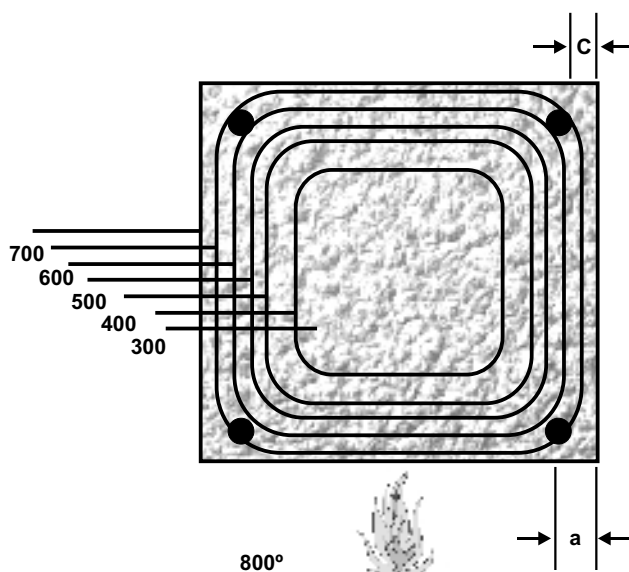


Figura 4.1 - Distribuição de temperatura na seção transversal de um elemento de concreto exposto ao fogo nas 4 faces

As armaduras, para se obter maior capacidade resistente à temperatura ambiente, são dispostas próximas ao contorno da seção de concreto. Dessa forma, em incêndio, são mais atingidas pelo calor, tendo como consequência, severa redução de resistência. O dimensionamento dos elementos estruturais de concreto deve levar em conta esses fatores. O dimensionamento dos elementos estruturais de aço leva em conta a redução de resistência e rigidez, para uma temperatura geralmente superior àquela do concreto.

Uma estrutura corretamente dimensionada à temperatura ambiente e verificada em incêndio pode atender aos requisitos de resistência ao fogo, sem exigir alterações. Caso não atenda:

- se for de concreto, o problema pode ser resolvido com os próprios materiais utilizados no concreto armado, visto serem em geral mais baratos do que os materiais de proteção térmica, aumentando-se as dimensões da seção ou a taxa ou a posição de armadura.
- se for de aço, o problema pode ser resolvido aumentando-se a seção, porém, por razões econômicas, utiliza-se um elemento mais barato do que o aço, ou seja, material de proteção térmica (argamassa projetada, mantas, tintas, etc.)

Os elementos estruturais de aço (vigas ou pilares), sem proteção térmica, não possuem alta resistência ao fogo, quando analisados isoladamente, diferentemente dos elementos analisados globalmente, conforme mostra o capítulo 8.

Em edifícios com baixa carga de incêndio (escolas, igrejas, residências, garagens), com condições favoráveis de ventilação e de materiais de fechamento, em que as temperaturas atingidas pelos gases não são altas, as vigas de aço podem resistir ao incêndio, sem colapsar, desde que adequadamente dimensionadas.

4.1.1 Método analítico simplificado aplicado à estrutura de aço sem proteção térmica

4.1.1.1 Temperatura do elemento

A diferença de temperatura, entre as chamas de um incêndio e os elementos estruturais, gera um fluxo de calor que, via radiação e convecção, transfere-se para a estrutura, provocando aumento de temperatura.

Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura θ_a , de um elemento estrutural de aço sem proteção térmica, situado no interior do comparti-

mento em chamas, durante um intervalo de tempo t , pode ser determinada, segundo a NBR 14323, pela expressão 4.1. Estruturas pertencentes aos elementos da vedação do compartimento em chamas ou estruturas externas ao edifício, ainda que sujeitas à ação do fogo, atingirão temperaturas inferiores às determinadas pela expressão 4.1, podendo, a favor da segurança, serem calculadas por meio dessa expressão.

$$\theta_a = \frac{(u/A)}{c_a} t \quad (4.1)$$

onde:

- θ_a - variação da temperatura no elemento estrutural de aço, durante um intervalo de tempo t ;
- u/A - fator de massividade, ou seja, relação entre o perímetro exposto ao fogo (u) e a área da seção transversal (A) do elemento em estudo;
- c_a - calor específico do aço (J/kg °C);
- ρ_a - massa específica do aço (kg/m³);
- fluxo de calor por unidade de área (W/m²);

A expressão 4.1 tem por base as seguintes hipóteses:

- elemento estrutural totalmente imerso no ambiente em chamas;
- distribuição uniforme da temperatura no elemento estrutural;
- fluxo de calor unidimensional no elemento estrutural.

A determinação da temperatura de um elemento de aço, a partir da expressão 4.1, admitindo-se o modelo do incêndio-padrão, pode ser determinada da seguinte forma:

- 1) Admite-se $\theta_a(0) = 20^\circ\text{C}$;
- 2) Toma-se $t = 5$ segundos (Alternativamente a NBR 14323 permite utilizar $t = \frac{25000}{(u/A)}$, onde u/A = fator de massividade, ou seja, relação entre o perímetro exposto ao fogo (u)

¹ No roteiro, $\theta_a(0)$ significa temperatura do aço no instante $t=0$, $\theta_g(t-t)$ significa temperatura dos gases no instante $t-t$, e assim por diante.

Como obter resistência ao fogo das estruturas de aço

e a área da seção transversal (A) do elemento em estudo;

3) Determina-se $g(t) = 345 \log_{10} (8t + 1) + 20$;

4) Determina-se

$$r(t) = 5,7 \cdot 10^{8,5} \cdot g(t)^{273} \cdot a(t - t_0)^{273} \cdot 4$$

onde r = fluxo radioativo de calor por unidade de área (W/m^2);

5) Determina-se $c(t) = 25 \cdot g(t) \cdot a(t - t_0)$

onde, c = fluxo convectivo de calor por unidade de área (W/m^2);

6) Determina-se $r = c$;

7) Determina-se $a = \frac{(u/A)}{c_a - a}$ t , sendo

(u/A) o fator de massividade do elemento, calculado conforme anexo D da NBR 14323, $a = 7850 \text{ kg/m}^3$ e $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$. Para cálculo mais preciso de c_a , anexo D da NBR 14323;

8) Determina-se $a(t) = a(t - t_0) +$;

9) Volta-se ao item 3 com $t + t_0$ no lugar de t .

A tabela 4.1 apresenta os resultados das temperaturas nos elementos de aço, considerando os passos de 1 a 9 indicados anteriormente.

As figuras 4.2 e 4.3 também apresentam em forma de gráficos, os resultados das temperaturas nos elementos de aço considerando os passos de 1 a 9 indicados anteriormente.

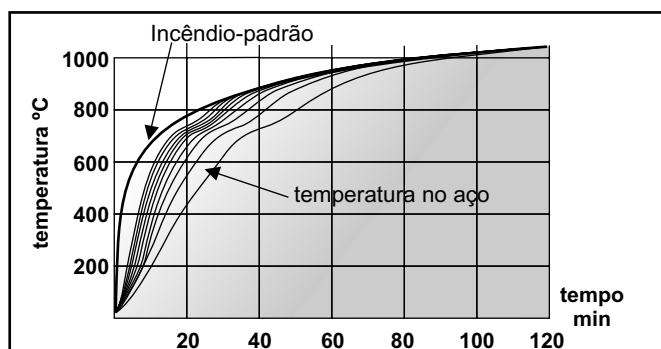


Figura 4.2 - Temperatura no elemento de aço, tendo por base o modelo do incêndio-padrão, em função do fator de massividade (u/A), variando entre 50 m^{-1} e 300 m^{-1} e do tempo

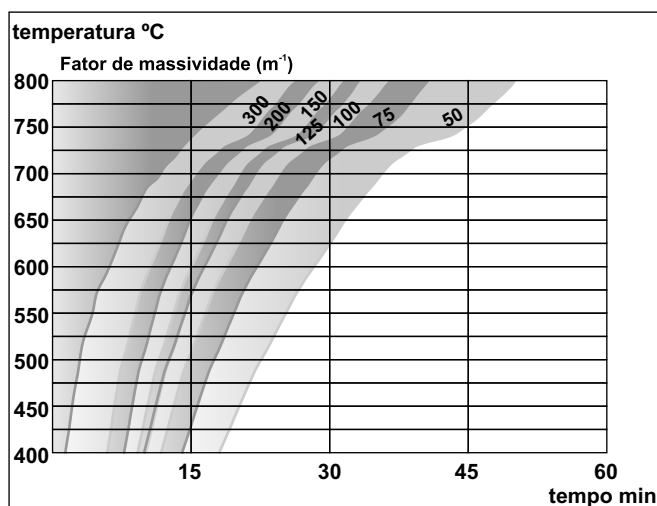


Figura 4.3 - Ampliação da figura 4.2

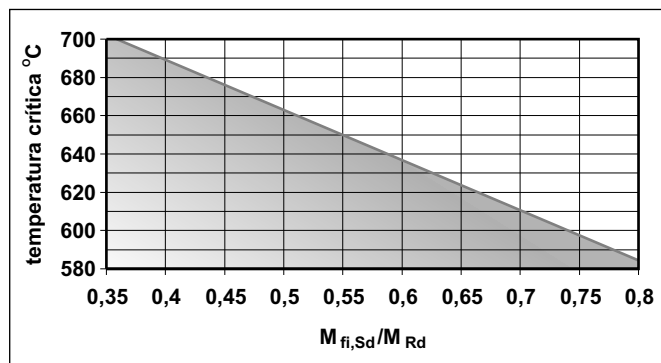
tempo (min)	Fator de massividade (m^{-1})						
	100	125	150	175	200	250	300
10	341	394	438	475	505	551	583
15	506	561	601	630	651	679	694
20	626	671	698	714	724	733	736
25	706	730	737	745	756	775	788
30	738	760	785	803	815	826	831
35	784	820	838	847	851	856	857
40	840	861	870	873	875	878	879
45	877	888	892	894	895	897	898
50	902	907	909	911	912	913	914
55	920	923	925	926	927	928	929
60	935	937	939	940	941	942	942
65	948	950	951	952	953	954	954
70	960	962	963	964	964	965	966
75	971	973	974	975	975	976	976
80	982	983	984	985	985	986	986
85	991	993	993	994	994	995	995
90	1000	1001	1002	1003	1003	1004	1004
95	1009	1010	1011	1011	1011	1012	1012
100	1017	1018	1019	1019	1019	1020	1020
105	1024	1025	1026	1026	1026	1027	1028
110	1032	1033	1033	1034	1034	1034	1035
115	1039	1039	1040	1040	1041	1041	1041
120	1045	1046	1047	1047	1047	1048	1048

Tabela 4.1 - Temperatura do elemento estrutural de aço, sem proteção térmica, em função do fator de massividade, conforme modelo do incêndio-padrão

4.1.1.2 Temperatura crítica do elemento estrutural

A partir das características geométricas do elemento estrutural, sua vinculação e carregamento em incêndio, pode-se determinar-se a temperatura de colapso, denominada temperatura crítica.

Na figura 4.4, temos o valor da temperatura crítica, variando conforme a relação entre $M_{fi,Sd}$ (valor de cálculo do momento fletor em situação de incêndio) e M_{Rd} (valor de cálculo do momento resistente à temperatura ambiente). É importante ressaltar que as temperaturas críticas da figura são determinadas por um método simplificado de cálculo. Diversos testes reais ou em laboratórios têm conduzido a temperaturas muito superiores.



Fonte: Silva, Fakoury, 2002

Figura 4.4 - Temperatura crítica de uma viga simplesmente apoiada, isenta de flambagem, sem revestimento térmico, sob laje de concreto (determinada segundo o método simplificado da NBR 14323)

Pela figura 4.5 podemos determinar o tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural:

- determina-se a temperatura crítica do elemento de aço, por intermédio de análise estrutural, conforme método simplificado apresentado na NBR 14323 ou por meios avançados de cálculo;
- determina-se o fator de massividade desse elemento;
- com esses dois valores, determina-se o tempo de resistência ao fogo com auxílio da figura 4.5;

- se esse tempo for superior ao TRRF indicada na NBR 14432, a segurança estrutural estará verificada, sem necessidade de proteção térmica.

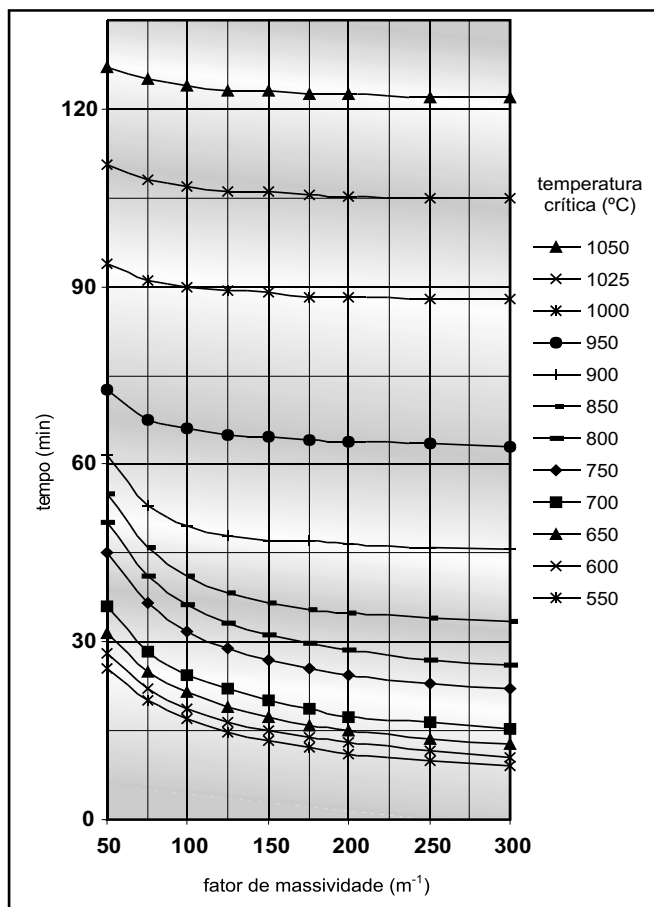


Figura 4.5 - Tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural de aço, em função do fator de massividade e da temperatura crítica

4.1.2 Aplicação do método analítico simplificado em contraventamentos

O custo da proteção térmica em elementos de contraventamento é geralmente alto porque esses elementos são comparativamente mais esbeltos e, portanto, têm alto fator de massividade. Em algumas situações, no entanto, pode ser desnecessária a aplicação de material de proteção térmica. São elas:

- a) Contraventamentos isolados dos compartimentos sujeitos a incêndio por paredes de alvenaria (shafts, escadas enclausuradas, paredes externas cegas, etc) - as paredes geralmente fornecem a proteção térmica necessária.



Foto 4.6 - Colégio Palmares

- b) Sistemas duplicados de contraventamento - em incêndio, pode ser aceitável desconsiderar-se um sistema.
- c) Contraventamentos dimensionados pela esbeltez mínima da norma e com grande reserva estrutural em relação ao esforço atuante - é improvável um incêndio ocorrer ao mesmo tempo que atue no edifício a máxima ação de vento de projeto. A NBR 14323 permite que, em situação de incêndio, o esforço devido ao vento seja minorado em relação àquele normalmente considerado à temperatura ambiente. Nessa situação, os elementos de aço podem atingir temperaturas críticas muito altas, atendendo ao TRRF exigido, sem necessidade da proteção térmica ou reduzindo-a substancialmente. Em casos que o contraventamento apenas é utilizado para travamento da estrutura, em incêndio, deve-se estimar um esforço atuante.

Exemplo: um tirante de um contraventamento formado por dupla cantoneira, com fator de massividade de 300 m^{-1} e com uma temperatura crítica de 1020°C tem cerca de 100 minutos de resistência ao fogo, conforme figura 4.5.

- d) Um bom detalhamento pode reduzir a proteção térmica requerida. Por exemplo, elementos tubulares leves são estruturalmente eficientes e arquitetonicamente agradáveis. Esses elementos frequentemente exigem proteção térmica com pintura intumescente. Se uma alta espessura for requerida, a pintura poderá tornar-se muito cara. Alternativas que envolvem modificações de dimensões da seção dos elementos podem ser economicamente mais viáveis.

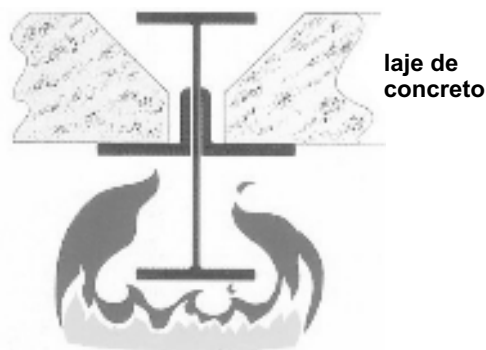
4.2 Elementos estruturais integrados

As estruturas de aço em edifícios são normalmente ligadas a outros elementos estruturais (concreto) ou a outros elementos construtivos (alvenaria). Pela cuidadosa integração dos elementos de aço com os elementos adjacentes, pode-se obter vantagens de suas respectivas características, tais como resistência térmica e isolamento térmico. Por exemplo, elementos de aço podem ser parcialmente integrados, com algumas partes aparentes, ou totalmente incorporados à parede.

Durante os anos 80, projetos que usam concepções de elementos estruturais integrados assumiram grande importância nas técnicas suecas de edifícios em aço. Adicionalmente, novos perfis de aço foram desenvolvidos visando maiores benefícios em projetos estruturais integrados. Técnicas similares começaram a ser desenvolvidas em outros países da Europa (ISSI - Fire Engineering Design of Steel Structure, 1993).

Uma solução interessante é o projeto de vigas parcialmente protegidas do fogo pela própria laje que elas sustentam.

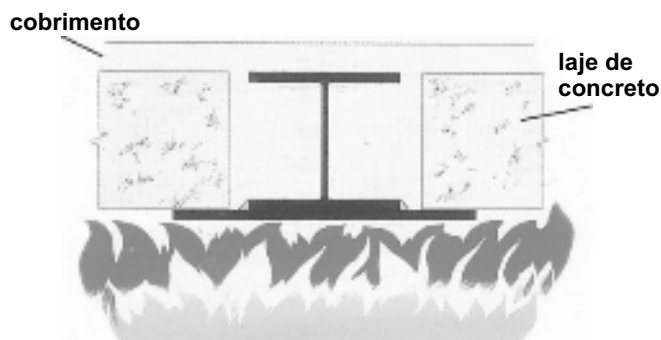
A figura 4.6 mostra o sistema de cantoneira de apoio da laje, frequentemente usado no Reino Unido, para reduzir a altura da viga e assim aumentar a altura do pé-direito do pavimento. Tem sido mostrado que, com a escolha adequada das dimensões da viga e da espessura da laje de concreto, esse tipo de sistema pode atingir um tempo de resistência ao fogo de 60 minutos.



Fonte: British Steel, 1998

Figura 4.7 - Sistema de cantoneira de apoio da laje

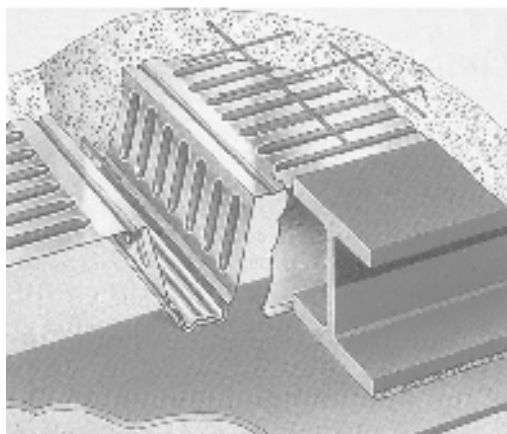
Uma solução mais econômica pode ser obtida soldando uma chapa de aço na mesa inferior de um perfil de aço. A laje de concreto apoia-se na chapa de aço e protege a maior parte da viga da exposição ao fogo. A resistência ao fogo deste sistema varia em função da espessura da chapa de aço ou pela aplicação de uma camada fina de pintura intumescente.



Fonte: British Steel, 1998

Figura 4.8 - Piso tipo "slim floor"

No Reino Unido é utilizado o mesmo tipo de sistema para laje tipo steel deck, com altura de onda próxima à altura da viga.



Fonte: British Steel, 1998

Figura 4.9 - Piso tipo "slim deck"

Conceitos similares podem ser adotados para pilares metálicos, pelo seu embutimento na parede de blocos de concreto ou de tijolos cerâmicos, como mostra a figura 4.10. As propriedades naturais de isolamento dos blocos de concreto ou tijolos cerâmicos, nesses casos, restringe o aumento da temperatura do aço protegido durante o incêndio, permitindo assim que a parte exposta resista a altas temperaturas e possa desenvolver maior tempo de resistência ao fogo. Testes nesses sistemas têm mostrado (IISI - 1993) que tempos de resistência ao fogo de 60 minutos são atendidos, se os detalhes de projeto forem adequados.

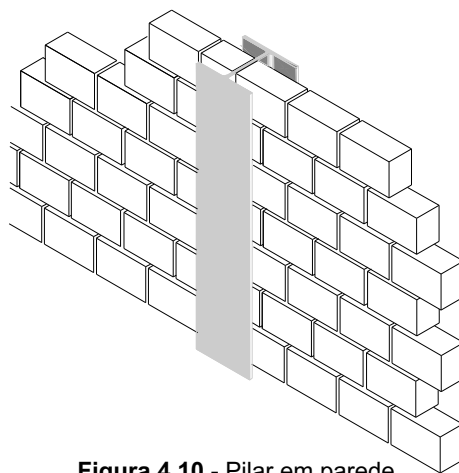
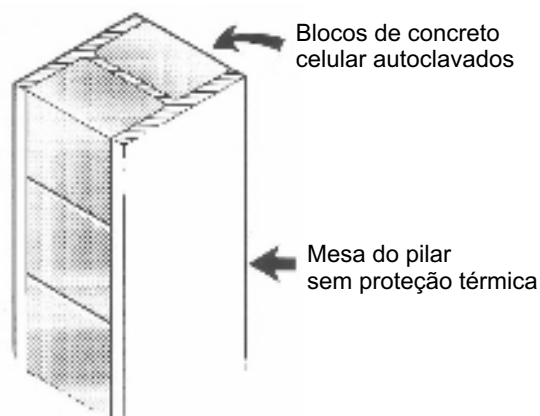


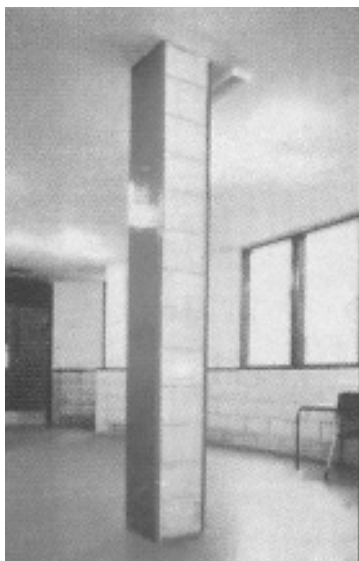
Figura 4.10 - Pilar em parede

Uma resistência ao fogo de 30 minutos pode ser obtida pelo uso de blocos de concreto celular encaixados entre as mesas de um perfil I soldado ou laminado e fixados à alma com espaçamento de 1 m (Fire Resistance of Steel Framed Buildings - BS, 1998).



Fonte: British Steel, 1998

Figura 4.11 - Pilar com bloco



Fonte: British Steel, 1998

Foto 4.12 - Pilar com bloco

Elementos de aço parcialmente expostos ao fogo, portanto com menor área de exposição, sofrem redução da taxa de absorção de calor e, conseqüentemente, aumento do tempo para atingir a temperatura de colapso. Além disso, se a região aquecida, com menor resistência, atingir a plasticidade, os esforços poderão ser transferidos para a região fria, que conserva resistência.

4.3 Estruturas mistas

4.3.1 Lajes

A verificação de lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, sem material de proteção em situação de incêndio, é feita por meio dos requisitos da NBR 14323. Considera-se que as lajes mistas, calculadas à temperatura ambiente, conforme a Norma, possuam uma resistência inerente de no mínimo 30 minutos, desde que seja verificado o critério de isolamento térmico.

Tempo requerido de resistência ao fogo (min)	Espessura mínima do concreto (mm)	
	Densidade normal	Baixa densidade
60	90	65
90	100	75
120	110	85

Tabela 4.2 - Espessura mínima do concreto acima da fôrma de aço

Isolamento térmico é a capacidade da laje de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura superiores a 140 °C, na média dos pontos de medida, ou superiores a 180 °C, em qualquer ponto de medida.

Estanqueidade é a capacidade da vedação 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. Estes critérios são exigidos em todas as normas, na verificação dos elementos de compartimentação vertical, para impedir a propagação do incêndio de um pavimento para outro. Considera-se, pela presença da fôrma de aço, previamente satisfeito o critério de estanqueidade.

Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, a espessura efetiva da laje h_{ef} , calculada por meio da equação

$$h_{ef} = h_1 + h_2 \frac{l_1}{l_2} \frac{l_2}{l_3}$$

em que l_1 , l_2 , l_3 são indicados na figura 4.12, não deverá ser inferior ao valor dado na tabela 4.3, em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

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

Tabela 4.3 - Espessura efetiva mínima (NBR 14323, 1999)

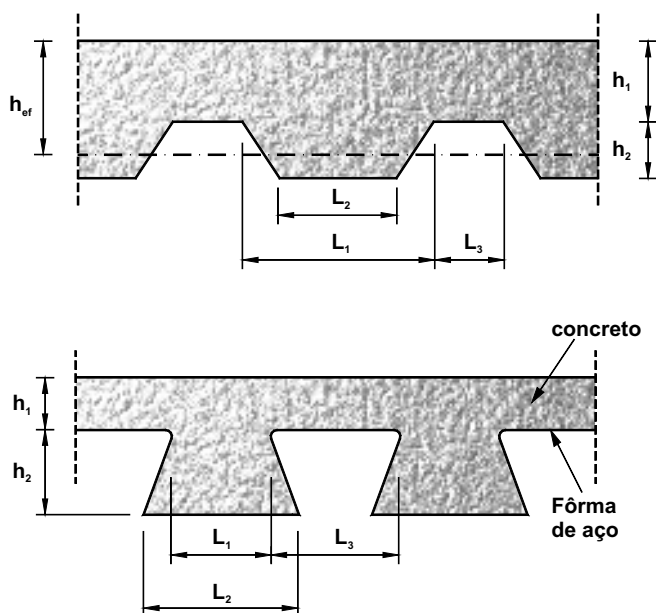


Figura 4.13 - Dimensões da seção transversal da laje (NBR 14323, 1999)

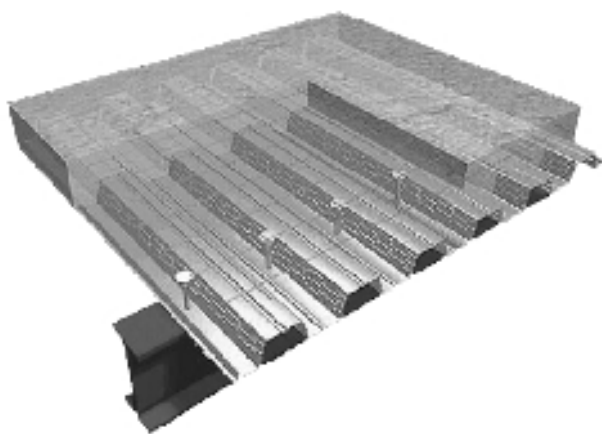


Foto 4.14 - Forma de aço incorporada

4.3.2 Pilares mistos

A NBR 14323 trata do dimensionamento em situação de incêndio de pilares mistos, diretamente expostos ao fogo, nas quatro faces, ao longo de todo o seu comprimento, utilizando-se um método tabular. O método tabular fornece resultados em prol da segurança quando comparados aos resultados de ensaios ou de modelos avançados de cálculo.

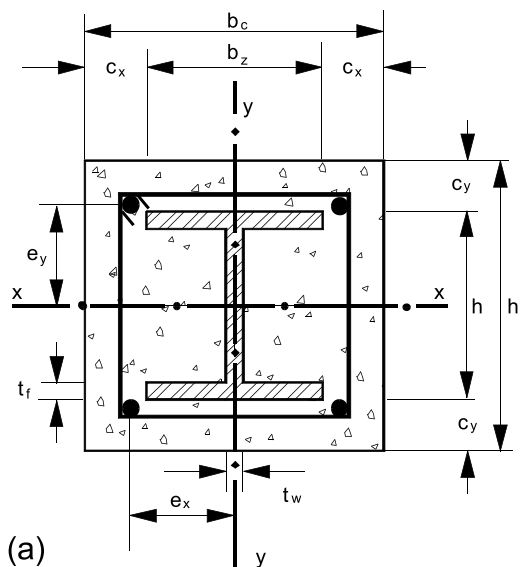
Nas tabelas são apresentadas, em função do TRRF, recomendações para:

- dimensões mínimas da seção transversal do concreto;

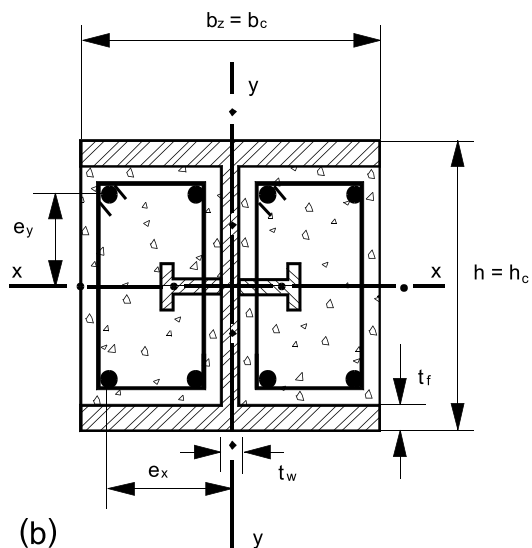
- distância mínima do eixo das barras da armadura longitudinal à superfície externa do pilar;
- o cobrimento dos perfis de aço.

O pilar misto deve ser projetado e executado, obedecendo as hipóteses adotadas para a elaboração das tabelas e os detalhes construtivos fornecidos pela norma.

Há três tipos de pilares mistos: totalmente envolvidos por concreto, parcialmente envolvidos por concreto e tubulares preenchidos com concreto.



(a)



(b)

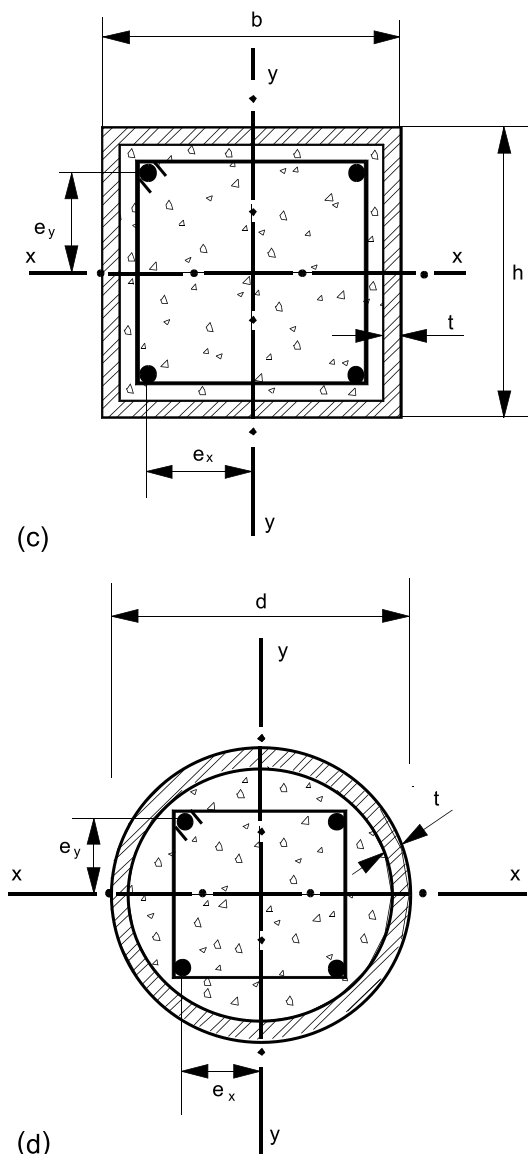


Figura 4.15 - Seções de pilares mistos (NBR 14323, 1999)

4.3.2.1 Pilares totalmente envolvidos por concreto

Neste caso, em função do TRRF, para que o pilar dimensionado à temperatura ambiente tenha resistência suficiente à temperatura elevada, é necessário apenas respeitar os valores mínimos exigidos na tabela 4.4. A armadura longitudinal mínima deve consistir em quatro barras de diâmetro 12,5 mm de diâmetro, devendo atender aos percentuais estabelecidos na norma para dimensionamento à temperatura ambiente. As dimensões e os espaçamentos das barras entre os estribos devem ser especificados de acordo com a NBR 6118.

	Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)			
	30	60	90	120
Dimensões mínimas de h_c e b_c (mm)	150	180	220	300
Cobrimento mínimo de concreto para seção de aço estrutural c (mm)	40	50	50	75
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	(20)	30	30	40
ou				
Dimensões mínimas de h_c e b_c (mm)	-	200	250	350
Cobrimento mínimo de concreto para seção de aço estrutural c (mm)	-	40	40	50
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u_s (mm)	-	(20)	(20)	30

Tabela 4.4 - Dimensões mínimas da seção transversal, do cobrimento mínimo de concreto da seção de aço e das distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto (NBR 14323, 1999)

4.3.2.2 Pilares parcialmente revestidos por concreto

Estes tipos de pilares são classificados, para cada TRRF, em função do nível de carga em situação de incêndio fi.

São exigidas dimensões mínimas das seções transversais e do cobrimento da armadura bem como uma relação mínima entre as espessuras da alma e da mesa, para níveis de carga $fi = 0.3$, $fi = 0.5$ e $fi = 0.7$, conforme a tabela 4.5.

A NBR 14.323 estabelece no Anexo B, parâmetros relativos à armadura e ao tipo de aço. Informações adicionais podem ser obtidas no capítulo 10 do livro "Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto" de Gilson Queiroz.

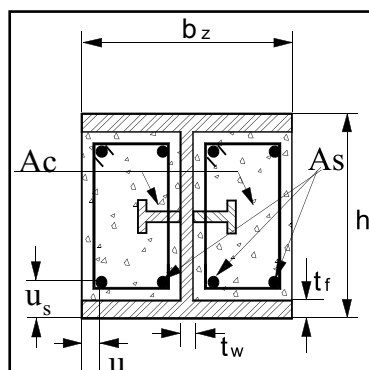
	Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)			
	30	60	90	120
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,3$				
Dimensões mínimas de h e b _f (mm)	160	260	300	300
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	40	40	50	60
Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa t _w /t _f	0,6	0,5	0,5	0,7
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,5$				
Dimensões mínimas de h e b _f (mm)	200	300	300	-
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	35	40	50	-
Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa t _w /t _f	0,6	0,6	0,7	-
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,7$				
Dimensões mínimas de h e b _f (mm)	250	300	-	-
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	30	40	-	-
Taxas mínimas entre as espessuras da alma e da mesa t _w /t _f	0,6	0,7	-	-

Tabela 4.5 - Dimensões mínimas da seção transversal, distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto e taxas t_w/t_f (NBR 14323, 1999)

4.3.2.3 Pilares tubulares preenchidos por concreto

Para estes pilares, a NBR 14323 fornece o método tabular tendo por base a tabela 4.6 em função do TRRF e do nível de carga f_i . No cálculo de $N_{R,f_i} = f_i N_R$, em combinação com a tabela 4.6, aplicam-se as seguintes regras:

- a resistência ao escoamento do aço dos perfis tubulares não pode ser considerada superior a 250 MPa;
- a espessura da parede dos perfis tubulares não pode ser inferior a 1/25 d ou a 1/25 b;
- as taxas de armadura superiores a 3%

(o excesso) não devem ser consideradas no cálculo;

- o valor da resistência do concreto, poderá ser considerado igual ao adotado no cálculo à temperatura ambiente;
- para as armaduras deverá ser usado o aço CA-50.

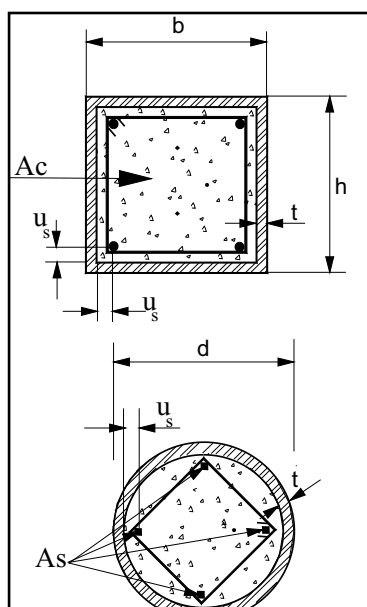
	Tempo requerido de resistência ao fogo (minutos)			
	30	60	90	120
Seção de aço: (b/t) ≥ 25 ou (d/t) ≥ 25				
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,3$				
Dimensões mínimas de h ou b (mm) ou diâmetro mínimo d (mm)	160	200	220	260
Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em %	0	1,5	3,0	6,0
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	-	30	40	50
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,5$				
Dimensões mínimas de h ou b (mm) ou diâmetro mínimo d (mm)	260	260	400	450
Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em %	0	3,0	6,0	6,0
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	-	30	40	50
Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carga $f_i = 0,7$				
Dimensões mínimas de h ou b (mm) ou diâmetro mínimo d (mm)	260	450	550	-
Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c + A_s)$ em %	3,0	6,0	6,0	-
Distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura u _s (mm)	(25)	30	40	-

Tabela 4.6 - Dimensões mínimas da seção transversal, taxas mínimas de armadura e distâncias mínimas entre os eixos das barras da armadura à face do perfil (NBR 14323, 1999)

As seguintes disposições construtivas devem ser obedecidas:

- o espaçamento dos estribos ao longo do comprimento do pilar não poderá exceder 15 vezes o menor diâmetro das barras da armadura longitudinal do concreto;
- os perfis tubulares deverão ser executados com furos de no mínimo 20 mm localizados no topo e na base do pilar em cada andar, com espaçamento entre eles nunca superior a 5 m.

4.3.3 Vigas mistas

Um método simplificado de dimensionamento de vigas mistas simplesmente apoiadas, em situação de incêndio, é apresentado na NBR 14323. Esse método limita-se a vigas I, dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800, das classes 1, 2 ou 3, isto é, que não estejam sujeitas à flambagem local em regime elástico. Na prática, esse método é mais aplicável a vigas mistas sem revestimento térmico. Para vigas mistas revestidas termicamente ver capítulo 5.

Quando a viga de aço não é protegida por material de proteção térmica, a distribuição de temperatura na mesma não é uniforme. A NBR 14323 permite determinar o campo de temperaturas de forma simplificada dividindo-se a seção transversal em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a figura 4.14. Admite-se, a favor da segurança, que seja desconsiderada a transferência de calor entre essas partes e entre a mesa superior e a laje de concreto;

O fator de massividade u/A deve ser determinado da seguinte forma:

- para a mesa inferior: $u/A = 2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi} t_{fi}$
- para a mesa superior:

- sobreposta por laje maciça:

$$u/A = (b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs} t_{fs}$$

- sobreposta por laje com forma metálica incorporada:

$$u/A = 2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs} t_{fs}$$

A temperatura da alma pode ser considerada igual à temperatura da mesa inferior, a favor da segurança, pois os testes têm demonstrado que a temperatura da alma é menor que a temperatura da mesa inferior.

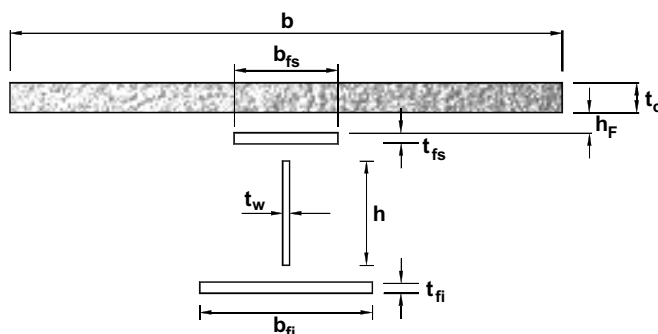


Figura 4.16 - Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura (NBR 14323, 1999)

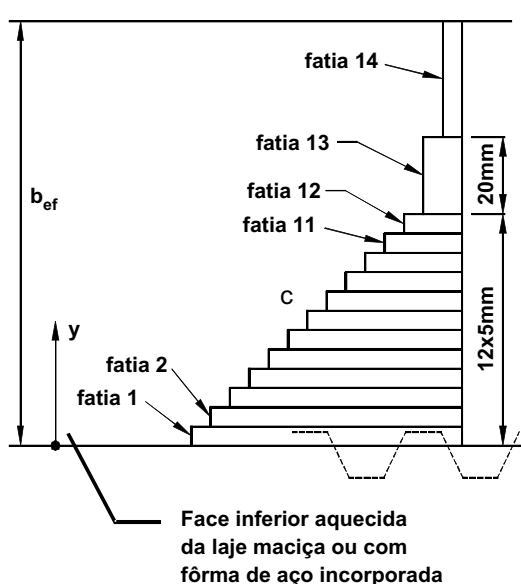
A distribuição de temperatura na laje de concreto de densidade normal, maciça ou com forma metálica incorporada, com nervuras reenfrantes ou trapezoidais, que obedecem ao critério de isolamento térmico apresentado na subseção C.3.1.2, do Anexo C da NBR 14323, pode ser considerada constante ao longo da largura efetiva b .

A variação de temperatura na altura da laje de concreto deve ser obtida na tabela 4.6, dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias. Para as lajes maciças, a espessura efetiva é tomada como a espessura real da laje; no caso de lajes mistas considera-se uma espessura média equivalente dada por:

$$h_{ef} = h_1 h_2 \frac{l_1 l_2}{2 l_1 l_3}$$

onde as dimensões são definidas na figura 4.12. Se l_3 for maior que $2l_1$, a espessura efetiva deverá ser adotada igual a h_1 . Considera-se que a distribuição de temperatura seja uniforme em toda a largura efetiva da laje.

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura c [C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos					
		30	60	90	120	180	240
1	5	535	705	754	754	754	754
2	5 a 10	470	642	738	754	754	754
3	10 a 15	415	581	681	754	754	754
4	15 a 20	350	525	627	697	754	754
5	20 a 25	300	469	571	642	738	754
6	25 a 30	250	421	519	591	689	740
7	30 a 35	210	374	473	542	635	700
8	35 a 40	180	327	428	493	590	670
9	40 a 45	160	289	387	454	549	645
10	45 a 50	140	250	345	415	508	550
11	50 a 55	125	200	294	369	469	520
12	55 a 60	110	175	271	342	430	495
13	60 a 80	80	140	220	270	330	395
14	≥ 80	60	100	160	210	260	305



- Notas:** 1) a altura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida na subseção C.3.1.2 do anexo C;
- 2) no caso de laje maciça de concreto, a altura h_{ef} é igual à espessura da laje t_c .

Tabela 4.7 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto (NBR 14323, 1999)

Uma vez obtidas as distribuições de temperatura nos elementos componentes da seção transversal, o momento fletor resistente pode ser determinado pela teoria plástica, levando-se em conta a redução das propriedades do aço e do concreto com a elevação de temperatura pela introdução dos fatores de redução, esses obtidos de acordo com a Seção 4 da NBR 14323. À temperatura elevada, o valor do coeficiente de minoração de resistências é tomado igual a 1,0. Para simplificar o procedimento, considera-se uma temperatura uniforme equivalente (t_{eq}) na laje dada por:

$$t_{eq} = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n c_{j,j} e_j$$

onde:

- $c_{j,j}$ = temperatura em cada fatia;
- e_j = espessura de cada fatia;
- n = número de fatias.

Determinados esses parâmetros, torna-se simples o cálculo do momento fletor resistente, utilizando-se as equações para temperatura ambiente, tomando-se os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,0 e acrescentando-se os fatores de redução (k_y e k_c) apropriados. A força cortante resistente deve ser obtida considerando-se a viga isolada, com a temperatura da alma determinada da forma apresentada.

4.4 Estruturas de aço revestidas com material de proteção térmica

O método analítico simplificado, aplicado aos elementos estruturais de aço com proteção térmica, não será incluído neste manual, pois tem aplicação restrita e geralmente conduz a espessuras maiores que os resultados de testes.

O dimensionamento do material de proteção térmica pode ser feito por meio das recomendações fornecidas no capítulo 5.

Capítulo 5

Materiais de
proteção térmica

A solução mais freqüentemente empregada, para evitar o aumento excessivo da temperatura das estruturas de aço em situação de incêndio, é revesti-las com meio de materiais de proteção térmica.

Em termos gerais, os materiais de proteção térmica devem apresentar:

- baixa massa específica aparente;
- baixa condutividade térmica;
- alto calor específico;
- adequada resistência mecânica (quando expostos a impactos);
- garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- custo compatível.

5.1 Tipos

Os tipos mais empregados de material de proteção térmica na construção civil são:

5.1.1 Argamassa projetada “Cimentitious”

Consiste de agregados e aglomerantes misturados com água, formando uma massa fluida, que é transportada por meio de uma mangueira até o esguicho, onde o ar comprimido faz o jateamento diretamente na superfície do aço. O resultado é uma superfície rugosa, mais apropriada para elementos acima de forros ou para ambientes menos exigentes. A argamassa geralmente é constituída de gesso ou vermiculita, cimento, resinas acrílicas e cargas inertes, tais como poliestireno expandido e celulose.

5.1.2 Fibra projetada

É constituída por agregados, fibras minerais e aglomerantes que é transportada sob baixa pressão por meio de uma mangueira até o esguicho, onde é misturada com água atomizada e jateada diretamente na superfície do aço. Resulta numa superfície rugosa, mais apropriada para elementos acima de forros ou para ambientes menos exigentes.

5.1.3 Placas

Placas são elementos pré-fabricados fixados na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço, proporcionando diversas possibilidades de acabamento. Geralmente são compostas com materiais fibrosos ou vermiculita ou gesso ou combinação desses materiais.

5.1.4 Pintura intumescente

Constituída por polímeros com pigmentos intumescentes, que reagem na presença de fogo, em geral a 200 °C, aumentando seu volume.

Os poros resultantes são preenchidos por gases atóxicos que, junto com resinas especiais que constituem as tintas, formam uma espuma rígida na superfície do aço, retardando o efeito do calor da chama.

É aplicada por meios convencionais, pistola ou rolo, proporcionando textura e aparência e cores similares às pinturas convencionais.

5.2 Fibras e argamassas projetadas

5.2.1 Especificações técnicas

As fibras e argamassas projetadas devem trabalhar monoliticamente com a estrutura e acompanhar seus movimentos, sem que ocorram fissuras ou desprendimento, formando um revestimento homogêneo e contínuo que penetre em todos os cantos ou reentrâncias da estrutura. Não podem conter asbestos ou outro material agressivo à saúde dos usuários do edifício, nem apresentar desprendimento por ressecamento superficial ou por ação de correntes de ar, para não contaminar o ambiente.

Devem atender às normas para os plenos de edifícios, para os quais são exigidos ensaios de erosão sob correntes de ar com velocidade de teste de 24 km/h, sem que o material apresente perdas após 4 horas de testes. Qualquer produto de proteção que sofra perda de material decorrente de erosão causada por correntes de ar terá, com o tempo, sua espessura reduzida e consequentemente uma redução na proteção.

Sua durabilidade deverá ser a mesma da estrutura, dispensando manutenção e permitindo facilidade para reparos manuais, garantindo perfeita aderência entre camadas sucessivas, no caso de eventuais danos causados pelas demais atividades da obra.

Não devem ser higroscópicas e o aço deverá ficar livre de umidade, tornando desnecessário o uso de primers ou outros sistemas contra corrosão para estruturas internas.

Precisam apresentar índice zero de combustibilidade e propagação de chamas.

Não devem conter espaços vazios, impedindo que insetos se instalem em seu interior. Sua formulação com fungicidas e bactericidas tem que estabilizar seus componentes, não permitindo a proliferação de fungos e bactérias em seu interior.

Propriedades físicas	Mínimos recomendados	Método de teste
Densidade seca média	240 kg/m³	ASTM E 605
Aderência ao aço	9,6 kPa	ASTM E 736
Compressão- 10%def. máx.	57 kPa	ASTM E 761
Erosão - ar a 24km/h	Max 0,53 g/m²	ASTM E 859
Corrosão	Não contribui	ASTM E 937

Tabela 5.1 - Propriedades físicas
Fibra e Argamassa Projetada

5.2.2 Características das argamassas projetadas “Cimentitious”

5.2.2.1 Monokote MK-6

Uma das argamassas projetadas “Cimentitious”, muito utilizada no Brasil, é o Monokote MK-6 , importado dos Estados Unidos. É de baixa massa específica (240 kg/m³), atóxico, aplicado por projeção diretamente sobre a estrutura, dispensando o uso de pinos ou telas para fixação.

É composto basicamente por 82% de gesso, 2% de cimento Portland e por resinas acrílicas, não existindo nenhum tipo de reação química após sua aplicação ou quando exposto a altas temperaturas.

Propriedades físicas	Mínimos recomendados	Resultados de testes
Densidade seca média	240 kg/m³	240 kg/m³
Aderência ao aço	9,6 kPa	16,2 kPa
Compressão- 10%def. máx.	57 kPa	68,9 kPa
Erosão - ar a 24km/h	Max 0,53 g/m²	0
Corrosão	Não contribui	Não contribui

Fonte: Catálogo Grace do Brasil

Tabela 5.2 - Propriedades físicas
Argamassa Projetada “Cimentitious”



Fonte: Grace do Brasil

Foto 5.1 - Aplicação de argamassa projetada “Cimentitious”

5.2.2.2 Isopiro

Pré-misturado a seco de vermiculita expandida, cimento hidráulico e aglomerantes minerais. Após adição de água, torna-se uma argamassa isolante a alta temperatura.

A vermiculita é um agregado mineral incombustível de estrutura lamelar que, exposto a uma determinada temperatura expande-se, tornando o principal agregado da argamassa.

O Isopiro é um produto nacional.

Pode ser aplicada por jateamento ou com o uso de espátulas, sendo necessário o uso de telas para perfeita aderência à superfície metálica.

Propriedades físicas	Valores
Comportamento ao fogo	Incombustível
Condutibilidade térmica (W/m.k)	0,23
Calor específico (MJ/kg°C)	92.1
Resistência à compressão (MPa)	2,25

Fonte: Catálogo Isopiro - Eucatex

Tabela 5.3 - Propriedades físicas - Argamassa Vermiculítica

5.2.2.3 Termosist

Pré-misturado a seco, composto basicamente de vermiculita expandida, gesso, aglomerantes hidráulicos, resinas acrílicas, fibras de celulose e pérolas de poliestireno. Após adição de água, torna-se uma argamassa de proteção térmica. Essa argamassa é um produto nacional.

Apresenta densidade de 300 kg/m³.

É aplicada por jateamento ou com o uso de espátulas, não sendo necessário o uso de telas ou pinos para aderência à superfície metálica.

Encontram-se no mercado brasileiro diversas marcas de argamassa projetadas “cimentitious”, com outras propriedades físicas diferentes das acima citadas, inclusive para uso externo.

5.2.3 Características da fibra projetada

A fibra projetada, importada dos Estados Unidos e muito utilizada no Brasil, é denominada Blaze Shield. Produto de baixa densidade (240 kg/m³), atóxico, é aplicado por projeção diretamente sobre a estrutura, dispensando o uso de pinos ou telas para fixação.

É composto basicamente por fibras de rocha, não existindo nenhum tipo de reação química após sua aplicação ou mesmo quando exposto a altas temperaturas.

Propriedades físicas	Mínimos recomendados	Resultado de testes
Densidade seca média	240 kg/m ³	264 kg/m ³
Aderência ao aço	9,6 kPa	19,1 kPa
Compressão- 10%def. máx.	57 kPa	81,4 kPa
Erosão - ar a 24 km/h	Max 0,53 g/m ²	0
Corrosão	Não contribui	Não contribui
Condutibilidade - 600°C	-	0,173 W/m°C
Calor específico - 600°C	-	2344 J/kg °C

Fonte: Catálogo Isolatek

Tabela 5.4 - Propriedades físicas - Fibra Projetada



Fonte: Refrasol

Foto 5.2 - Estrutura revestida por fibra projetada

5.3 Placas

5.3.1 Características da placa de gesso acartonado - RF

Placas de gesso com fibras de vidro e vermiculita incorporadas, tornando-as resistentes ao fogo.

Descrição	Valores
Comportamento ao fogo	Incombustível
Condutibilidade térmica (W/m.k)	0,15
Calor específico (J/kg°C)	1200

Tabela 5.5 - Propriedades físicas - Placas de Gesso - RF

5.3.2 Características da placa de lã de rocha

São painéis feitos com materiais fibrosos com a lã de rocha, em geral aglomerados por pulverização de resinas termo-endurecíveis.

A lã de rocha é obtida da fusão da rocha de origem basáltica.

Descrição	Valores
Comportamento ao fogo	Incombustível
Condutibilidade térmica (W/m.k)	0,099
Calor específico (J/kg°C)	837,4

Tabela 5.6 - Propriedades físicas - Placas de Lã de Rocha

5.3.3 Características da manta cerâmica

Mantas flexíveis, formadas por um aglomerado de fibras sílico-aluminosas, apresentando baixa densidade (64 kg/m^3).

São aplicadas de modo a envolver a estrutura, fixadas com pinos de aço já soldados na estrutura.

Descrição	Valores
Comportamento ao fogo	Incombustível
Condutibilidade térmica (W/m.k)	0,087
Calor específico ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$)	1.130

Tabela 5.7 - Propriedades físicas - Manta Cerâmica

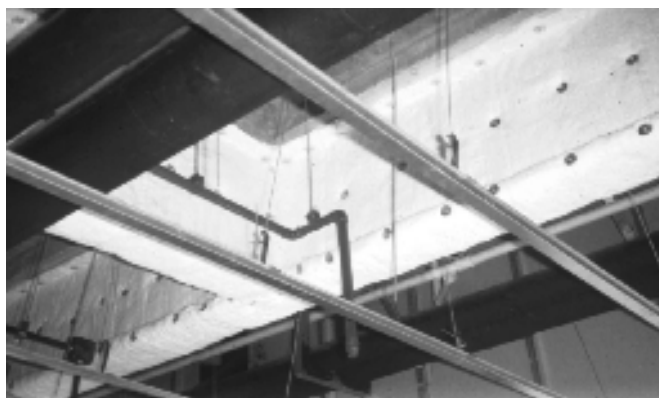


Foto 5.3 - Manta cerâmica

5.4 Pintura intumescente

5.4.1 Especificações técnicas da pintura intumescente

A pintura intumescente é uma película fina que intumesce (aumenta de volume), quando sujeita à ação do calor e forma uma camada de proteção térmica no aço.

É aplicada sobre a superfície de aço, convenientemente preparada, e com primer compatível.

Devem ser removidas todas as substâncias estranhas como carepa de laminação, ferrugem antiga, mediante abrasivos de natureza silicosa (areia) ou metálica (granalha de aço), impelidos por ar comprimido, através de bico apropriado.

O jato abrasivo não remove óleos, graxas e gorduras da superfície do aço. Por isso, esses

materiais devem ser eliminados antes de qualquer operação de jateamento.

Aplicar uma demão de primer epoxídico de alto desempenho, com espessura de 50-60 μm .

O sistema consiste, além do primer compatível, em mais dois produtos: a pintura intumescente, que oferece a característica intumescente, de proteção térmica e a tinta de acabamento, que oferece efeito decorativo, na cor especificada.

A tinta intumescente é aplicada da mesma forma que outras tintas convencionais - por spray, pincel ou rolo, devendo ser observadas as seguintes condições:

- espessura máxima, por demão da película úmida, menor que $375 \mu\text{m}$, se aplicada com pincel ou menor que $1500 \mu\text{m}$ se aplicada por spray;
- intervalo de 24 horas entre as demãos;
- mínimo de 3 dias para aplicação da tinta de acabamento.

Há tintas intumescentes adequadas a ambientes externos e ambientes internos.



Foto 5.4 - Instituto Cultural Itaú



Foto 5.5 - Centro Empresarial do Aço - São Paulo

5.5 Dimensionamento das espessuras do material de proteção térmica

5.5.1 A partir de ensaio realizado em laboratório nacional

Os ensaios realizados no Brasil, para caracterizar um material de proteção térmica de estruturas de aço, têm por base a NBR 5628 “Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo”, os princípios da ASTM E-119 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials e da norma Loss Prevention Standard LPS1107.

Utiliza-se um forno com as seguintes dimensões internas:

- altura: 285 cm;
- largura: 285 cm;
- profundidade: 170 cm, totalmente revestido com refratário, apropriado para ensaios de elementos verticais expostos ao fogo nas 4 faces.

Possui um sistema de aquecimento constituído por queimadores de baixa pressão e sistema de exaustão por dutos.

As medidas das temperaturas do forno e dos perfis de aço são obtidas por meio de termopares de cromel-alumel.

Utilizam-se dez amostras de perfis, com altura de 450 mm, com fatores de massividade diferentes e espessuras do material de proteção

térmica diferentes para cada amostra. São colocadas duas amostras dentro do forno em cada teste.

O aquecimento do forno segue as temperaturas conforme a curva-padrão da NBR 5628 e são registradas as temperaturas médias nas superfícies dos perfis de aço com material de proteção térmica.

Os resultados obtidos nos ensaios são analisados por meio de uma equação empírica e é elaborada uma carta de cobertura. Nessa carta, para cada fator de massividade do perfil e o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para o elemento estrutural, é indicada a espessura do material de proteção térmica, considerando uma temperatura preestabelecida.

São apresentadas a seguir, de forma resumida, algumas cartas de cobertura conforme tabelas 5.8 a 5.15.

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	30	60	90	120
150	10	17	25	34
200	11	20	30	39
300	13	24	36	47

Fonte: Catálogo Sistema

Tabela 5.8 - Espessura (mm) do Termosist G, para $\tau = 550^\circ\text{C}$

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	30	60	90	120
150	12	19	38	50
200	12	19	38	63
300	12	19	50	75

Fonte: Catálogo Fiberfrax - Carborundum

Tabela 5.9 - Espessura (mm) da manta cerâmica, para $\tau = 550^\circ\text{C}$

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	30	60	90	120
150	25	25	38	63
200	25	25	50	75
300	25	38	63	88

Fonte: Catálogo Rock Fibras do Brasil

Tabela 5.10 - Espessura (mm) da placa de lã de rocha para $\tau = 550^\circ\text{C}$

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	30	60	90	120
< 55	12,5	12,5	12,5	15
55	12,5	12,5	12,5	2 x 12,5
70	12,5	12,5	12,5	2 x 12,5
98	12,5	12,5	15	2 x 12,5
138	12,5	12,5	2 x 12,5	2 x 12,5
152	12,5	12,5	2 x 12,5	2 x 15
203	12,5	15	2 x 12,5	2 x 15
240	12,5	15	2 x 12,5	3 x 12,5
334	12,5	2 x 12,5	3 x 12,5	3 x 12,5
400	12,5	2 x 12,5	3 x 12,5	3 x 12,5

Fonte: Catálogo Plátres Lafarge

Tabela 5.11 - Espessura (mm) da placa de gesso acartonado - RF, para = 550 °C

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)					
	Nullifire/S605(ext.)				Nullifire/S607(int.)	
	30	60	90	120	30	60
150	0,49	1,27	1,73	3,96	0,20	0,88
200	0,49	1,27	2,31	5,94	0,32	0,88
300	0,49	2,23	-	-	0,60	1,25

Fonte: Catálogo Nullifire International

Tabela 5.12 - Espessura (mm) da película de tinta intumescente aplicada em pilares com seção transversal em forma de "I", com os quatro lados expostos ao fogo, para = 550 °C

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)						
	Nullifire/S605(ext.)				Nullifire/S607(int.)		
	30	60	90	120	30	60	90
150	0,25	0,71	1,74	3,96	0,20	0,49	1,20
200	0,25	0,86	2,23	-	0,20	0,54	-
300	0,50	1,50	-	-	0,40	1,10	-

Fonte: Catálogo Nullifire International

Tabela 5.13 - Espessura (mm) da película de tinta intumescente aplicada em vigas com seção transversal em forma de "I", com três lados expostos ao fogo, para = 550 °C

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	Calatherm 600			
	30	60	90	120
150	0,37	1,20	2,10	2,90
200	0,47	1,70	3,00	-
300	0,67	2,30	-	-

Fonte: Catálogo Tintas Calamar

Tabela 5.14 - Espessura (mm) da película de tinta intumescente aplicada em pilares com seção transversal em forma de "I", com os quatro lados expostos ao fogo, para = 550 °C

u/A (m ⁻¹)	TRRF (minutos)			
	Calatherm 600			
	30	60	90	120
150	0,29	1,17	2,05	2,92
200	0,37	1,47	2,57	-
300	0,49	1,97	3,94	-

Fonte: Catálogo Tintas Calamar

Tabela 5.15 - Espessura (mm) da película de tinta intumescente aplicada em vigas com seção transversal em forma de "I", com três lados expostos ao fogo, para = 550 °C

Nota-se diferença significativa entre as espessuras das tabelas 5.12/5.13 e entre 5.14/5.15 para pilares expostos nas 4 faces e para vigas expostas nas 3 faces. Para os outros materiais de proteção térmica, tabelas 5.8 a 5.11, não há resultados de ensaios, levando-se em conta essa distinção, o que conduz ao excesso de material para vigas, quando utilizadas essas cartas de cobertura.

5.5.2 A partir de ensaio realizado em laboratório estrangeiro

A NBR 14323/Jun 1999, Item 7.2.1.1 estabelece:

“A espessura necessária dos materiais de proteção contra incêndio deve ser obtida a partir de resultados de ensaios, de acordo com resultados de ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.”

5.5.2.1 Metodologia do ensaio UL

O Underwriters Laboratories Inc., fundado em 1894, é uma organização independente e sem fins lucrativos, de reconhecimento internacional.

O UL ensaia, tendo por base a ASTM E-119, um subconjunto estrutural composto por viga de aço e laje de concreto.

O ensaio é realizado 239 dias após a concretagem da laje. As temperaturas do forno, da viga de aço e da face não-exposta da laje são registradas por termopares. São registrados também os deslocamentos da viga e da laje. É aplicado sobre a laje/viga o máximo carregamento de serviço da estrutura.

O ensaio do UL considera duas condições de vinculação:

- Condição “restrained” é aquela na qual a expansão da viga de aço, resultante dos efeitos do incêndio, é resistida nos apoios;
- Condição “unrestrained” é aquela na qual a viga de aço é livre para expandir e rotacionar nos apoios.

Segundo a ASTM E 119/2000, as vigas de aço conectadas a outros elementos, bem como, todos os tipos de piso moldados “in loco”, tais como vigas e lajes em que o sistema esteja fixado a outro elemento estrutural, são considerados “restrained”.

Na prática, a estrutura ensaiada é a mesma para as duas condições. Há diferença apenas no limite admitido para o ensaio. O limite considerado para a condição “unrestrained” é temperatura média igual a 593 °C. O limite considerado para a condição “restrained” é no máximo o dobro do tempo encontrado para a condição “unrestrained”, respeitados os critérios de estanqueidade da laje.

Cabe ao engenheiro responsável pelo projeto de segurança estrutural em situação de incêndio escolher, em função das condições específicas do projeto, o limite mais apropriado.

Apresentam-se na tabela 5.15 algumas observações relevantes registradas durante a realização do ensaio, utilizando-se laje com forma de aço incorporada, vigas de aço W 8 x 28 com material de proteção térmica do tipo projetado, vão de 4,30 m, cujo carregamento de 7,0 kN/m² + 3 x 13,4 kN resulta na máxima tensão admissível da viga.

Tempo (minutos)	
11	90% da superfície do material de proteção escureceu.
42	Material de proteção tornou-se esbranquiçado e surgiram 3 fissuras de 1,6mm no 1/2 do vão da laje.
90	Não há modificações significativas.
106	Pequenas ondulações na viga a 50 cm do apoio.
128	Fissuras com 0,5m de comprimento no material de proteção.
171	Leve torção na viga no meio do vão.
180	Fogo extinto.

Tabela 5.16 - Observações durante o teste

São apresentadas na tabela 5.17, as flechas da viga no centro do vão e na tabela 5.18, a temperatura no meio do vão da viga ensaiada.

Tempo (minutos)	Deformação
30	30 mm (l/143)
60	43 mm (l/100)
90	53 mm (l/81)
120	62 mm (l/70)
180	78 mm (l/55)

Tabela 5.17 - Deformações na viga de aço

Tempo (minutos)	Temperatura (°C)
30	202
60	403
90	540
120	627
180	791

Tabela 5.18 - Temperaturas na viga de aço com proteção térmica (centro do vão)

Segundo o relatório do UL, “a integridade da estrutura foi mantida por 180 minutos e não foram constatadas trincas significativas na laje, tanto na face exposta como na face não exposta ao fogo.”

5.5.2.2 Informações para projeto

No Manual do UL “Fire Resistance Directory”, volume 1, contendo 1.000 páginas, anualmente publicado, encontram-se de forma detalhada as informações e características de todos componentes utilizados em cada ensaio, designado por “Design No. XYZ”. Apresenta-se, para cada ensaio, as espessuras do material de proteção térmica, para vários tempos de resistência ao fogo nas condições “restrained” e “unrestrained”

Encontra-se ilustrado de forma simplificada, abaixo, um exemplo da apresentação de um “Design No. XYZ” constante do “UL - Fire Resistance Directory”. O engenheiro responsável pelo projeto da estrutura em situação de incêndio, precisará consultar esse manual, para determinar a espessura correta do material de proteção térmica escolhido para um projeto específico. Necessitará também fazer uma avaliação dos componentes indicados no “Design No. XYZ” e compará-los com as condições reais do projeto.

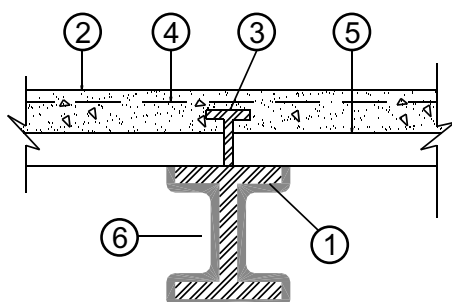


Figura 5.6 - Design No. XYZ

- 1 - Viga de aço: W 8 x 28.
- 2 - Concreto: resistência à compressão de 20 Mpa e densidade de 2370 kg/m³, para concreto normal, e de 1762 kg/m³; para concreto leve.
- 3 - Conector: Stud bolt de 19 mm de diâmetro, do tipo com cabeça ou equivalente, soldado na mesa superior da viga através do steel deck.
- 4 - Tela de aço soldada.
- 5 - Forma de aço incorporada corrugada de 33 mm ou trapezoidal com altura da onda de 38 mm a 76 mm.
- 6 - Material de proteção térmica projetado, aplicado após mistura com água e projetado sobre a viga, em várias camadas, até adquirir a espessura desejada.

No caso de forma de aço incorporada, os espaços vazios sobre a viga devem ser preenchidos. A superfície da viga deve estar limpa e isenta de poeira, carepa e óleo.

As tabelas 5.19 e 5.20 são exemplos da forma de apresentação das espessuras de um material de proteção térmica “Design No. XYZ” constante do “UL - Fire Resistance Directory”, tendo por base ensaios.

TRRF (horas)	Condição "restrained"	Condição "unrestrained"
1	9,5	9,5
1 1/2	9,5	16
2	14,3	22

Tabela 5.19 - Espessuras em mm do material de proteção de uma viga de aço (W 8 x 18), com $u/A = 167 \text{ m}^{-1}$ sob laje de concreto de densidade normal

TRRF (horas)	Condição "restrained"	Condição "unrestrained"
1	11	11
1 1/2	11	19
2	17,5	27

Tabela 5.20 - Espessuras em mm do material de proteção de uma viga de aço com $u/A = 167 \text{ m}^{-1}$ sob laje de concreto normal, considerando a redução da espessura nos cantos inferiores da viga

As espessuras do material de proteção térmica, para outras vigas com diferentes fatores de massividade (u_1/A_1), são encontradas por meio da fórmula de ajuste de espessura:

$$t_1 = \frac{1,4}{\frac{134}{u_1/A_1}} t$$

onde:

- t_1 = espessura do material de proteção requerido para uma viga qualquer;
- t = espessura do material de proteção da viga padrão ensaiada, tabelas 5.19 ou 5.20;
- u_1/A_1 = fator de massividade da viga para o qual se quer determinar a espessura de material.

5.6 Estudo de caso

Edifício de Escritórios

Considera-se um edifício com 19 pavimentos destinado a escritórios administrativos, estruturado em aço/concreto, cuja planta do pavimento tipo está mostrada na figura 5.7. O edifício possui 3 subsolos destinados a estacionamento de veículos. Acima da cobertura encontram-se a casa de máquinas, barrilete, reservatórios de água e heli-ponto.

Apresentam-se a seguir os passos para se fazer uma análise da segurança das estruturas em situação de incêndio, com o objetivo de atender as prescrições das Normas Brasileiras NBR 14432 e NBR 14323.

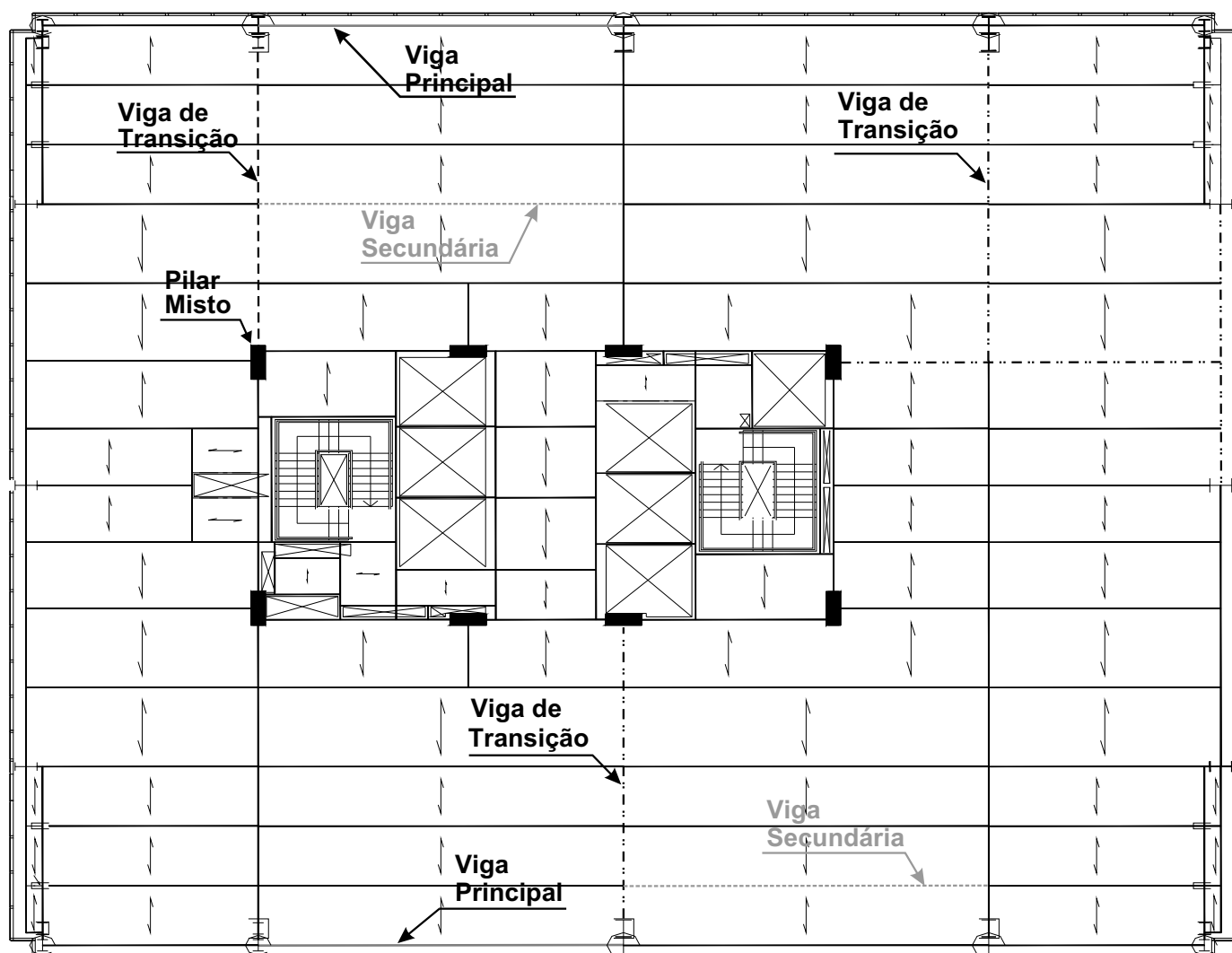


Figura 5.7 - Planta pavimento-tipo

Primeiro passo : Caracterizar a edificação

Deverão ser determinadas a ocupação principal, a altura da edificação, a altura do subsolo, a área do pavimento, de acordo com as definições constantes nas normas acima mencionadas.

Para o presente estudo temos o seguinte:

- a ocupação principal é escritório técnico/administrativo, classificado em “Serviços profissionais e técnicos” - grupo D - Divisão D1 da NBR 14432;
- a altura do subsolo (distância entre o piso do pavimento de menor cota e o piso do pavimento de descarga) é 9,50 m;
- a altura da edificação (distância entre o piso do pavimento de descarga e o piso do último pavimento) é 73 m;
- a área do pavimento tipo = 1020 m².

Segundo passo: Analisar as condições específicas

O responsável técnico pela segurança estrutural em situação de incêndio deve analisar:

- os projetos relativos ao sistema de proteção ativa, tais como, hidrantes e chuveiros automáticos, detecção e alarme, bem como os sistemas de proteção passiva, tais como, compartimentação, revestimentos, saídas de emergência, entre outros.
- as condições de acessibilidade para combate ao fogo, que a edificação oferece.
- os materiais incorporados na construção do edifício, quanto à sua combustibilidade, de modo que se possa certificar que esses, na ocorrência de incêndio, restrinjam a propagação de fogo e o desenvolvimento de fumaça. (referência IT 10/01 “Controle de Materiais de Acabamento e Revestimento” Corpo de Bombeiros de São Paulo.

- a concepção estrutural adotada pelo projeto, os critérios adotados para estabilidade global da estrutura e o dimensionamento dos elementos estruturais (vigas, lajes e pilares).

Essa análise orientará o responsável técnico a estabelecer os critérios para dimensionamento do material de proteção térmica.

Terceiro passo: Determinar as exigências de resistência ao fogo dos elementos estruturais

O responsável técnico deve estabelecer inicialmente quais os TRRF (tempos requeridos de resistência ao fogo) para os diversos elementos estruturais, com base na NBR 14432 e utilizando o método tabular. Para o presente estudo estabeleceram-se os seguintes TRRF:

- Pilares (120 minutos);
- Viga Principal (120 minutos);
- Viga Secundária (90 minutos);
- Laje (120 minutos);
- Contraventamento (120 minutos).

Quarto passo: Seleção do material de proteção térmica e respectivas espessuras

Escolher o material de proteção térmica mais adequado, em função das exigências de arquitetura, de prazos de execução e de custos e dimensionar as espessuras. Para o presente estudo, optou-se pelo material argamassa projetada “cimentitious”, tendo as espessuras determinadas conforme o seguinte:

- pilares, conforme “Design UL - Fire Resistance Directory”, específico para o produto utilizado e a geometria da seção do pilar;
- vigas principais e secundárias, conforme “Design UL - Fire Resistance Directory” específico para o produto utilizado, na condição restrained e geometria da seção da viga;

- vigas de transição, conforme "Design UL - Fire Resistance Directory" específico para o produto utilizado na condição unrestrained;

- vigas de borda, conforme "Design UL - Fire Resistance Directory" específico para o produto utilizado (considerar detalhamento de projeto) na condição restrained;

- contraventamentos, conforme "Design UL - Fire Resistance Directory", específicos para o produto utilizado e geometria da seção do contraventamento (considerar detalhamento de projeto e interfaces com elementos de fachada) ou alternativamente utilizar cálculo analítico (item 4.1.2);

- pilares mistos, conforme NBR 14323;

- lajes com fôrma de aço incorporada, conforme NBR 14323.

Quinto passo: Deverão ser elaboradas planilhas de vigas, pilares e contraventamentos, contendo todos os perfis estruturais e as respectivas espessuras de material de proteção térmica

Modelo de planilha de cálculo da espessura do material de proteção térmica - Argamassa projetada "cimentitious"

TABELA DE MATERIAL DE PROTEÇÃO TÉRMICA Vigas - 5º ao 7º PAVIMENTOS									
PERFIS	H m	Bfs mm	Tfs mm	Bfi mm	Tfi mm	Tw mm	/A m-1	ESP. mm	OBSERVAÇÕES
V1	500	200	16,00	200	16,00	8,00	156	14	Viga princ. - 2h
V2	650	300	12,50	300	25,00	8,00	135	13	Viga princ. - 2h
V3	600	150	6,30	150	12,50	6,30	146	13	Viga borda - 2h
V4	349	127	8,51	127	8,51	5,84	158	14	Viga borda - 2h
V5	650	300	12,50	300	31,50	9,50	68	20	Viga borda tr. - 2h
V6	650	550	50,00	550	50,00	50,00	35	11	Viga trans. - 2h
V7	600	150	6,30	150	12,50	6,30	253	12	Viga sec.-1 ½ h
V8	400	150	6,30	150	6,30	4,75	333	13	Viga sec.-1 ½ h

Para vigas principais, secundárias e de borda, espessuras calculadas para a condição Restrained Beam Rating - Design N782 (Fire Resistance Directory 2002).

Para vigas de transição, espessuras calculadas para a condição Unrestrained Beam Rating - Design N782 (Fire Resistance Directory 2002).

TABELA DE REVESTIMENTO DE PROTEÇÃO TÉRMICA Pilares - 5º ao 7º PAVIMENTOS									
PERFIS	H m	Bfs mm	Tfs mm	Bfi mm	Tfi mm	Tw mm	u/A m-1	ESP. mm	OBSERVAÇÕES
C101	250	250	8.00	250	8.00	4.75	292	47	Pilar Gar. - 2h
C121	250	250	9.50	250	9.50	9.50	213	40	Pilar Gar. - 2h
C210	250	200	6.30	200	6.30	4.75	354	50	Pilar Torre - 2h

Espessuras calculadas conforme Design X772 (Fire Resistance Directory 2002).

Sexto passo: (opcional, como alternativa ao Método Tabular) - Método do tempo equivalente.

Cálculo do Tempo Equivalente:

$$A_f = 1020 \text{ m}^2 \quad H = 3,0 \text{ m}$$

$$A_v = 180 \text{ m}^2 \quad q_{fi} = 700 \text{ MJ/m}^2$$

$$t_{eq} = n \cdot s \cdot q_{fi} \cdot K \cdot W$$

$$n = 0,54 \quad s = 1,7 \quad K = 0,055 \text{ min.m}^2/\text{MJ}$$

$$W = \frac{6}{3,0}^{0,3} \cdot 0,62 \cdot 90 \cdot 0,4 \cdot \frac{180}{1020}^4$$

$$t_{eq} = 37 \text{ minutos}$$

Conforme Instrução Técnica 08 do Corpo de Bombeiros/SP, o TRRF com base no t_{eq} não poderá ser menor que o TRRF tabelado menos 30 min.

Portanto:

- Viga principal = 90 minutos
- Viga secundária = 60 minutos
- Laje = 90 minutos
- Pilares = 90 minutos

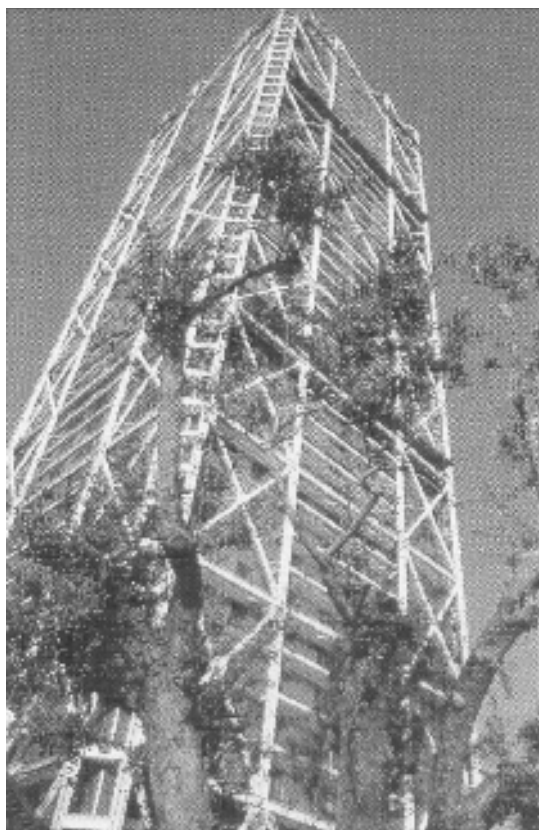
Portanto, redimensionar as espessuras para os TRRF determinados pelo método do tempo equivalente.

Sétimo passo: Explicitar os elementos estruturais livres da ação do incêndio ou confinados, que não necessitem receber material de proteção térmica

Capítulo 6

Estruturas externas

Muitos edifícios modernos têm sido construídos com estrutura em aço externa à fachada. Nessas condições, a estrutura é aquecida apenas pelas chamas que emanam da janela ou de outras aberturas na fachada do edifício. É possível que os elementos estruturais externos possam dispensar proteção térmica, mantendo a necessária segurança contra incêndio, se eles forem posicionados de forma adequada em relação às aberturas das fachadas.



Fonte: British Steel, 1998

Foto 6.1 - Hotel de Las Artes - Barcelona

A posição das estruturas externas pode ser determinada por meio de método descrito no Eurocode 1 e Eurocode 3, que permite calcular a temperatura nos elementos estruturais, levando em consideração suas posições em relação às aberturas, a carga de incêndio, a ventilação, as características dos ambientes e ao efeito potencial do vento.

A comparação da temperatura calculada com a temperatura crítica dos elementos, obtida em conformidade com a NBR 14323, indica se a proteção térmica é necessária ou não.

6.1 Posicionamento dos pilares externos

Os valores das tabelas 6.1 a 6.3 foram obtidos por procedimentos analíticos, admitindo-se temperatura crítica de 538°C (ASTM E 119), carga de incêndio de 950 MJ/m² (50 kg/m² equivalente de madeira).

O uso das tabelas é uma maneira para avaliar, de forma preliminar, a localização dos elementos de aço externos.

6.1.1 Posicionamento dos pilares entre aberturas

Altura da janela h - (m)	Largura do compartimento - W (m)			
	9	18	36	73
	a - (m)			
0,90	1,50	2,60	2,60	2,60
1,20	0,90	1,20	1,40	1,40
1,50	0,90	1,20	1,20	1,20
1,80	0,75	1,10	1,10	1,10
2,70	0,60	0,75	0,90	0,90
3,70	0,45	0,60	0,90	0,90
4,60	0,45	0,60	0,75	0,75

a = mínima distância de segurança entre a abertura da janela e a borda do pilar para $t_{cr} = 538^\circ\text{C}$

Tabela 6.1 - Pilares posicionados entre aberturas

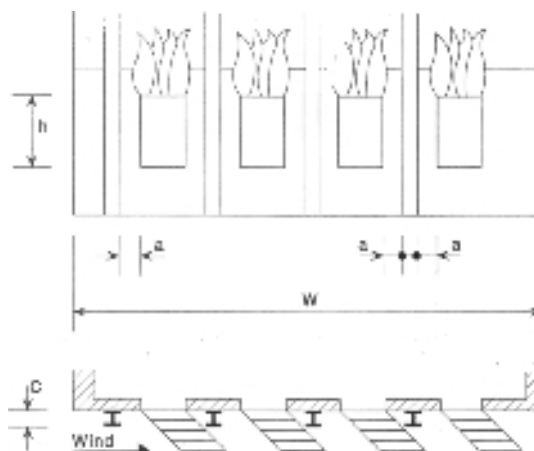


Figura 6.2 - Pilares posicionados entre aberturas

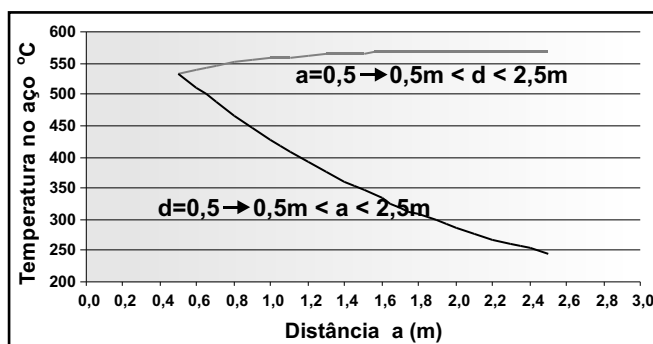


Figura 6.3 - Gráfico da temperatura do aço x distância (a)

No gráfico anterior, considerando a distância **a** igual a 0,5 m, a temperatura do aço mantém-se praticamente constante, mesmo variando a distância **d**. Por outro lado, se considerarmos a distância **d** igual a 0,5 m, a temperatura do aço varia de 530 °C a 250 °C conforme variação de **a** (ver figura 6.4).

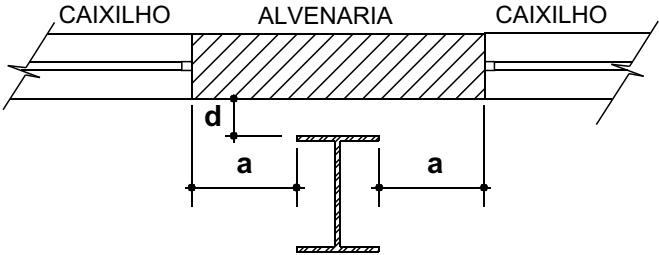


Figura 6.4 - Detalhe em planta dos pilares posicionados entre aberturas

6.1.2 Pilares posicionados em frente a aberturas

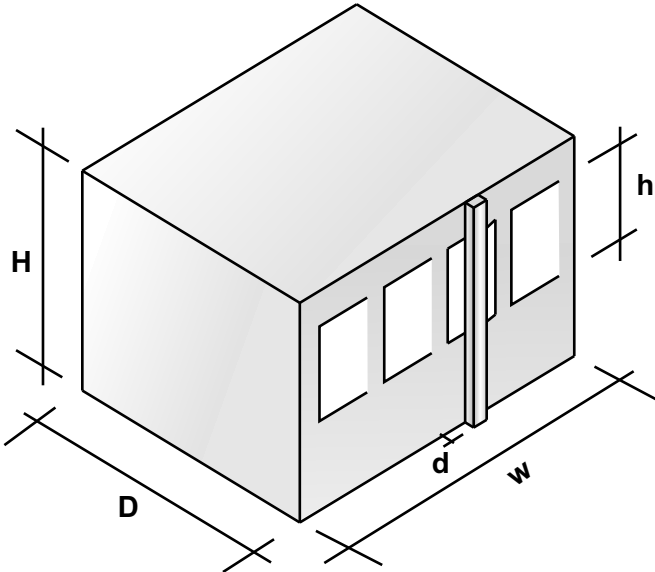


Figura 6.5 - Pilares posicionados em frente a aberturas em uma face do compartimento

H (m)	Aw %	h (m)	D (m)	Valores de d para W =				
				4,5 m	9,0 m	18,0 m	36,5 m	73,0 m
2,75	100	2,70	4,75	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
			9,14	2,10	2,10	2,45	2,75	2,75
			18,28	2,45	3,65	4,60	5,20	5,20
	50	1,40	4,75	1,50	2,10	2,10	2,10	2,45
		2,75	4,75	2,10	2,10	2,75	3,05	3,35
		1,40	9,15	1,80	2,45	2,75	3,05	3,05
		2,75	9,15	2,10	2,75	4,00	4,90	5,50
		1,40	18,30	1,80	2,45	2,75	3,05	3,05
		2,75	18,30	2,80	2,45	3,65	4,60	5,50
	25	0,70	4,75	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
		2,75	4,75	2,10	2,10	2,75	3,95	4,90
		0,70	9,15	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
		2,75	9,15	2,10	2,10	2,45	3,35	4,30
		0,70	18,30	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
		2,75	18,30	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10

Aw é a relação entre a área das aberturas e a área da face que as contém

Tabela 6.2 - Pilares em frente às janelas, aberturas em uma face do compartimento

H (m)	Aw %	h (m)	D (m)	Valores de d para W =				
				4,5 m	9,0 m	18,0 m	36,5 m	73,0 m
3,65	100	3,65	4,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
			9,15	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
			18,30	2,75	3,35	4,30	4,90	5,20
	50	1,80	4,75	1,50	1,80	1,80	1,80	1,80
		3,65	4,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
		1,80	9,15	2,10	2,75	3,35	3,65	3,65
		3,65	9,15	2,75	2,75	3,95	4,90	5,50
		1,80	18,30	2,10	2,75	3,35	3,65	3,65
		3,65	18,30	2,75	3,05	4,60	6,10	7,30
3,35	25	0,90	4,75	1,20	1,50	1,50	1,80	1,80
		3,65	4,75	2,75	2,75	2,75	3,95	5,20
		0,90	9,15	0,90	0,90	1,20	1,20	1,20
		3,65	9,15	2,75	2,75	3,05	4,60	6,10
		0,90	18,30	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
		3,65	18,30	2,75	2,75	2,75	3,65	4,90
4,60	100	4,60	4,75	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35
			9,15	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35
			18,30	3,35	3,35	3,65	3,95	4,30
	50	2,30	4,75	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
		4,60	4,75	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35
		2,30	9,15	2,10	2,75	3,35	3,65	3,65
		4,60	9,15	3,35	3,35	3,35	4,60	4,90
		2,30	18,30	2,10	2,75	3,35	3,65	3,65
		4,60	18,30	3,35	3,35	4,90	6,70	8,20
	25	1,15	4,75	1,50	1,80	2,10	2,10	2,10
		4,60	4,75	3,35	3,35	3,35	3,65	4,90
	25	1,15	9,15	1,20	1,50	1,80	2,10	2,10
		4,60	9,15	3,35	3,35	3,35	5,20	7,00
		1,15	18,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
		4,60	18,30	3,35	3,35	3,35	5,20	7,00

Aw é a relação entre a área das aberturas e a área da face que as contém

Tabela 6.2 - Pilares em frente às janelas, aberturas em uma face do compartimento

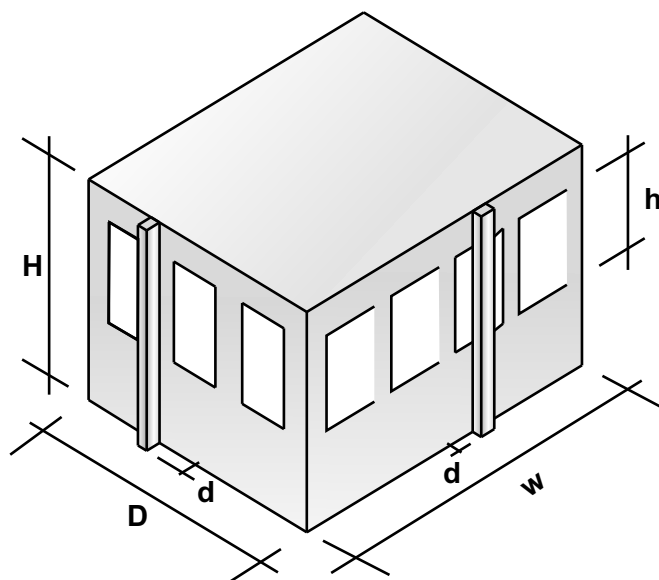


Figura 6.6 - Pilares posicionados em frente a aberturas em duas faces do compartimento

H (m)	Aw %	h (m)	D (m)	Valores de d para W =			
				9,0 m	18,0 m	36,5 m	73,0 m
2,75	100	2,75	9,15	2,10	2,10	2,10	2,10
		2,75	18,30	2,10	2,10	3,65	4,60
		2,75	36,60	2,10	3,65	4,90	5,80
		2,75	73,15	2,10	4,60	5,80	5,80
	50	1,40	9,15	2,10	2,75	2,75	3,05
		2,75	9,15	2,10	3,05	4,30	5,20
		1,40	18,30	2,75	2,75	2,75	2,75
		2,75	18,30	3,05	3,65	5,20	5,80
		1,40	36,60	2,75	2,75	2,10	1,50
		2,75	36,60	4,30	5,20	4,90	4,60
		1,40	73,15	3,05	2,75	1,50	1,20
		2,75	73,15	4,30	5,20	4,60	2,75
	25	0,70	9,15	1,50	1,20	0,90	0,90
		2,75	9,15	2,10	2,75	4,00	4,60
		0,70	18,30	1,20	0,90	0,90	0,90
		2,75	18,30	2,75	2,75	3,05	3,05
		0,70	36,30	0,90	0,90	0,90	0,90
		2,75	36,30	4,00	3,05	2,10	2,10
		0,70	73,15	0,90	0,90	0,90	0,90
		2,75	73,15	4,60	3,05	2,10	2,10

Aw é a relação entre a área das aberturas e a área das faces que as contêm

Tabela 6.3 - Pilares em frente às janelas - aberturas em duas faces do compartimento

H (m)	Aw %	h (m)	D (m)	Valores de d para W =			
				9,0 m	18,0 m	36,5 m	73,0 m
3,65	100	3,65	9,15	2,75	2,75	2,75	2,75
		3,65	18,30	2,75	2,75	2,75	2,75
		3,65	36,30	2,75	2,75	4,60	6,40
		3,65	73,15	2,75	3,65	6,40	7,60
	50	1,80	9,15	2,45	2,45	3,05	3,35
		3,65	9,15	2,75	2,75	3,95	4,90
		1,80	18,30	2,45	3,35	3,95	3,95
		3,65	18,30	2,75	3,65	5,50	7,00
		1,80	36,60	3,05	3,95	3,65	3,35
		3,65	36,60	3,95	5,50	6,10	7,30
		1,80	73,15	3,35	3,95	3,35	3,35
		3,65	73,15	4,90	7,00	7,30	7,30
	25	0,90	9,15	1,50	1,80	1,50	1,50
		3,65	9,15	2,75	3,05	4,55	6,10
		0,90	18,30	1,80	1,50	0,90	0,90
		3,65	18,30	3,05	3,35	4,60	5,50
		0,90	36,60	1,50	0,90	0,90	0,90
		3,65	36,60	4,60	4,60	3,95	3,65
		0,90	73,15	1,50	0,90	0,90	0,90
		3,65	73,15	6,10	5,50	3,65	3,65
4,60	100	4,60	9,15	3,35	3,35	3,35	3,35
		4,60	18,30	3,35	3,35	3,35	3,35
		4,60	36,60	3,35	3,35	3,35	5,80
		4,60	73,15	3,35	3,35	5,80	7,90
	50	2,30	9,15	1,80	2,10	2,75	3,05
		4,60	9,15	3,35	3,35	3,35	3,95
		2,30	18,30	2,10	3,05	4,30	4,60
		4,60	18,30	3,35	3,35	5,50	7,30
		2,30	36,30	2,75	4,30	4,60	4,90
		4,60	36,30	3,35	5,50	6,70	8,85
		2,30	73,15	3,05	4,60	4,90	4,90
		4,60	73,15	4,00	7,30	8,85	8,85
	25	1,15	9,15	2,45	2,45	2,45	2,10
		4,60	9,15	3,35	3,35	4,90	7,00
		1,15	18,30	2,45	2,45	1,80	1,50
		4,60	18,30	3,35	3,35	5,20	7,00
		1,15	36,60	2,45	1,80	1,20	1,20
		4,60	36,60	4,90	5,20	5,20	6,10
		1,15	73,15	2,10	1,50	1,20	1,20
		4,60	73,15	7,00	7,00	6,10	4,30

Aw é a relação entre a área das aberturas e a área das faces que as contêm

Tabela 6.3 - Pilares em frente às janelas aberturas em duas faces do compartimento

Capítulo 7

Considerações sobre o
projeto de arquitetura

Uma concepção arquitetônica racional e balanceada, fundamentada em algumas variáveis simples previstas nas normas de segurança contra incêndio, pode resultar em soluções muito econômicas, respeitando-se as exigências de resistência ao fogo.

Ressalta-se que, além da proteção passiva das estruturas, o projeto deve respeitar outras exigências, mais importantes para a segurança à vida, tais como rotas de saída (NBR 9077), utilização de materiais de acabamento que minimizem a propagação das chamas (em São Paulo, conforme Decreto Estadual nº 46.076/01 IT 10/01), compartimentação (Em SP, conforme Decreto Estadual nº 46.076/01 IT 09/01), instalação de dispositivos de proteção ativa (NBR 9441, NBR 10897), entre outros.

Neste capítulo serão apresentadas algumas soluções arquitetônicas, que poderão ser utilizadas diretamente ou com adaptações, em projetos de edificações com estruturas de aço.

7.1 Edificações isentas de verificação estrutural em situação de incêndio

A primeira avaliação a ser feita é a análise a possibilidade de se trabalhar com dimensões que caracterizem a edificação como de baixo risco, proporcionando isenção da verificação de segurança estrutural.

As áreas e as condições são definidas pela Norma NBR 14432 e apresentadas no capítulo 3.

De um modo simplificado, pode-se citar as seguintes condições para isenção:

- edificações com área total inferior a 750 m².
- edificações com até dois pavimentos cuja área total seja menor ou igual a 1500 m² e carga de incêndio específica inferior a 1000 MJ/m².
- edificações térreas em geral, respeitadas algumas exceções relativas a carga de incêndio e compartimentação.

Para o Estado de São Paulo, o Corpo de Bombeiros, por meio da IT 07/01 “Separação entre edificações”, estabelece uma distância mínima entre edificações dentro de uma mesma propriedade, a fim de evitar propagação do incêndio entre os edifícios. Desse modo, dentro de um determinado lote, é possível a construção de várias edificações isentas, respeitando-se essa distância mínima.

Tendo em vista que há isenção para edificações pequenas (área inferior a 750 m² ou 1500 m²), pode-se conseguir isentar edifícios de maior área, dividindo-os adequadamente em áreas menores, por meio de paredes e portas corta-fogo, de forma a impedir a propagação de incêndio entre essas áreas. Esse procedimento faz com que a edificação se torne de baixo risco à vida, atendendo aos objetivos das Normas. A seguir são apresentados alguns exemplos de aplicação dessa medida.

Exemplo 1 - conjunto comercial com dois pavimentos (térreo + mezaninos, estes com áreas superiores a 1/3 da área do térreo), com aproximadamente 2000 m² de área construída. Nesse caso, haveria necessidade de verificação estrutural. No entanto, se na divisão central do bloco for erigida uma parede corta-fogo com dimensões e caracte-

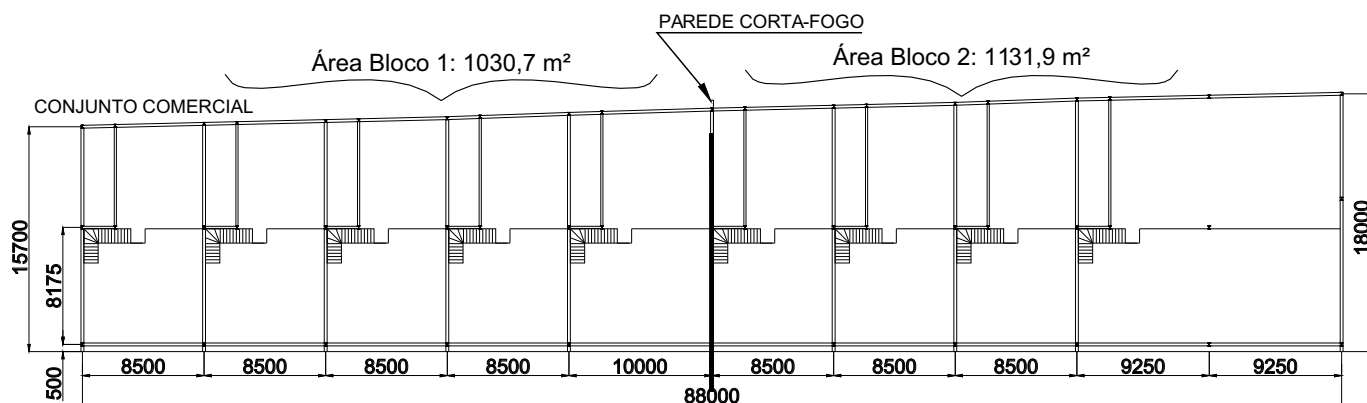


Figura 7.1 - Conjunto comercial

rísticas corretas, caracterizando o isolamento de um bloco para o outro, conforme a NBR 14432, a edificação será isenta. Do ponto de vista de segurança contra incêndio, tratar-se-á de dois blocos compartimentados e isolados com aproximadamente 1000 m² de área construída cada um (figura 7.1). Para condições construtivas, consulte a IT 09/01 (Compartimentação horizontal e compartimentação vertical).

Exemplo 2 - edificação composta de 4 galpões conjugados, cada qual com seu escritório (figura 7.2). Uma vez que a área destinada aos escritórios é inferior a 750 m², pode-se isentar a estrutura destes por meio da construção de parede corta-fogo entre os escritórios e o galpão e por acessos igualmente estanques, ou seja, portas corta-fogo entre os escritórios e os galpões. Essa solução pode ser mais econômica do que a eventual proteção passiva das estruturas dos escritórios.

É importante salientar que as paredes corta-fogo devem ser independentes da estrutura dos galpões, de modo a não comprometer sua integridade em caso de deformação da estrutura metálica.

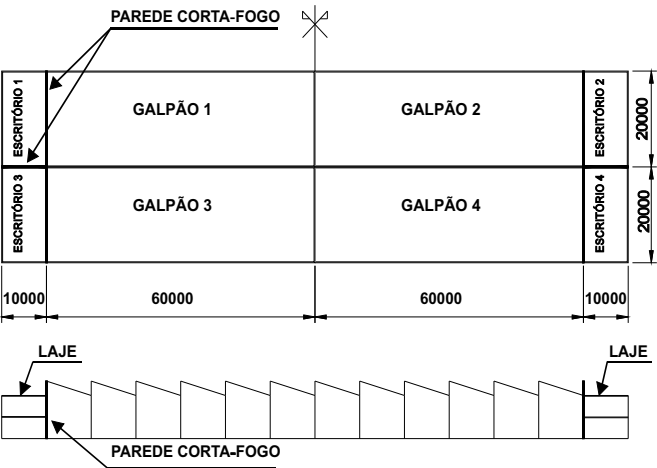
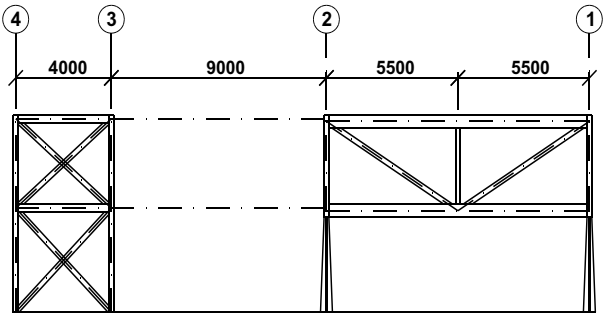
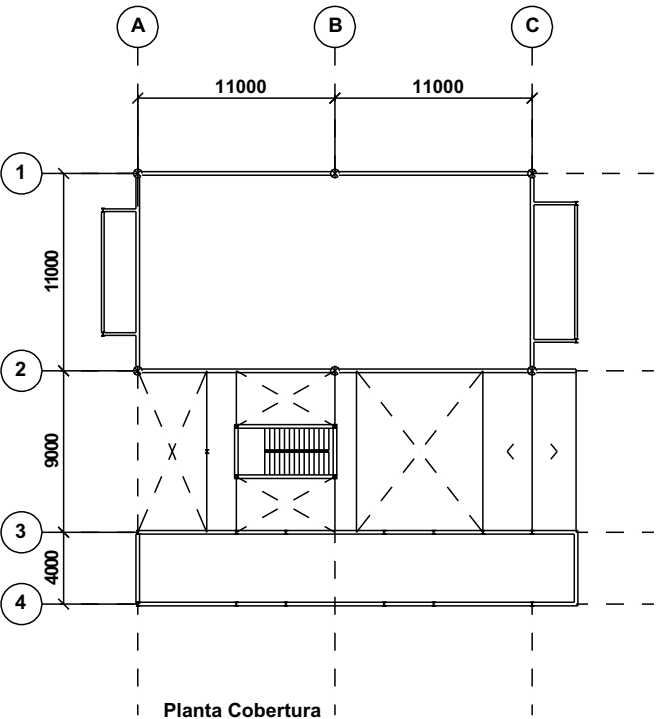


Figura 7.2 - Galpões com escritórios

Exemplo 3 - dois edifícios com 2 pavimentos, cada um com área total inferior a 750 m². Como pode ser observado na figura 7.3, a separação entre os edifícios é superior ao mínimo recomendado pela IT 07/01 do Corpo de Bombeiros de São

Paulo (aproximadamente 6,7 m). Essa separação é considerada suficiente para impedir a propagação de um incêndio entre edifícios. Note-se que a soma das áreas totais é superior a 750 m², porém o que vale, do ponto de vista de segurança contra incêndio, é a área de cada bloco isoladamente, uma vez que não é considerada a área de separação onde estão as escadas, hall, circulação e eventualmente sanitários, que são áreas sem carga de incêndio. Nesse caso, pode-se isentar os dois edifícios, uma vez que ficam caracterizados como de baixo risco.



Elevação Eixo C

Figura 7.3 - Distância entre edifícios

7.2 Edificações em que há necessidade de verificação estrutural em situação de incêndio

Quando não for possível a isenção da edificação da proteção passiva das estruturas, o arquiteto poderá utilizar várias opções que possibilitem unir estética a soluções econômicas.

São apresentados a seguir alguns exemplos de soluções, que conduzem à redução do custo da proteção térmica e até mesmo à sua eliminação.

Exemplo 1 - Utilização de Forro

O uso de forros na composição dos ambientes, de modo a “esconder” o vigeamento, permite a utilização de meios mais econômicos de proteção passiva, tais como argamassas e fibras projetadas. Esse tipo de proteção tem aspecto final rústico. Uma vez livre do alcance, durante o uso comum da edificação, pode-se utilizar materiais com baixa resistência mecânica, o que torna o processo ainda mais econômico. Essa solução pode ser estendida aos pilares, quando forem utilizados materiais de acabamento (chapas metálicas, placas, etc.) que encubram o revestimento térmico (figura 7.4).

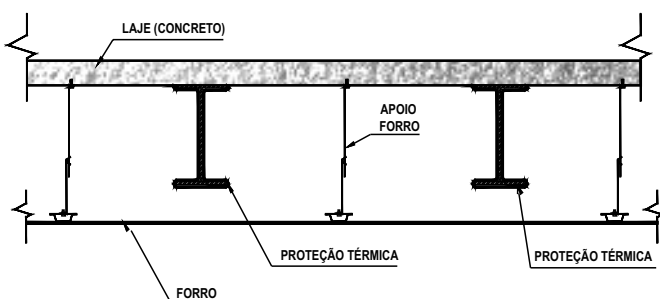


Figura 7.4 - Forro para ocultar vigas revestidas com material de proteção térmica

Exemplo 2 - Utilização de Tirantes nas Fachadas

Em fachadas com alvenaria, janelas e estrutura metálica pode-se empregar tirantes, parcialmente embutidos na alvenaria, para dar sustentação a vigas de grandes vãos. A utilização de tirantes e o dimensionamento adequado das vigas de fachada podem levar à uma solução estrutural

econômica, em situação de incêndio, sem a necessidade da proteção passiva (figura 7.5).

Para o emprego deste recurso, admite-se que a viga, exposta a um incêndio compartimentado, é suportada pelos tirantes e esses, pelas vigas dos pavimentos superiores que não foram atingidos pelo incêndio. Esses tirantes somente serão solicitados em situação de incêndio.

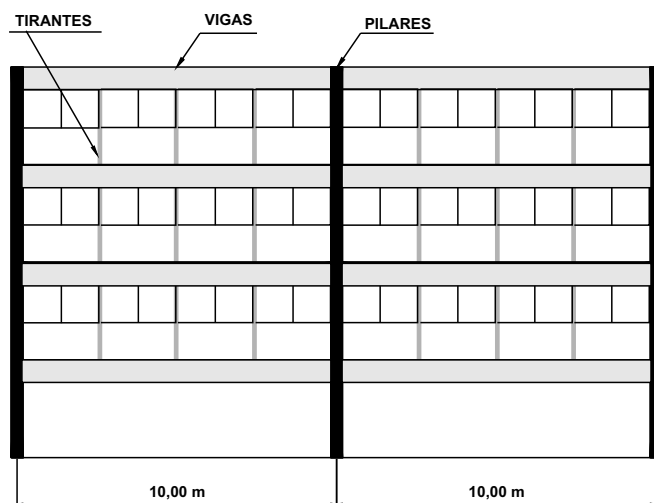
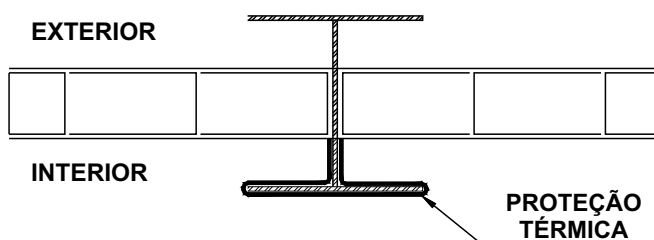


Figura 7.5 - Tirantes nas fachadas

Exemplo 3 - Elementos Integrados

É interessante e de grande valia o estudo da integração das estruturas com a alvenaria, os elementos do forro e outros elementos arquitetônicos. O simples rearranjo da posição relativa entre pilares e alvenaria pode proporcionar economia significativa de proteção passiva. O mesmo vale para vigas de borda, que podem ser dispensadas da aplicação, conforme sua integração aos elementos de fachada, e para vigas internas em geral.

O posicionamento dos pilares em relação à alvenaria deve ser bem estudado. Por exemplo, em paredes de fachada, pode-se ter os seguintes casos, ilustrados pelas figuras 7.6 a 7.8.



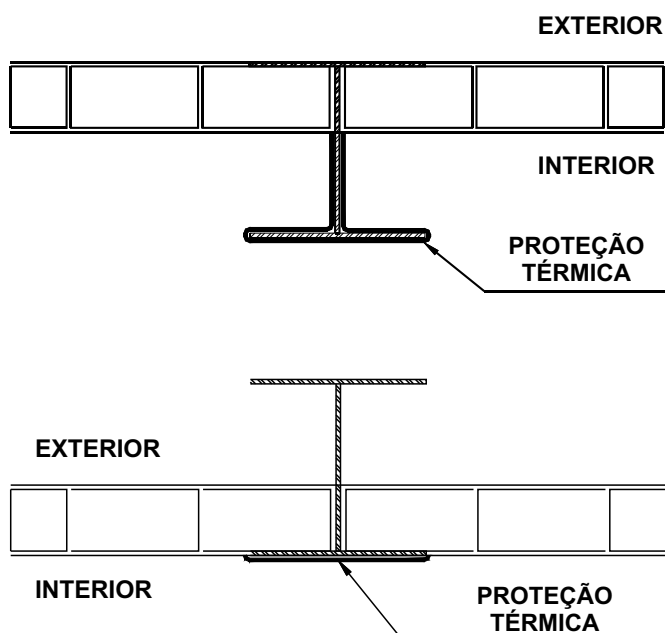


Figura 7.6 - Pilares de fachada - Interface com alvenaria

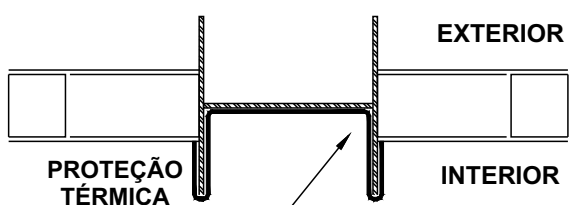
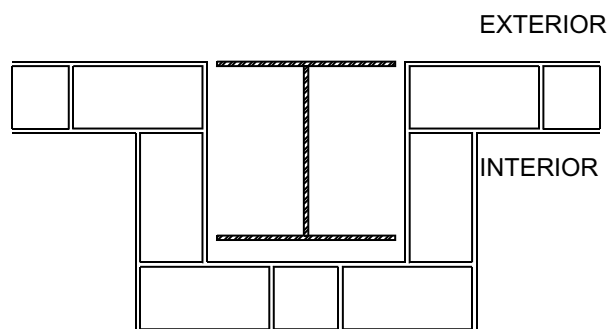
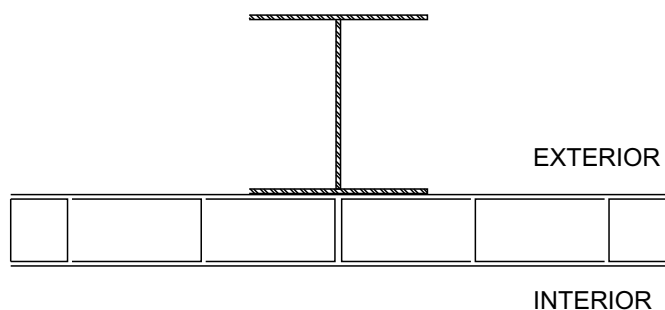


Figura 7.7 - Pilares de fachada - Interface com alvenaria

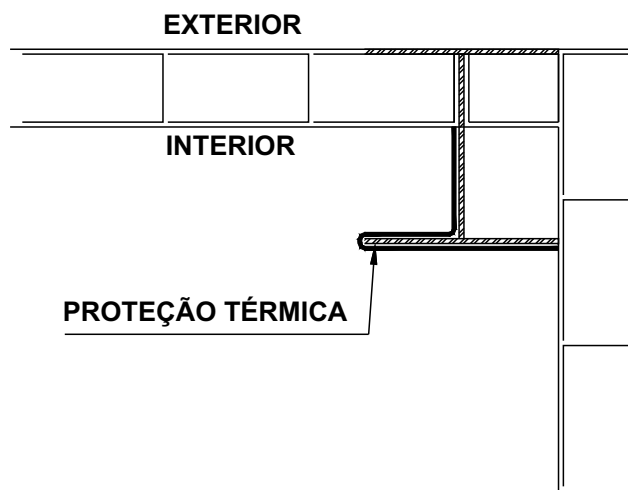
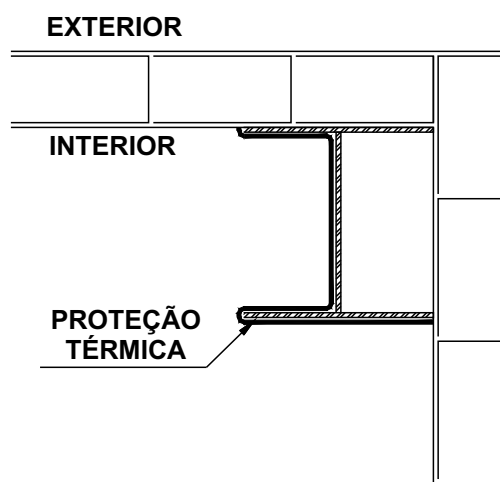
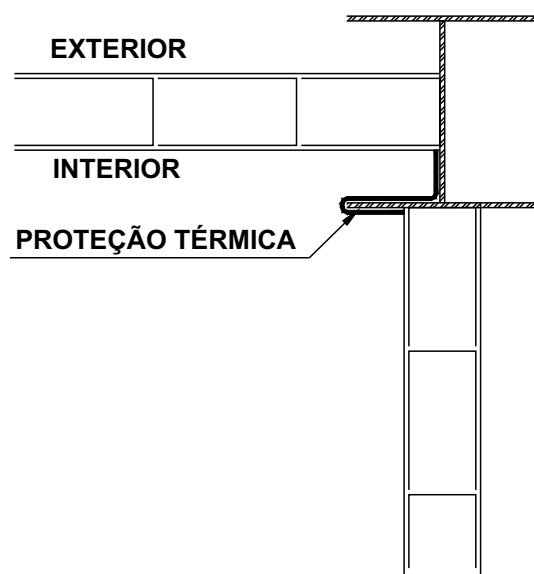


Figura 7.8 - Pilares de canto - Interface com alvenaria

Como se pode observar, dependendo do arranjo escolhido, é possível reduzir e até eliminar a aplicação de proteção térmica nos pilares. Nas figuras 7.6, 7.7 e 7.8, nota-se a redução da área exposta ao fogo, conforme a disposição destes em relação à alvenaria.

Para pilares internos, o mesmo recurso é válido. Embutindo-os na alvenaria, consegue-se uma diminuição da área exposta ao fogo, resultando economia com material de proteção térmica ou até eliminando-o. O ideal é posicionar os pilares, em relação à alvenaria, conforme mostra a figura 7.9.

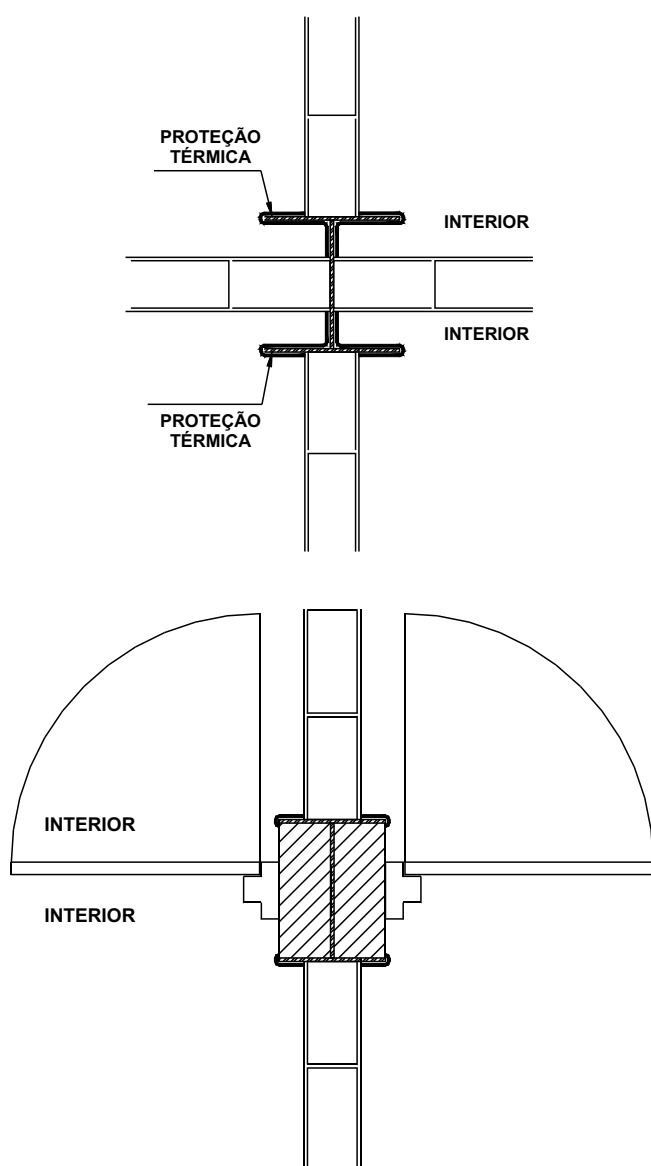


Figura 7.9 - Pilares internos - Interface com alvenaria

O raciocínio anterior pode ser estendido às interfaces entre vigas e alvenaria. As vigas de borda, quando aparentes, podem ser liberadas de revestimento térmico na face externa, se for respeitada uma distância mínima às aberturas verticais situadas abaixo delas. Ao mesmo tempo, com a presença de alvenaria sob as vigas, praticamente elimina-se a necessidade de proteção da face da mesa inferior.

Em vigas internas, deve-se procurar manter o fechamento das alvenarias sob elas, para, no mínimo, eliminar o revestimento térmico na região de contato.

Deve ser ressaltado, que os contatos entre alvenaria e elementos de aço reduzem o fator de massividade do perfil (ver capítulo 5). A economia de material de proteção térmica não se limita à eliminação do revestimento nas superfícies de contato, mas também à eventual redução de espessura no restante do perfil.

Exemplo 4 - Elementos Enclausurados

Como se pode ver na figura 7.10, a solução de pré-moldados para vigas de borda pode tornar-se uma opção esteticamente agradável, além de trazer vantagens econômicas, uma vez que resulta em proteção para as vigas “enclausuradas”. Nesse caso, o volume de material de proteção térmica aplicado diminui. O mesmo recurso pode ser utilizado em pilares de fachada, conforme se observa na figura 7.11.

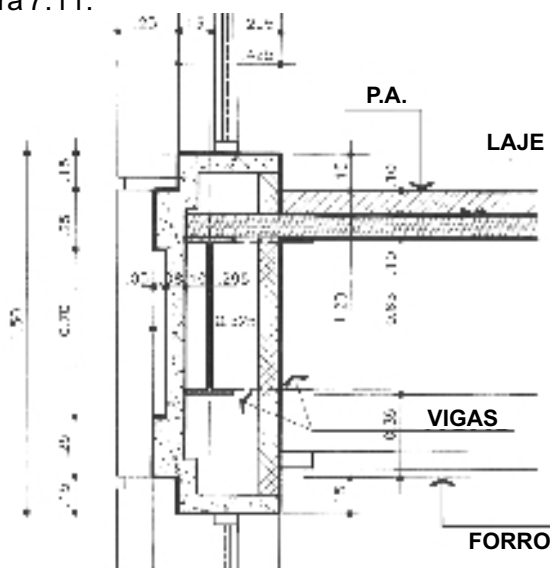


Figura 7.10 - Viga de borda com elemento pré-moldado

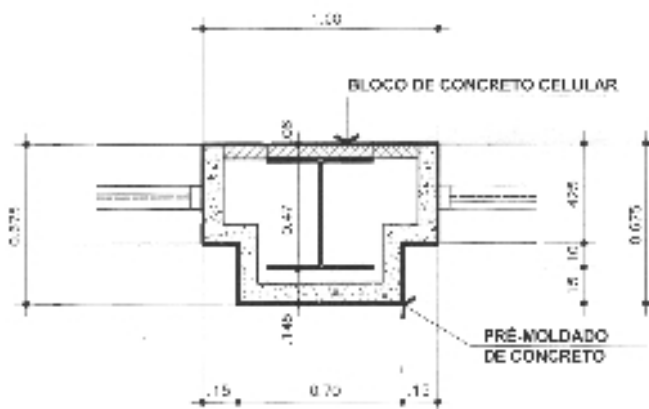


Figura 7.11 - Pilar de fachada com elemento pré-moldado

Exemplo 5 - Escada Enclausurada

As estruturas internas, da clausura das escadas e das ante-câmaras, não precisam receber revestimento térmico. Para realizar sua função de emergência em incêndio, as escadas enclausuradas devem ser vedadas com materiais resistentes ao fogo, ser “estanques” ao calor e ter carga de

incêndio extremamente baixa. Assim, as temperaturas dentro das escadas enclausuradas são relativamente baixas e não causam o colapso ou a deformação dos elementos da estrutura. Os elementos estruturais pertencentes à vedação da escada e situados, em altura que possam irradiar calor aos usuários da escada devem receber proteção térmica adicional, de forma a não causar altas temperaturas no interior da escada.

Exemplo 6 - Elementos Mistos

Conforme o disposto no capítulo 4, a utilização de elementos mistos em estruturas metálicas, além das vantagens obtidas em termos estruturais, com o melhor aproveitamento das propriedades do aço e do concreto, pode proporcionar grande economia na proteção térmica das estruturas.

As vigas isostáticas mistas aço-concreto podem ser consideradas contínuas, em incêndio, se considerarmos e dimensionarmos a armadura da laje, na região do apoio. As vigas mistas contínuas,

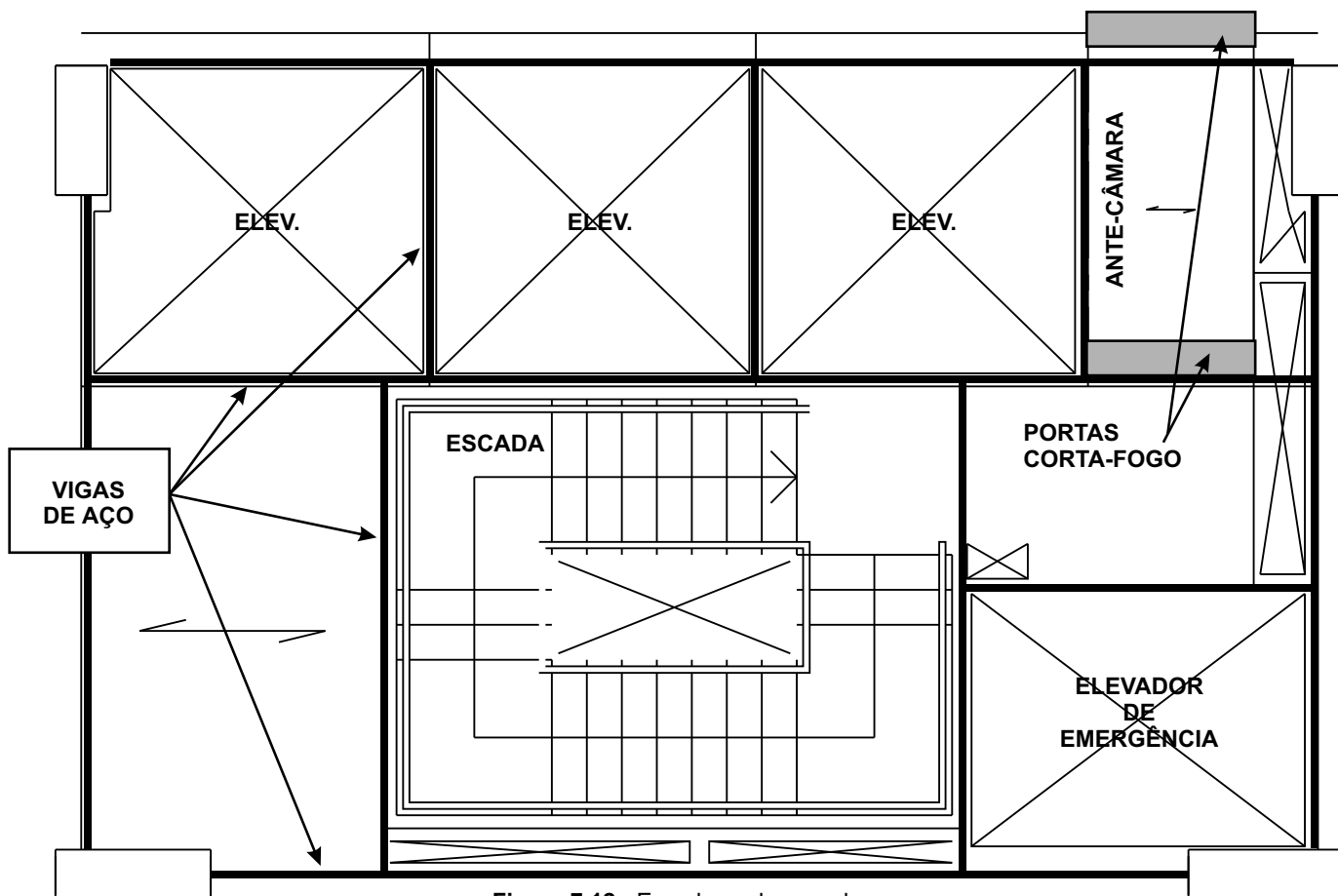


Figura 7.12 - Escada enclausurada

em edifícios com TRRF menor ou igual a 30 minutos, é um exemplo de uso adequado de um sistema estrutural. Esse sistema estrutural pode apresentar suficiente resistência ao fogo, por meio de suas próprias características, sem necessidade de utilização de materiais de proteção térmica.

Exemplo 7 - Estruturas Externas

No item “Elementos Integrados” discorreu-se sobre as vantagens de uma boa concepção da interface estrutura-alvenaria. Como visto, a solução para pilares de fachada externos ao edifício pode ser a mais econômica em relação à aplicação de material de proteção térmica.

Esse conceito pode ser generalizado para todos os elementos da estrutura de fachada, ou seja, dispondo-se os pilares, as vigas de borda e os contraventamentos do lado externo dos elementos de vedação (alvenaria, painéis de fachada, etc.). Essa concepção proporciona grande economia de material de proteção térmica, respeitados os limites para aberturas verticais nas fachadas (capítulo 6).

Exemplo 8 - Alternativas para proteção térmica

Em alguns casos, o uso de materiais diversos para a proteção térmica do mesmo elemento pode mostrar-se vantajosa. Como se pode ver na figura 7.13, a viga está protegida por meio da associação de placas de gesso e de pintura intumescente. Nesse caso, o uso do gesso permite economia substancial com a pintura intumescente.

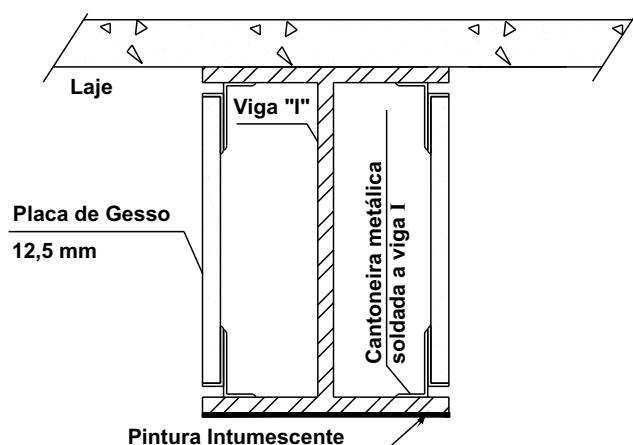


Figura 7.13 - Detalhe de placa gesso com pintura intumescente

A figura 7.14 ilustra uma alternativa para a proteção de vigas de borda, onde se utiliza como fechamento entre a mesa inferior da viga e o painel de fachada, uma tela rígida de metal expandido. Essa tela funciona como substrato para o material de proteção, resultando em menor área da viga exposta ao fogo e, assim, em menor volume de material aplicado. Essa solução também traz vantagens em relação ao procedimento de aplicação, uma vez que pode ser executada mesmo após a colocação dos painéis de concreto.

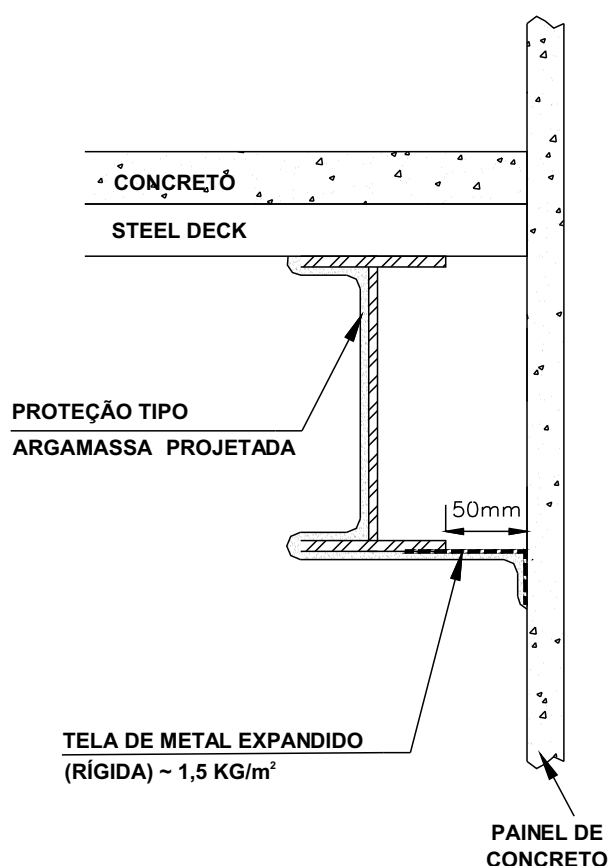


Figura 7.14 - Detalhe de viga de borda - Alternativa

Capítulo 8

Tendências internacionais

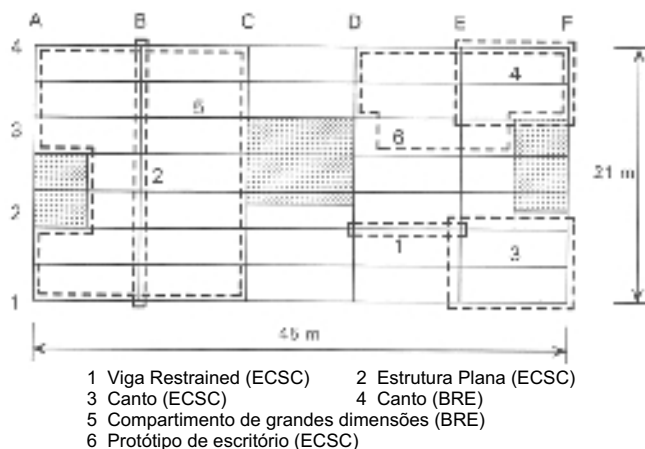
Vários países têm investido, em programas de testes de incêndios reais em edifícios, para conhecer corretamente o comportamento de suas estruturas e propor critérios de cálculo mais racionais e recomendações construtivas.

8.1 Os ensaios de Cardington

Entre janeiro de 1995 e julho de 1996, foi desenvolvido um programa de ensaios de incêndio nos laboratórios Building Research Establishment's Cardington do Reino Unido. Os ensaios foram realizados em um edifício de estrutura metálica de oito pavimentos, projetado e construído conforme um típico edifício de escritórios. O propósito dos ensaios era investigar o comportamento de uma estrutura real sob as condições de um incêndio real e coletar dados que permitissem elaborar programas para análises de estruturas em incêndio.

O edifício ensaiado (ver figura 8.1), com área aproximada de 945 m², por andar, e altura de 33 m, tem contraventamento e carregamento típicos de edifícios encontrados no Reino Unido. As vigas são mistas, biapoiadas, trabalhando solidariamente à laje de concreto com fôrma de aço incorporada. A estrutura foi carregada por meio de sacos de areia, distribuídos sobre o piso de cada pavimento, para simular o carregamento de um escritório típico. Normalmente, um edifício com essas características tem um tempo requerido de resistência ao fogo de 90 minutos.

Nessa pesquisa, houve dois projetos financiados respectivamente pela Corus (British Steel) em associação com a European Coal Steel Community (ECSC) e pelo governo britânico por intermédio do Building Research Establishment (BRE). Outras organizações que colaboraram no programa de pesquisa foram a Universidade Sheffield, o TNO (Países Baixos), o CTICM (da França) e o Steel Construction Institute (SCI). Os ensaios de incêndio ocorreram e foram realizados em vários pavimentos. A localização de cada ensaio é mostrada na figura a seguir.

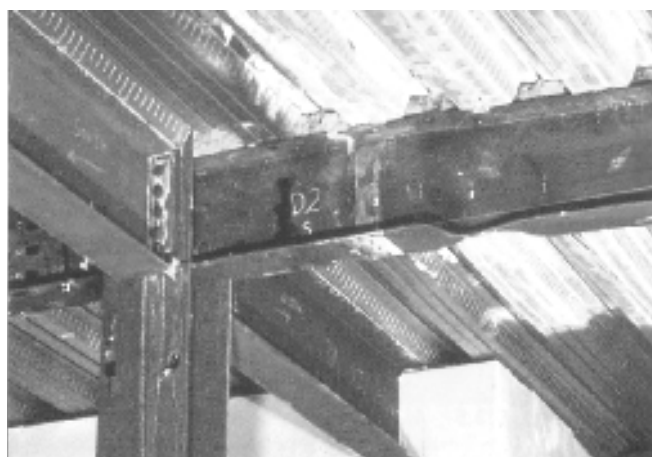


Fonte: SCI Publication, 2000

Figura 8.1 - Planta esquemática do edifício ensaiado

Ensaio 1

Objetivo	Investigar o comportamento da viga restringida com laje de concreto e estudar o efeito da eventual restrição à deformação térmica causada pela estrutura externa ao forno.
Condições do ensaio	A viga foi aquecida entre 3 °C/min e 10 °C/min até cerca de 900 °C dentro do forno de 8 m de comprimento por 3 m de largura.
Resultados	- A máxima temperatura do aço foi 900 °C. - À temperatura de 875 °C na mesa inferior, a flecha da viga foi 232 mm (vão / 39); - Durante o ensaio ocorreu flambagem local nas extremidades da viga, que se localizavam dentro do forno (ver foto 8.2); - No resfriamento, o deslocamento foi 113 mm.
Outras observações	O colapso da viga simplesmente apoiada, que ocorre em ensaio padronizado em vigas isoladas, não ocorreu para a estrutura ensaiada, apesar da viga alcançar 900 °C. Isso é uma indicação de que os resultados do ensaio de incêndio-padrão são muito conservadores, se comparados ao desempenho de uma estrutura real em incêndio.



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.2 - Flambagem local na extremidade da viga

Ensaio 2

Objetivo	• Estudo de uma estrutura plana, consistindo de quatro pilares e três vigas primárias atravessando a largura do edifício.
Condições do ensaio	• As vigas principais e secundárias e a fôrma de aço das lajes não receberam proteção térmica. • Os pilares foram protegidos termicamente até a altura em que se poderia instalar um forro suspenso. Dessa forma, um trecho de 800 mm no topo dos pilares ficou sem proteção, incorporando as conexões, também sem proteção. • Foram aquecidas as vigas principais e 1,0 m do comprimento das vigas secundárias, em ambos os lados das principais.
Resultados	• A flecha no meio da viga de 9 m de vão aumentou rapidamente entre 110 minutos e 125 minutos devido à deformação dos pilares. As regiões expostas dos pilares internos sofreram "esmagamento". A temperatura da parte exposta do pilar era aproximadamente 670 °C quando o esmagamento começou. • O esmagamento do pilar resultou num abaixamento de 180 mm em todos os pisos sobre o compartimento incendiado. Para impedir essa deformação, os pilares no último ensaio foram protegidos termicamente em sua altura total.
Outras observações	• Houve ruptura de muitos parafusos da conexão, entre chapa de ligação e vigas principais (ver foto 8.3), devido à retração térmica da viga durante o resfriamento. O rompimento dos parafusos aliviavam as altas forças de tração induzidas pela retração.



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.3 - Ruptura de parafusos da conexão entre chapa de ligação e viga

Ensaio 3

Objetivo	• Investigar o desempenho tridimensional do sistema estrutural e, em particular, o comportamento de membrana da laje, provendo caminhos alternativos para os esforços após a redução da capacidade resistente das vigas.
Condições do ensaio	• Um compartimento de 10 m de comprimento x 7,6 m de largura foi construído em um canto do primeiro pavimento do edifício, utilizando blocos de concreto. • As paredes do compartimento foram desvinculadas da estrutura que não suportariam cargas. • Todos os pilares, conexões e vigas de borda foram protegidos termicamente. • A carga de incêndio utilizada foi de 855 MJ/m² (45 kg/m² em madeira equivalente), de toras de madeira.
Resultados	• A máxima temperatura do ar no compartimento foi de 1071 °C. • A máxima temperatura do aço foi de 1014 °C, na viga interna. • O máximo deslocamento vertical (428 mm, menor que vão/20) ocorreu no vão da viga secundária, que atingiu temperatura de 954 °C. • No resfriamento a flecha foi de 296 mm.
Outras observações	• A estrutura comportou-se extremamente bem, sem riscos de desabamento (ver foto 8.4). • A flambagem ocorreu nas proximidades de algumas conexões entre vigas e pilares. Mas, ao contrário do Ensaio 2, os parafusos nas conexões não sofreram rompimento. Isso pode indicar que as altas forças de tração não se desenvolveram ou que a conexão teve ductilidade adequada para resistir às tensões térmicas.



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.4 - Estrutura após o ensaio

Ensaio 4

Objetivo	Este ensaio foi realizado no segundo pavimento, em um canto com área de 54 m².
Condições do ensaio	- O limite interno do compartimento foi construído usando divisórias leves de aço com placas de 120 minutos de resistência ao fogo. O compartimento foi completamente enclausurado com todas as portas e janelas fechadas. - Os pilares foram protegidos termicamente até a face inferior da laje de concreto, incluindo as conexões. Mas, ao contrário do Ensaio 3, a viga de borda ficou sem proteção térmica. - Carga de incêndio de 760 MJ/m² (40 kg/m² de madeira equivalente), com toras de madeira.
Resultados	- A temperatura máxima do aço, de 903 °C, foi registrada aos 114 minutos, no centro da mesa inferior da viga secundária. A viga de borda sem proteção térmica atingiu 680 °C, com uma flecha de 52 mm, registrada após 114 minutos. - A máxima temperatura do ar no centro do compartimento foi 1051 °C após 102 minutos. - A flecha da laje de concreto atingiu 269 mm e ocorreu no centro do compartimento após 130 min, regredindo para 160 mm após o incêndio. - Não ocorreu flambagem local em nenhuma das vigas. As conexões não mostraram sinais das altas forças de tração, vistas no resfriamento em outros ensaios.

Ensaio 5

Objetivo	Este ensaio visava o estudo do comportamento da estrutura em um compartimento de grandes dimensões (340 m²).
Condições do ensaio	- O compartimento foi construído com paredes leves de placas de gesso resistentes ao fogo, atravessando toda a largura do edifício. - Vidros duplos foram instalados em dois lados do edifício, mas um terço dos vidros de ambos os lados foi deixado aberto. - Todas as vigas de aço, incluindo as vigas de borda, não receberam proteção térmica. - Os pilares internos e externos foram protegidos termicamente, incluindo as conexões. - A carga de incêndio de 760MJ/m² (40 kg/m² de madeira equivalente) com toras de madeira, distribuídas uniformemente sobre a área.
Resultados	- As máximas temperaturas do ar e do aço foram 746 °C e 691 °C, respectivamente. A estrutura, ao final do incêndio é mostrada na foto 8.5. - O máximo deslocamento vertical da laje de concreto foi de 557 mm, regredindo para 481 mm, quando a estrutura esfriou. - Uma flambagem local ocorreu nas proximidades das conexões entre vigas. No resfriamento, algumas chapas de extremidade das conexões fissuraram em um dos lados.
Outras observações	Em uma conexão a alma da viga se destacou da chapa, perdendo capacidade resistente à força cortante, causando grandes fendas na laje de concreto sobre ela, mas não ocorreu colapso. O rompimento da viga gerou um carregamento adicional da laje de concreto.



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.5 - Estrutura deformada durante o incêndio

Ensaio 6

Objetivo	• O objetivo deste ensaio foi demonstrar o comportamento estrutural em um cenário de incêndio real em escritório.
Condições do ensaio	• Um compartimento de 18 m de comprimento e 10 m de largura com uma área de laje de 135 m², foi construído com blocos de concreto (ver foto 8.6). • As condições do ensaio foram fixadas para obter incêndio severo pela incorporação de peças de madeira e plástico, com carga de incêndio de 874 MJ/m² (46 kg/m² de madeira equivalente, menos de 5% dos escritórios excedem este nível) e pela restrição da área de janelas para o mínimo permitido pela regulamentação dos edifícios de escritório. • A área total de janelas foi 25,6 m² e a parte central de cada janela, totalizando 11,3 m², foi deixada sem vidro para criar a condição mais desfavorável de ventilação no início do ensaio. • Dentro do compartimento, os pilares e as conexões entre vigas e pilares foram protegidas termicamente. As vigas principais e secundárias, incluindo todas as conexões entre vigas, permaneceram totalmente expostas. • A carga de incêndio foi conseguida com 69% de madeira, 20% de plástico e 11% de papel.
Resultados	• A máxima temperatura do ar foi 1213 °C e a média foi de aproximadamente 900 °C. • A máxima temperatura do aço sem proteção foi 1150 °C. O máximo deslocamento vertical foi de 640 mm, regredindo para 540 mm no resfriamento. • A temperatura máxima nas vigas de borda, sobre as janelas, foi de 813 °C. • Em direção ao fundo do compartimento, a laje de concreto deformou-se e apoiou-se na parede de blocos de concreto. A estrutura não mostrou sinais de risco de desabamento.
Outras observações	• Uma vista externa no momento do pico do incêndio é mostrada na foto 8.7. A figura 8.8 mostra o topo de um dos pilares aquecidos. Durante o ensaio, o piso de concreto fissurou em torno de um dos pilares aquecidos (ver foto 8.9).



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.6 - Escritório antes do ensaio



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.7 - Vista externa do incêndio



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.8 - Topo de um dos pilares aquecidos



Fonte: SCI Publication, 2000

Foto 8.9 - Piso de concreto fissurado em torno de um dos pilares aquecidos

Em todos os ensaios, a estrutura se comportou muito bem e a sua estabilidade foi mantida.

O desempenho tridimensional da estrutura do edifício, em situação de incêndio é claramente muito diferente do comportamento de um elemento estrutural, isolado, sem proteção térmica, sujeito ao incêndio- padrão. Isso evidencia haver interações e mudanças nos mecanismos de caminhamento dos esforços e no comportamento das estruturas reais, o que está muito além do escopo do ensaio padronizado de incêndio, para reprodução ou avaliação de tais efeitos.

Os ensaios de Cardington demonstraram que estruturas modernas de aço, atuando de maneira composta com as lajes de concreto, adquirem uma integração que gera uma resistência ao fogo maior do que o normalmente considerado.

8.2 Ensaio de incêndio na Austrália

A Broken Hill Proprietary - BHP, maior siderúrgica da Austrália, vem pesquisando e relatando soluções de engenharia de incêndio para edifícios em estrutura de aço há muitos anos. Numerosos ensaios de incêndio natural foram realizados em instalações especialmente construídas em laboratórios de Melbourne, representando garagens e escritórios. O ensaio de escritórios, descrito a seguir, visou reproduzir projetos que foram executados na maior parte dos edifícios do centro comercial de Melbourne.

Um edifício de 41 pavimentos na Rua William no centro de Melbourne - Austrália, construído em 1971, possuía geometria quadrada com um núcleo central e provido com um sistema de chuveiros automáticos de risco leve. A estrutura ao redor do núcleo central e os pilares de aço periféricos foram protegidos por concreto. As vigas e a superfície do "steel deck" foram protegidas com material à base de asbesto. Durante a reforma, em 1990, foi tomada a decisão de remover o material de proteção térmica, para eliminar os riscos causados pelo asbesto.

A estrutura da laje foi projetada para resistir a grandes solicitações, ou seja, havia uma reserva de resistência, benéfica para o bom comportamento da estrutura no incêndio.

Por ocasião da reforma, o tempo requerido de resistência ao fogo era de 120 minutos. Normalmente, isso implicaria na aplicação de material de proteção térmica nas vigas de aço e na superfície de lajes (o Código de Edificação da Austrália foi posteriormente revisado e agora permite que as lajes fiquem sem proteção para um tempo de resistência ao fogo de 120 minutos).

Uma série de ensaios de incêndio foi realizada para se obter dados para avaliação do risco. Os ensaios foram desenvolvidos para estudar assuntos tais como: a provável natureza do incêndio, o desempenho do sistema de chuveiros automáticos existente, o comportamento das lajes mistas e das vigas casteladas sem proteção térmica submetidas ao incêndio real e a provável geração de fumaça e produtos tóxicos.

Os ensaios foram executados no edifício-protótipo construído nos laboratórios de Melbourne da BHP Research conforme mostra a figura 8.10. Foi simulado um pavimento típico com 12 m x 12 m e mobiliado para se assemelhar a um ambiente de escritório, tendo outro pequeno escritório adjacente de 4 m x 4 m no perímetro. O escritório foi vedado com placas de gesso, janelas e uma porta. As sobrecargas de projeto foram simuladas com a utilização de tanques de água.

Quatro ensaios de incêndio foram realizados. Os dois primeiros preocuparam-se em testar o desempenho dos sistemas de chuveiros automáticos de risco leve. No ensaio 1, um incêndio foi iniciado no escritório pequeno e os chuveiros foram automaticamente acionados. O escritório tinha uma carga de incêndio de 988 MJ/m^2 (52 kg/m^2 de madeira equivalente). A temperatura do ar atingiu 60°C antes dos chuveiros automáticos controlarem e extinguirem o incêndio. No ensaio 2, um incêndio foi iniciado em área fechada situada entre quatro chuveiros automáticos. Esta área tinha uma carga de incêndio de 1017 MJ/m^2 ($53,5 \text{ kg/m}^2$ de madeira equivalente). A temperatura do ar atingiu 118°C antes dos chuveiros automáticos controlarem e extinguirem o incêndio. Ficou demonstrado que o sistema de chuveiros automáticos de risco leve era adequado.

No ensaio 4, a viga de aço ficou sem proteção térmica e o incêndio foi iniciado no pequeno escritório. A temperatura máxima do ar registrada foi 1228 °C, com uma temperatura máxima na viga de aço de 632 °C sobre o forro. A viga de aço e a laje foram parcialmente protegidas pelo forro que não foi totalmente danificado. A flecha no centro da viga castelada foi 120 mm e a maior deformação foi registrada no resfriamento da estrutura até a temperatura ambiente.

Três pilares, sem carregamento, foram posicionados no compartimento incendiado para avaliar o efeito de proteção contra radiação simples. Um pilar foi protegido com folhas de aço galvanizado, outro com folhas de alumínio e um ficou sem proteção para servir de referência. A temperatura máxima registrada nos pilares foi 580 °C, 427 °C e 1064°C, respectivamente, indicando que um anteparo contra a radiação pode garantir proteção suficiente para elementos de aço em condições de baixa carga de incêndio.

As vigas, sem proteção térmica, alcançaram a máxima temperatura de 632 °C aos 112 minutos. A máxima temperatura média ao longo da seção da viga foi 535 °C. A temperatura nas vigas de aço foi afetada pelo forro, que permaneceu intacto durante o ensaio.

A avaliação dos riscos foi conduzida por modelos matemáticos dos eventos que poderiam seguir à ocorrência de incêndio no edifício, utilizando-se o simulador Monte Carlo para avaliação do risco à vida.

Os resultados dessa análise numérica mostraram que o risco à vida, em todos cenários do edifício, foi baixo, e que o edifício restaurado seria tão seguro quanto o edifício existente ou como qualquer edifício que satisfizesse regulamentação.

Concluiu-se desses ensaios, que a extinção do incêndio pelo sistema de chuveiros automáticos de risco leve foi adequada e que a proteção térmica de vigas de aço ou superfície de lajes mistas não foi necessária. Nenhum dos incêndios no edifício da Rua William mostrou deformações excessivas das lajes ou das vigas.



Fonte: BHP Research - BHPR/Eng/R/92/043/SG2C, fev 1992

Foto 8.10 - Edifício protótipo - ensaios no laboratório BHP.

O maior edifício de escritórios do centro da cidade, que foi submetido a investigações técnicas, era da própria companhia de seguros da Austrália, que iniciou e financiou o programa de ensaios.

Tendo em vista os resultados obtidos nas análises experimental e numérica, as autoridades competentes aprovaram a utilização de vigas e lajes sem proteção térmica e o sistema leve de chuveiros automáticos.

Os ensaios da Austrália e a avaliação de riscos associados permitiram concluir que, em edifícios altos de escritórios, que contam com sistema de chuveiros automáticos com nível suficiente de confiabilidade, o uso de vigas sem proteção térmica oferece adequada segurança à vida, similar a edifícios que atendem às exigências do Código de Construção da Austrália para proteção passiva. Entre 1999 e 2000, seis edifícios entre 12 e 41 pavimentos foram aprovados na Austrália.

8.3 Garagens

Ensaio de incêndios reais em garagens abertas têm sido realizados em diversas partes do mundo, mostrando que, se projetadas adequadamente, são muito seguras em situação de incêndio. Os resultados desses ensaios (tabela 8.1) têm levado a regulamentações mais realísticas e o uso de estrutura de aço, sem proteção em garagens abertas, tem aumentado em muitos países.

Países	Máximas temperaturas do aço	
	Viga	Pilar
U.K.	275 °C	360 °C
Japão	245 °C	242 °C
E.U.A.	226 °C	-
Austrália	340 °C	320 °C

Fonte: International Iron and Steel Institute, 1993

Tabela 8.1 - Temperaturas em vigas e pilares de aço

O comportamento ao fogo, a liberação do calor e o aquecimento da estrutura são bastante diferentes em garagens fechadas e garagens abertas. Em garagens abertas, uma grande quantidade de calor é liberada através das aberturas.

- Dois ensaios executados na Austrália pelo BHP Melbourne Research Laboratories, avaliaram o comportamento da garagem aberta em incêndio, usando estrutura de aço sem proteção térmica. Os ensaios foram projetados para simular as situações mais severas que podem ser encontradas no desenvolvimento de um incêndio em uma garagem. A estrutura da garagem foi construída em elementos de aço com seções mais esbeltas, que provavelmente possam ser utilizadas em tais estruturas. Em ambos os ensaios, carros com tanque de aço com gasolina, tanque de plástico com gasolina e tanque GLP foram testados (figura 8.11). Os ensaios mostraram que incêndios em carros nunca se alastram para veículos adjacentes e que em garagens abertas com estrutura de aço sem proteção

térmica, a estrutura não entrará em colapso, pois a temperatura do aço nunca excedeu 340 °C.

- O Technical Research Center of Finland (VTT) realizou, recentemente, três ensaios em carros para determinar a liberação do calor total, a liberação do calor média, o fluxo de radiação, o CO e CO₂ produzidos e a temperatura dentro do carro e dos gases quentes sobre o carro em chamas.

Os dados registrados durante estes ensaios permitem a determinação de uma curva típica RHR - Rate of Heat Release. Taxa de liberação de calor (figura 8.12) permitindo os cálculos das temperaturas ao redor do carro em chamas e na estrutura.

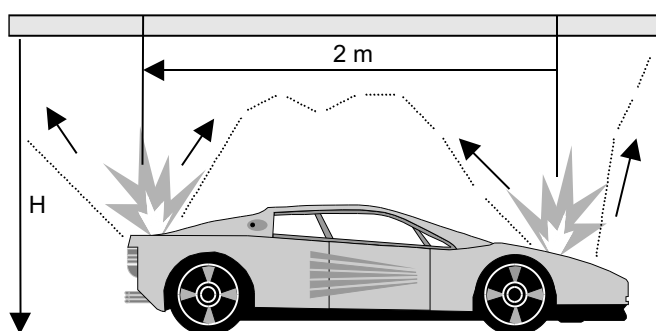
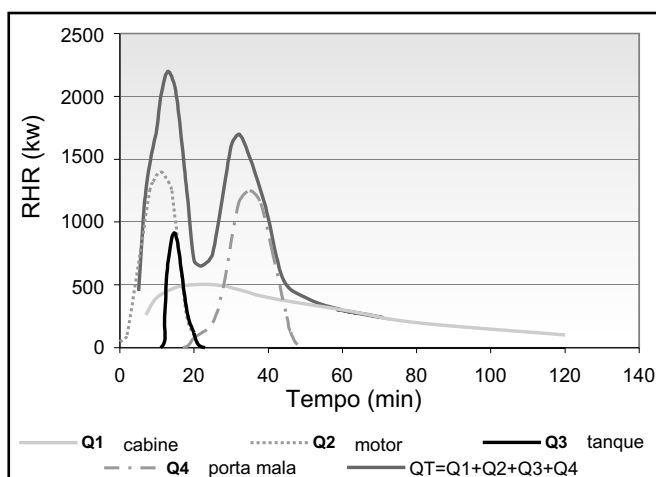


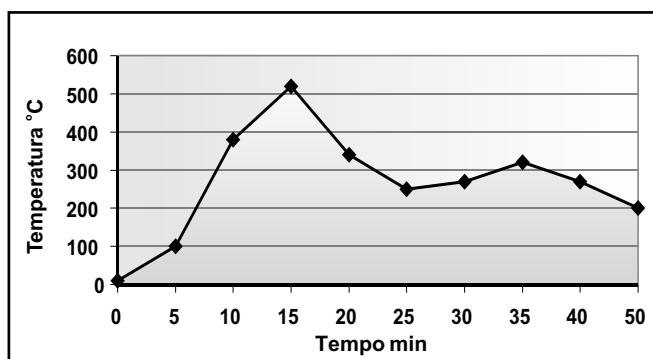
Figura 8.11 - Dimensões do carro e do pé direito



Fonte: International Iron and Steel Institute, 1993

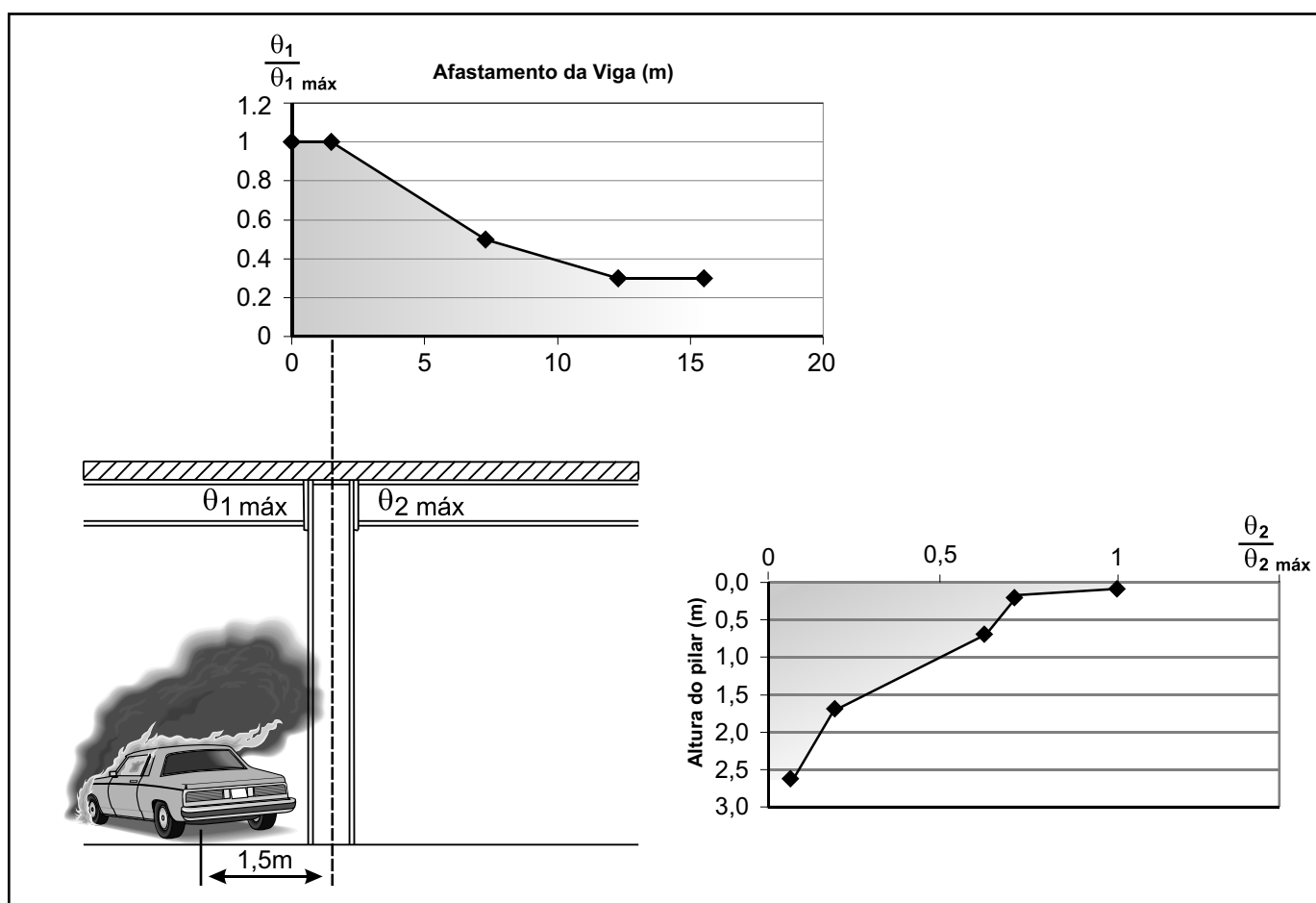
Figura 8.12 - Curvas de liberação de calor

As figuras 8.13 e 8.14 mostram os resultados dos cálculos das temperaturas máximas dos gases, que foram similares às medidas durante os ensaios. Essa análise, tendo por base a fluído-dinâmica e a termo-mecânica, estabelece que, para as garagens abertas, se a estrutura de aço, sem proteção térmica, for bem projetada à temperatura ambiente não entrará em colapso, no caso de incêndio em um carro.



Fonte: International Iron and Steel Institute, 1993

Figura 8.13 - Máxima temperatura do ar em função do tempo



Fonte: International Iron and Steel Institute, 1993

Figura 8.14 - Temperaturas em função do afastamento

Durante os ensaios australianos, a estrutura de aço não correu risco em nenhum momento. O exame de pesquisadores dos Estados Unidos e do Canadá concluíram, em 1972, que em incêndios reais ocorridos em garagens: "Não há registro de uma única perda de vida ou ferimento em incêndio. Os danos ao edifício devido às estruturas de garagens abertas não podem ser considerados significativos".

A fim de elaborar medidas realísticas e uniformes, os resultados dos ensaios acima mencionados e outros estudos foram utilizados pela ECCS-TC3 para a publicação de recomendações para o projeto de garagens abertas, usando estruturas de aço sem proteção e incorporadas na NBR 14432.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "*Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio*". Procedimento. NBR 14323. Rio de Janeiro. 1999.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "*Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo*". NBR 5628. Rio de Janeiro. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "*Ações e segurança nas estruturas. Procedimento*". NBR 8681. Rio de Janeiro. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "*Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Procedimento*". NBR 8800. Rio de Janeiro. 1986.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE "*FireSafe Structural Steel - A Design Guide*". Washington. 1979.

ASTM Designation: E119-88 "*Standard Test Methods for Fire Testes of Building Construction and Materials*". Vol.04.06. EUA. 1988.

BAILEY, C. G.; MOORE, D. B. "*The Structural Behaviour of Steel Frames with Composite Floorslabs Subjecto Fire: Part1: Theory*". Building Research Establishment. Volume 78 / No11. Junho 2000.

BOUILLETTE, J. P. "*Exemples de Mode D'Emploi des Notes Techniques Relatives aux Matériaux de Protection (Application des Note Techniques du CTICM)*". OTUA Sécurité Incendie. Paris. 1980.

BRITISH STEEL "*Fire Resistance of Steel Framed Buildings*". Sections, Plates & Commercial Steels. Redcar. 1998.

BRITISH STEEL "*Slim Floor Construction*". Sections, Plates & Commercial Steels. Cleveland. 1995.

BUILDING WITH STEEL "*Fire Protection*". Volume 9 No 2. Inglaterra. Dezembro 1982.

BUCHANAN, Andy H. "*Structural Design for Fire Safety*". Wiley. Great Britain. 2001.

BURGESS, IAN; PLANK, ROGER "*Steel Frame Analysis in Fire*" University of Sheffield. Sheffield (Inglaterra). 1999.

COSTA, C. N. "*Estruturas de concreto armado em situação de incêndio*". Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica (PEF). São Paulo. 2002.

DECRETO ESTADUAL No. 46.076. São Paulo. 31 de agosto de 2001.

DOTREPPE, J.C., "*Fire Resistance of Steel Structures*". Université de Liège. Liege. 1996.

DRYSDALE D. "*An introduction to fire dynamics*". Wiley. Great Britain. 2000.

ENGINEERING NEWS RECORD "*Performing with 'Steely' Reserve*". p.33. EUA. Outubro 1997.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK; "*Fire Safe Steel Structures International Seminar*". Technical Note. Luxemburgo. Setembro 1994

EUROPEAN COMMITTEE FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK *"Model Code on Fire Engineering"*. Brussels. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *"Design of steel structures"*. Structural fire design (Part 1.2). Eurocode 3 - ENV 1993-1-2. Brussels. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *"Design of composite steel and concrete structures"*. Structural fire design (Part 1.2). Eurocode 4 - ENV 1994-1-2. Brussels. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *"Basis of design and actions on structures Actions on structures exposed to fire (Part 2.2)"*. Eurocode 1 - ENV 1991-2-2 Brussels. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *"Design of concrete structures"*. General rules structural fire design (Part 1.2). ENV 1992-1.2. BSI. London. 2001.

FAKURY, R. H.; SILVA, V. P.; MARTINS, M. M. *"Temperatura crítica de elementos estruturais de aço em situação de incêndio"*. In Anais (CD) do *"Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural"*. Punta del Este. 2000.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO *"Separação entre Edificações"*. IT07. São Paulo. 2001.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO *"Segurança Estrutural nas Edificações - Resistência ao fogo dos elementos de construção"*. IT08. São Paulo. 2001.

INSTRUÇÃO TÉCNICA DO CORPO DE BOMBEIROS DE SÃO PAULO *"Controle de Materiais de Acabamento e Revestimento"*. IT10. São Paulo. 2001.

INTERNACIONAL IRON AND STEEL INSTITUTE *"Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art"*. Brussels. 1993.

IOANNIDES, SOCRATES A.; METHA, SANDEEP *"Restrained Versus Unrestrained Fire Ratings for Steel Structures A Practical Approach"*. Structural Affiliates International. Nashville. 1999.

LAW, MARGARET *"Fire Safety of External Building Elements - The Design Approach"*. Engineering Journal. American Institute of Steel Construction. p 59. London. Second quarter/1978.

PLANK, ROGER *"Fire Engineering of Steel Structures"*. University of Sheffield. Inglaterra. 1996.

PURKISS, J.A. *"Fire safety engineering design of structures"*. Butterworth Heinemann. Great Britain. 1996.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MATA, L.A.C. *"Elementos das Estruturas Mistas de Aço Concreto"*. Editora O Lutador. Belo Horizonte, 2001.

ROBINSON, JEF; NEWMAN, GERALD *"Cardington Fire Tests: First Results"*. New Steel Construction". p. 23-27. Inglaterra. Junho 1997.

ROBINSON, JEF *"Test of Fire"*. Contract Journal Steel Structures Supplement. p. 14. Inglaterra. Maio 1997.

ROBINSON, JEF *"Engineering for fire"*. p. 24-25. Fire Prevention No. 301. Julho/Agosto 1997.

ROBINSON, JEF *"Engineering for fire - Implications of Cardington Steel Test Programme"*. p. 27. Fire. Março 1998.

SCHLEICH, J. B. *"Global Fire Safety Concept for Buildings"*. ARBED. Luxemburgo. 1996.

SHEET CODE ISF/M08 *"Steelwork in Fire Information Sheet"*. Janeiro 1991.

SILVA, V. P. *"Estruturas de aço em Situação de Incêndio"*. 256p. Zigurate Editora. São Paulo. 2001.

SILVA, V. P. *"Estruturas de aço em situação de incêndio"*. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica (PEF). São Paulo. 1997.

SILVA, V. P. *"Ação térmica nas estruturas - Determinação da temperatura nos elementos estruturais de aço sem proteção térmica, em situação de incêndio"*. Boletim Técnico BT/PEF/EPUSP/9913. p. 01-15. Escola Politécnica. São Paulo. 1999.

SILVA, V. P.; FAKURY, R. H. *"New Brazilian standards of fire steel design"*. In: Anais do 3rd International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Methods. Society of Fire Protection Engineers. p.287-294. Lund (Suécia). 2000.

SILVA, V. P.; FAKURY, R. H.; *"Brazilian Standards for steel structures fire design"*. Fire Safety Journal, vol 37/2. p. 217-227. Elsevier. Great Britain. 2002.

SILVA, V. P. *"Estruturas de aço em situação de incêndio. Determinação da temperatura nos elementos estruturais de aço com proteção térmica. Uma proposta de revisão da NBR 14323:1999"*. In anais (CD) das XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. 2002.

STEEL PROMOTION COMMITTEE OF EUROFER *"Steel and Fire Safety - A Global Approach"*. Brussels. 1990.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI) *"Fire Safe design: A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings"*. SCI Publication p. 288. Berkshire.2000.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI) *"Structural Fire Safety: A Handbook for Architects and Engineers"*. SCI Publication 197. Berkshire.1999.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI) *"The Fire Resistance of Composite Floors with Steel Decking"*. SCI Publication 056. Berkshire.1991.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI); FIRE TEST STUDY GROUP (FTSG); ASSOCIATION OF STRUCTURAL FIRE PROTECTION CONTRACTORS AND MANUFACTURERS LIMITED (ASFPCM). *"Fire Protection for Structural Steel in Buildings"*. 1980.

STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI) *"Design of Steel Framed Building without Applied Fire Protection"*. SCI Publication 186. Berkshire.1999.

THOMAS, IAN R.; BENNETTS, IAN D.; DAYAWANSA, PEDURU; PROE, DAVID J.; LEWINS, ROBERT R. *"Fire Tests of the 140 William Street Office Building"*. BHP Research Melbourne Laboratories Rep. No. BHPR/ENG/R/92/043/SG2C. Fevereiro 1992.



Av. Rio Branco, 108 - 29º andar

Rio de Janeiro - RJ

Telefone: (21) 3445-6300

E-mail: cbca@acobrasil.org.br

www.cbca-acobrasil.org.br

Gestor:



ISBN 85-89819-02-7



9 788589 819022