



Rem: Revista Escola de Minas

ISSN: 0370-4467

editor@rem.com.br

Escola de Minas

Brasil

Landesmann, Alexandre; Lemos Mouço, Daniel

Análise estrutural de um edifício de aço sob condições de incêndio

Rem: Revista Escola de Minas, vol. 60, núm. 2, abril-junio, 2007, pp. 285-294

Escola de Minas

Ouro Preto, Brasil

Disponível em: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=56416460011>

- Como citar este artigo
- Número completo
- Mais artigos
- Home da revista no Redalyc

# Engenharia Civil: Estrutura em Aço

## Análise estrutural de um edifício de aço sob condições de incêndio

(Structural analysis of a steel building under fire conditions)

Alexandre Landesmann

Engº Civil, Professor Adjunto, Departamento de Estruturas  
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio de Janeiro  
E-mail: alandes@coc.ufrj.br

Daniel Lemos Mouço

Engº Civil, Aluno de M.Sc., Programa de Engenharia Civil – COPPE/PEC  
Universidade Federal do Rio de Janeiro  
E-mail: danielmouco@ufrj.br

### Resumo

Apresenta-se, nesse trabalho, um estudo comparativo sobre as recomendações das normas brasileiras para projeto de edifícios de aço sob condições de incêndio. Avalia-se o comportamento estrutural de uma edificação de 11 andares sob diferentes cenários de exposição ao fogo, levando-se em consideração dois métodos analíticos de dimensionamento: simplificado e avançado. No primeiro, a capacidade da edificação é determinada a partir de expressões simplificadas, formuladas com base na teoria elástica. No segundo, o comportamento não-linear inelástico é simulado por meio de um modelo computacional, programa SAAFE (*Sistema de Análise Avançada de Fogo em Estruturas*), desenvolvido com base no Método das Rótulas Plásticas. A variação de temperatura, determinada em função do tempo decorrido do incêndio postulado, é levada em consideração nas análises estruturais desenvolvidas. Os resultados obtidos, nesse estudo, contribuem para avaliação de modelos simplificados para análise de estruturas de aço sob condições de incêndio, tendo em vista o atual processo de revisão da ABNT NBR 14323:1999.

**Palavras-chave:** Estruturas de aço, incêndio, análise não-linear, plasticidade.

### Abstract

*This paper presents the results of a comparative study of steel-structured buildings built according to Brazilian standards and their behavior when exposed to fire. An eleven-story building, exposed to different fire conditions was analyzed using both simple and advanced dimensioning analytical methods. The simple approach determines, by means of analytical expressions, the ultimate strength capacity in an elastic domain. The advanced approach uses a numerical tool, Program SAAFE (System for Advanced Analysis of Fire Engineering), developed on the basis of the plastic-hinge theory, which is applied to perform the inelastic analysis of the proposed steel-framed structure under fire conditions. The obtained results are contrasted, taking into account the proposed regulations of the new Brazilian code for steel buildings, making it possible to outline the advantages of considering steel ductility in the current design practice for steel structures under fire conditions.*

**Keywords:** Steel structures, fire design, nonlinear analysis, plasticity.

## 1. Introdução

O atual processo de revisão das normas brasileiras para projeto de estruturas de aço e mistas (ABNT NBR 8800:1986) e de estruturas de aço sob condições de incêndio (ABNT NBR 14323:1999), aliado à recente emissão de outros padrões internacionais sobre o tema, como, por exemplo, as especificações americanas da AISC/LRF (2005) e dos Eurocódigos 1 e 3 (EC-1/Parte-2, 2002; EC-3/Parte-2, 2005), tem despertado o interesse de diversos pesquisadores da área de estruturas metálicas no país, com destaque para o desenvolvimento de métodos de avaliação do comportamento estrutural sob condições de incêndio.

A verificação da estrutura sob altas temperaturas, como aquelas encontradas em incêndios, é desenvolvida com a finalidade de se evitar o colapso prematuro da edificação, impossibilitando a fuga de seus usuários ou prejudicando a aproximação e o ingresso de meios de combate ao fogo, aumentando, assim, o risco de propagação do fogo, calor e/ou fumaça na própria edificação, ou na sua vizinhança.

De um modo geral, as especificações vigentes (ABNT NBR 14323:1999) permitem que o dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio possa ser efetuado de três formas: (i) resultados de ensaios, (ii) métodos analíticos simplificados e (iii) métodos avançados; permitindo-se, ainda, o uso combinado desses procedimentos. Para dimensionamento por meio de ensaios, devem ser respeitadas as normas específicas aplicáveis, conforme estabelecido pela ABNT NBR 14323:1999, o que conduz, em geral, a sistemas de proteção mais custosos. Como alternativa, o emprego de métodos analíticos (ii e iii) deve levar em consideração a variação das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, em função do aumento de temperatura, bem como os esforços provenientes das deformações térmicas desenvolvidas nos elementos expostos ao fogo.

Os métodos simplificados são aplicados aos elementos que compõem a estrutura individualmente, de modo isolado, enquanto os métodos avançados, que utilizam princípios da engenharia de incêndio, podem ser aplicados ao conjunto estrutural, de maneira mais realista, cobrindo, assim, situações específicas e particulares de cada cenário de incêndio considerado.

Nesse contexto, apresenta-se, nesse trabalho, um estudo comparativo sobre os métodos analíticos de dimensionamento estrutural, simplificado e avançado, previstos pela ABNT NBR 14323:1999, aplicados a um edifício de aço de 11 andares (Silva, 2004) sob diferentes condições de incêndio.

As avaliações por meio do método simplificado são desenvolvidas à luz das especificações aplicáveis da ABNT NBR 14323:1999, sumariamente apresentadas no item 2.1 desse trabalho. O método avançado é aplicado por meio de uma ferramenta numérico-computacional, programa *SAAFE - Sistema de Análise Avançada de Fogo em Estruturas* (Landesmann, 2003; 2005), cujas bases e características gerais

são descritas no item 2.2. Os resultados obtidos com as aplicações desenvolvidas são discutidos no item 3, no domínio da temperatura (item 3.1) e no domínio estrutural (3.2). Um resumo das principais conclusões e considerações finais sobre os resultados obtidos está incluído no item 4.

## 2. Modelos analíticos de análise

### 2.1 Modelo simplificado

O modelo de análise simplificada previsto pela NBR-14323 (1999) é empregado, nesse trabalho, a partir de uma ferramenta numérica-computacional (Mouço, 2006), desenvolvida à luz da teoria não-linear elástica. O modelo implementado permite a verificação da capacidade portante de estruturas metálicas aporticadas sob incêndio (análise não-linear com esforço térmico - NLCET). Nele, a rigidez dos elementos estruturais aquecidos é, progressivamente, reduzida em função do aumento da temperatura, levando-se em consideração o fator de redução para o módulo de elasticidade do aço com a temperatura (NBR-14323, 1999).

A variação da temperatura nas seções expostas ao fogo é obtida com base nas expressões simplificadas da ABNT NBR 14323:1999, para elementos envolvidos ou não, por materiais de proteção térmica. Em ambos os casos, considera-se uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais de aço.

Os esforços solicitantes, decorrentes das restrições às deformações de origem térmica, podem, ou não, ser considerados na análise estrutural. Tais solicitações são determinadas a partir das propriedades mecânicas do aço, modificadas pelo aumento da temperatura.

Os esforços resistentes de cálculo são determinados considerando-se a variação das propriedades mecânicas do aço, obtidos pelo fator de redução do limite de escoamento com a temperatura. O critério de falha estrutural proposto pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323:1999 leva em consideração o fator de utilização dependente da temperatura ( $\mu_\theta$ ), conforme apresentado a seguir:

$$\mu_\theta = \frac{S_{f,i,d}}{R_{f,i,d}} = \begin{cases} \frac{N_{f,Sd}}{2 \cdot N_{f,Rd,\theta}} + \frac{M_{f,Sd}}{M_{f,Rd,\theta}}, & \text{se } \frac{N_{f,Sd}}{N_{f,Rd,\theta}} < 0.2 \\ \frac{N_{f,Sd}}{N_{f,Rd,\theta}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{f,Sd}}{M_{f,Rd,\theta}}, & \text{se } \frac{N_{f,Sd}}{N_{f,Rd,\theta}} \geq 0.2 \end{cases} \quad (1)$$

Onde:

$S_{f,i,d}$  - esforço solicitante de cálculo,  $R_{f,i,d}$  - resistência de cálculo,  $M_{f,Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo,  $N_{f,Sd}$  - esforço normal solicitante de cálculo,  $M_{f,Rd,\theta}$  - momento-fletor resistente de cálculo de origem térmica,  $N_{f,Rd,\theta}$  - esforço normal resistente de cálculo de origem térmica.

Assume-se que a estrutura tenha atingido sua capacidade final de resistência quando um elemento, isoladamente, atinge seu Estado-Limite Último, procedendo-se, assim, a uma verificação estrutural isolada, ou seja, uma vez que a análise se desenvolve, exclusivamente, no domínio elástico, não é permitida a consideração da redistribuição dos esforços devido à formação de regiões plásticas. Entretanto, apesar de as análises em regime elástico não permitirem uma descrição do comportamento estrutural inelástico, é possível verificar a capacidade estrutural no domínio da temperatura de maneira imediata - sem a necessidade da interação dos esforços térmicos e mecânicos. Nesse procedimento, a falha estrutural é assumida, quando a temperatura de qualquer elemento excede sua temperatura crítica  $\theta_{cr}$ , definida a seguir em função do fator de utilização em temperatura ambiente  $\mu_{20^\circ}$ :

$$\theta_{cr} = 39.19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \cdot \mu_{20^\circ}^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (2)$$

O modelo simplificado (Mouço, 2006) permite a verificação da capacidade estrutural no domínio da temperatura, segundo recomendações da parte 2 do Eurocódigo 3 (EC-3, 2003). Além disso, é possível desenvolver outras opções de análise, considerando-se, ou não, os esforços térmicos. Tais análises

serão referenciadas, nesse trabalho, como: LECET e LESET (LECET - análise linear elástica com esforço térmico; LESET - análise linear elástica sem esforço térmico).

## 2.2 Modelo avançado

O modelo de análise avançada empregado, nesse trabalho, leva em consideração os princípios gerais do conceito de “Advanced Analysis” originalmente propostos por Chen e Lui (1991) e Liew et al. (2002), nos quais se prevê a consideração direta, rigorosa e integrada dos efeitos não-lineares geométricos e do material na formulação numérica, possibilitando-se estimar os possíveis modos de colapso estrutural, sem a necessidade de se processarem a análise e o dimensionamento em fases distintas, ou seja, de forma fracionada (Liew et al., 1998).

O programa SAAFE (Landesmann, 2003, 2005) apresenta uma solução computacionalmente menos custosa do que a comumente desenvolvida com base no Método dos Elementos Finitos, por meio da modelagem bidimensional de estruturas metálicas (Franssen et al., 2000) sem, contudo, desprezar os efeitos de segunda ordem decorrentes da interação entre a variação de temperatura e a ação de carregamentos externos, normalmente ignorados na utilização de modelos simplificados (NBR-14323: 1999).

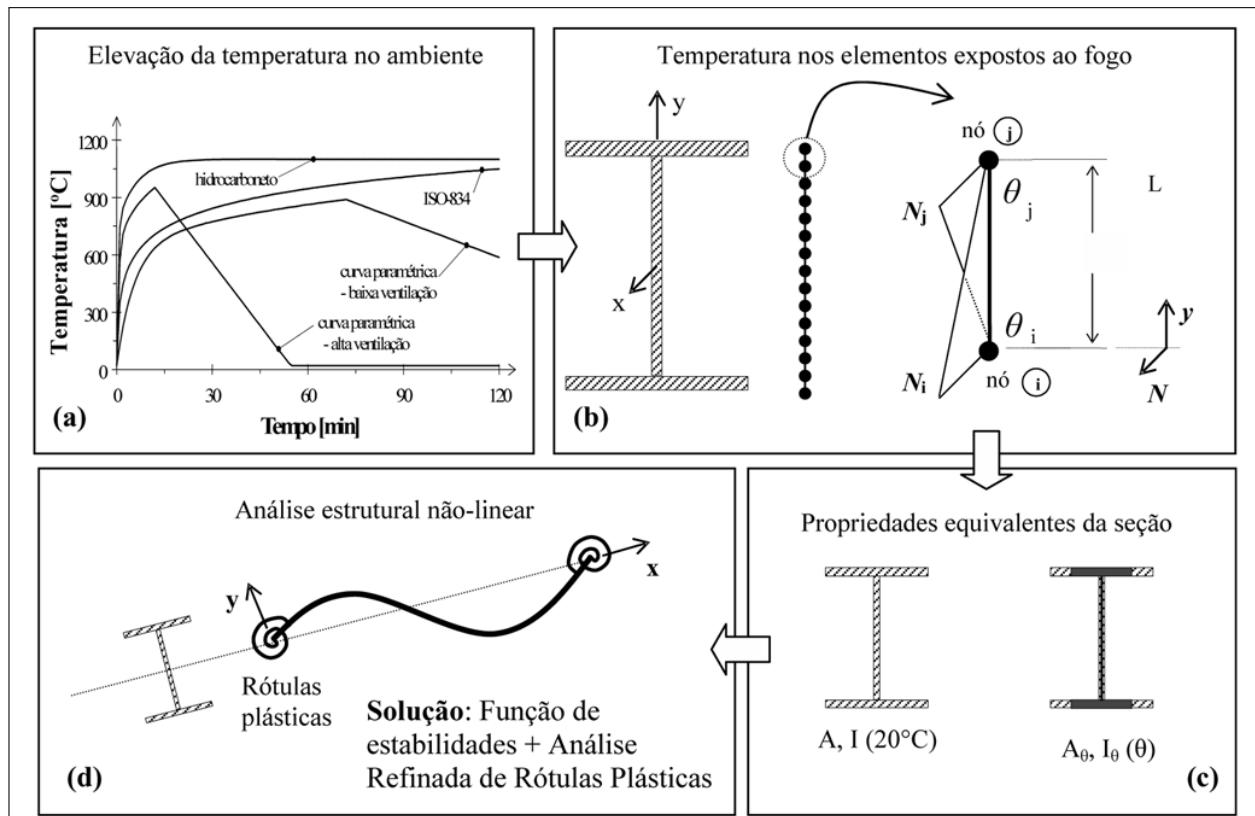


Figura 1 - Etapas de análise do programa SAAFE (Landesmann, 2003; 2005).

As simulações desenvolvidas pelo programa SAAFE incluem o desenvolvimento de dois modelos separados: térmico e estrutural, que se interligam durante todo o processo, conforme ilustrado pelo fluxograma dado na Figura 1.

A primeira fase é responsável pela avaliação da distribuição de temperatura nas peças estruturais exposta ao fogo, onde, através de um procedimento numérico de cálculo de transferência de calor (Cook et al., 1989; Zienkiewicz e Taylor, 1989), permite-se levar em consideração a variação das propriedades térmicas e mecânicas do aço em função do aumento de temperatura. A equação geral que rege esse problema é dada a seguir:

$$\left( \frac{1}{\Delta t} [M] + \omega [C + H] \right) \{\theta\}_{n+1} = \left( \frac{1}{\Delta t} [M] - (1 - \omega) [C + H] \right) \{d\theta\}_n + (1 - \omega) \{R\}_n + \omega \{R\}_{n+1} \quad (3)$$

Onde os vetores  $\theta$  e  $d\theta$  representam, respectivamente, a temperatura nodal e a correspondente taxa de variação de temperatura; adota-se o valor de 0,9 para o fator de integração temporal ( $\omega$ ); a variação de tempo,  $\Delta t$ , é dada em segundos;  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[H]$  representam, respectivamente, as matrizes de massas, de capacidade térmica e de convecção;  $[R]$  refere-se ao fluxo de calor por convecção.

A distribuição de temperaturas ao longo da seção transversal é determinada para cada instante do incêndio postulado, levando-se em consideração, ou não, a presença de material de proteção contra incêndio. Nesse procedimento, ao contrário do modelo simplificado, o gradiente térmico, ao longo da seção, é determinado e levado em consideração na análise estrutural. No modelo adotado, a seção transversal é subdividida em um número predefinido de segmentos ao longo de sua altura (eixo y) como mostrado na Figura 1(b), assumindo-se uma distribuição linear de temperatura em cada elemento. A variação das propriedades térmicas do aço, em função do aumento de temperatura, incluindo-se a condutividade térmica e o calor específico, é levada em consideração, seguindo-se as recomendações propostas pela NBR-14323: 1999. A elevação da temperatura no ambiente assim como o vetor de fluxo de calor associado ( $R$ ) são considerados uniformemente distribuídos sobre as regiões expostas ao fogo.

A ligação entre as duas etapas, térmica e estrutural, conforme ilustrado na Figura 1(c), é obtida segundo modelo de propriedades equivalentes das seções aquecidas (Landesmann, 2003), cuja metodologia desenvolvida consiste em reduzir, gradativamente, os valores originais de área e momento de inércia da seção-transversal, bem como os respectivos valores de resistência axial e flexional.

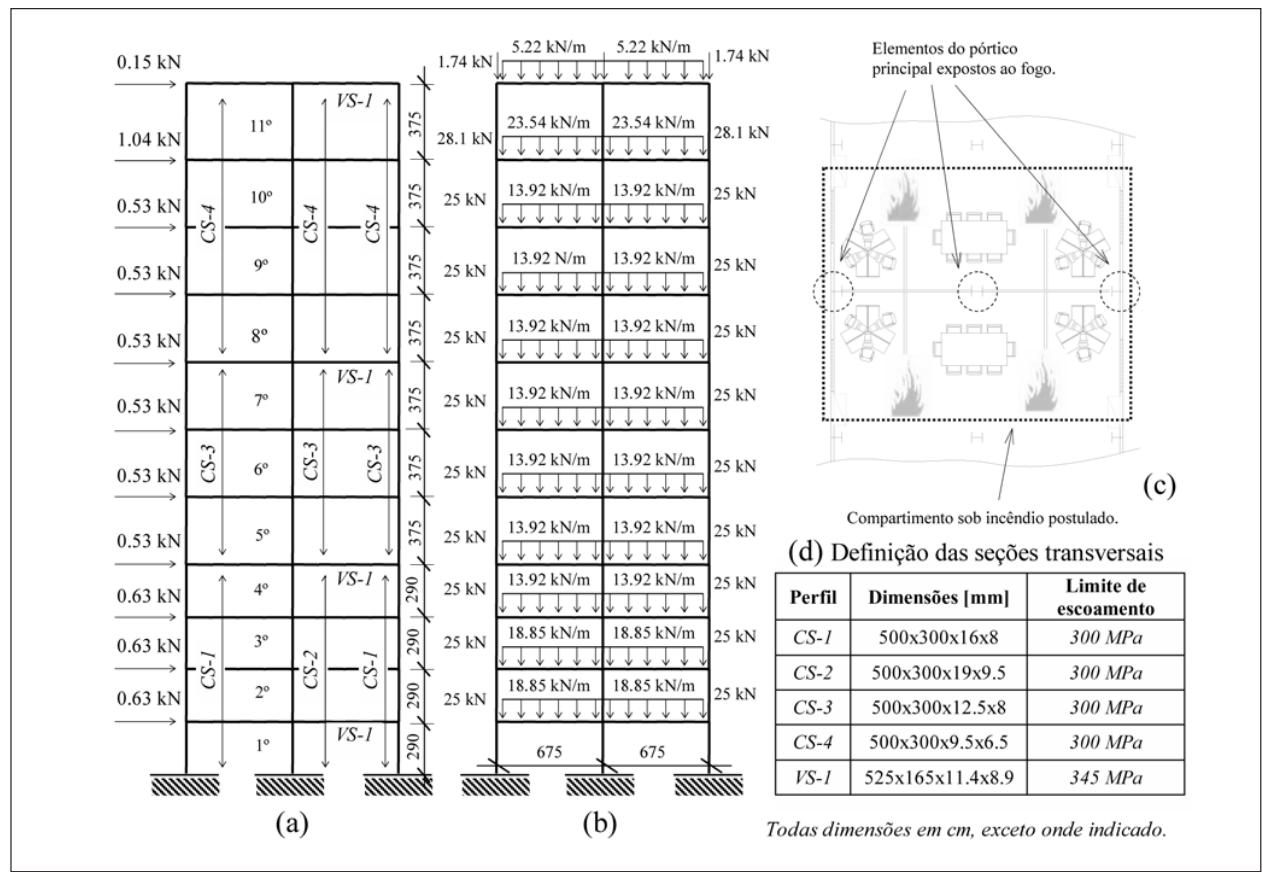
As ações decorrentes de deformações térmicas do aço são consideradas por meio de forças térmicas de engastamento perfeito, segundo ilustração da Figura 1(d), para efeitos axiais e de flexão, determinadas (Gatewood, 1957; Landesmann e Batista, 2005) em cada instante do incêndio postulado, levando-se em consideração o coeficiente de expansão térmica do aço conforme recomendações da NBR-14323: 1999.

A análise estrutural sob fogo é desenvolvida segundo formulação não-linear refinada de rótulas plásticas (Landesmann, 2003; Liew e White, 1993), cujas bases para sua implementação numérica permitem a consideração da transição elíptica entre os domínios elástico e plástico para aços sob altas temperaturas. Esse procedimento é, numericamente, implementado segundo um conjunto de funções polinomiais de quarto grau, aplicado para perfis metálicos tipo I ou H (Landesmann e Batista, 2005). O modelo utiliza funções de estabilidade, que consideram, implicitamente, ambos os efeitos  $P-\delta$  e de flambagem elástica na formulação da rigidez do elemento de viga-coluna (Chen & Lui, 1991; Liew & White, 1993). Os elementos estruturais, os quais não se encontram diretamente envolvidos pelo calor, são analisados por meio da formulação geral do Método de Rótulas Plásticas (Landesmann, 2003).

### 3. Análises desenvolvidas

#### 3.1 Descrição geral da edificação analisada

O pórtico plano de 11 pavimentos (Silva, 2004), cuja geometria e carregamentos empregados na verificação em situação de incêndio são apresentados na Figura 2(a,b), é submetido a diferentes condições de incêndio. Assim, o aumento de temperatura no ambiente é caracterizado pela curva tempo-temperatura padronizada (ISO 834-1, 1999). Adota-se a combinação de carregamentos externos recomendada pela AISC-LRF (2005), onde se prevê a consideração de cargas nodais fictícias  $N$ . São previstos dois cenários básicos de incêndios compartimentados, postulando sua ocorrência para os 2 primeiros pavimentos (*Cenário 1*) e entre o 6º e 7º pavimento (*Cenário 2*). Assume-se, para cada cenário, a hipótese de inflamação generalizada (*flashover*) ocorrer, simultaneamente, em dois pavimentos consecutivos (*tipo A*), ou iniciando-se em no pavimento inferior e propagando-



**Figura 2** - (a) Configuração geométrica do pórtico plano de 11 andares, com indicação do carregamento horizontal fictício de cálculo; (b) idem para o carregamento vertical de cálculo (c) detalhe da planta baixa da edificação, destacando-se a região do compartimento afetada pelo incêndio; (d) descrição das seções transversais

se para o superior cerca de 17 minutos após seu início (*tipo B*), conforme ilustrado na Figura 3. A Figura 2(c) apresenta um esquema da planta baixa da edificação, onde se destacam os elementos do pórtico expostos ao fogo, bem como o perímetro da região confinada pelo incêndio.

Nas análises desenvolvidas, assume-se que não há propagação de calor ou fumaça além da região do confinamento, conforme ilustrado nas Figuras 2(c) e 3, que ilustra os diferentes cenários de incêndio postulados. Ressalta-se, ainda, na Figura 3, a indicação de cargas nodais fictícias ( $N_i$ ), determinadas para cada um dos pavimentos analisados (AISC/LRFD, 2005). As diferentes condições de exposição ao fogo, a que estão sujeitos cada um dos elementos es-

truturais (viga e pilares) da região afetada, também podem ser observadas na Figura 3.

Os resultados das análises desenvolvidas são tratados a seguir nos itens 3.2 e 3.3, respectivamente nos domínios da temperatura e estrutural.

### 3.2 Resposta térmica

A Figura 4 apresenta a variação de temperaturas dos perfis expostos ao fogo em função do tempo transcorrido de incêndio, obtida pelo módulo térmico do programa SAAFE. São verificadas duas condições: (a) elementos não-protetidos e (b) envolvidos por camada uniforme de 8 mm de vermiculita ( $\lambda_p = 0.12 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ , calor específico  $\nu_p = 1200 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ , massa específica  $\rho_p = 300 \text{ kg/m}^3$ ).

As temperaturas estimadas pelas equações simplificadas da NBR-14323: 1999, para perfis desprotegidos, são em média 3% inferiores do que aquelas obtidas pelo SAAFE, com uma variação máxima de 12%. Para os perfis protegidos, verifica-se que as seções analisadas pelo modelo simplificado apresentam temperaturas 7% mais quentes do que aquelas analisadas pelo modelo avançado, com uma variação máxima de 34% de diferença em alguns instantes isolados.

São indicados, na Figura 5, os valores da razão da temperatura média e crítica  $\theta_{cr}$  (EC3- parte 2, 2003), onde se destaca o critério de falha ( $\theta_{med} = \theta_{cr}$ ). A determinação de  $\theta_{cr}$  leva em consideração o fator de utilização de cada elemento ( $\mu_0$ ).

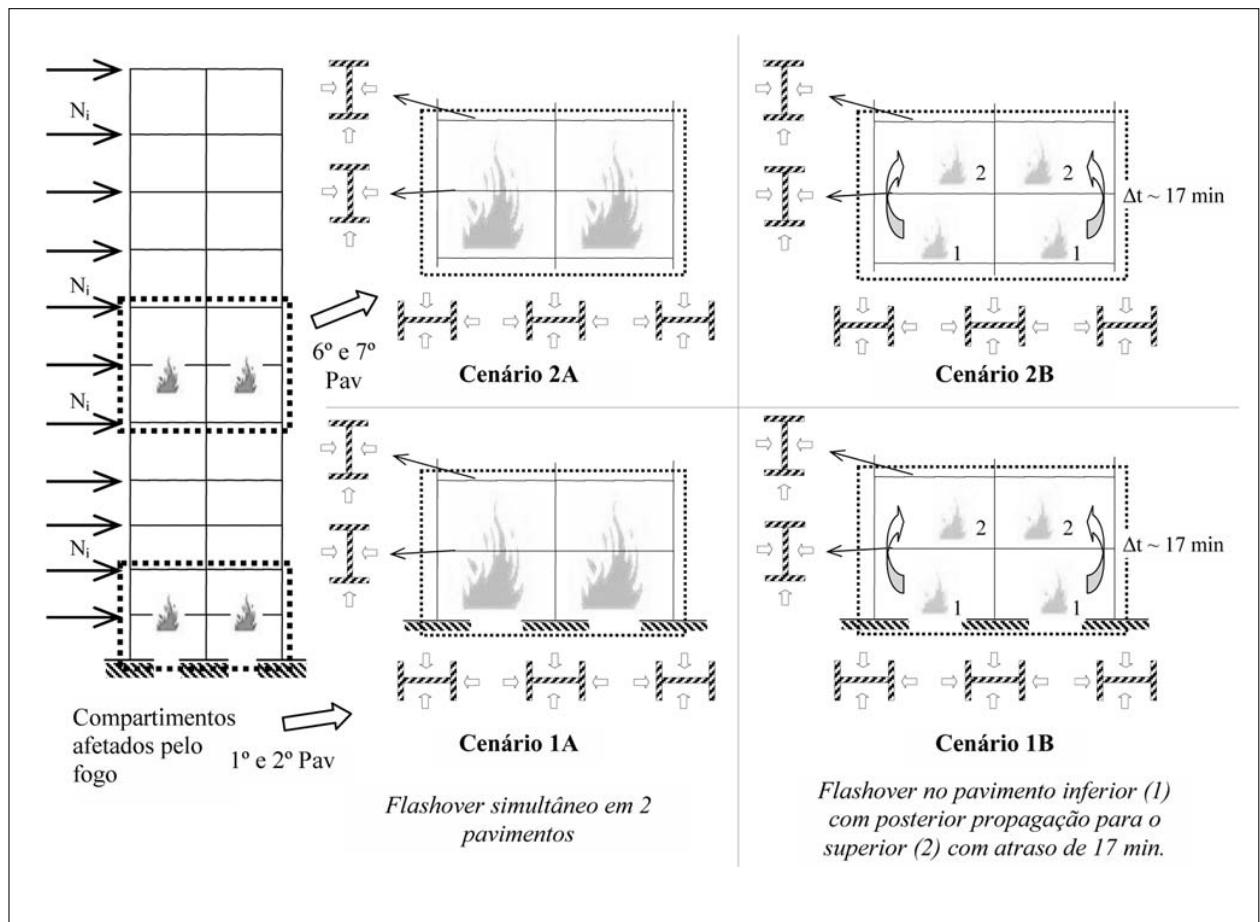


Figura 3 - Cenários postulados para a estrutura do pórtico sob incêndio.

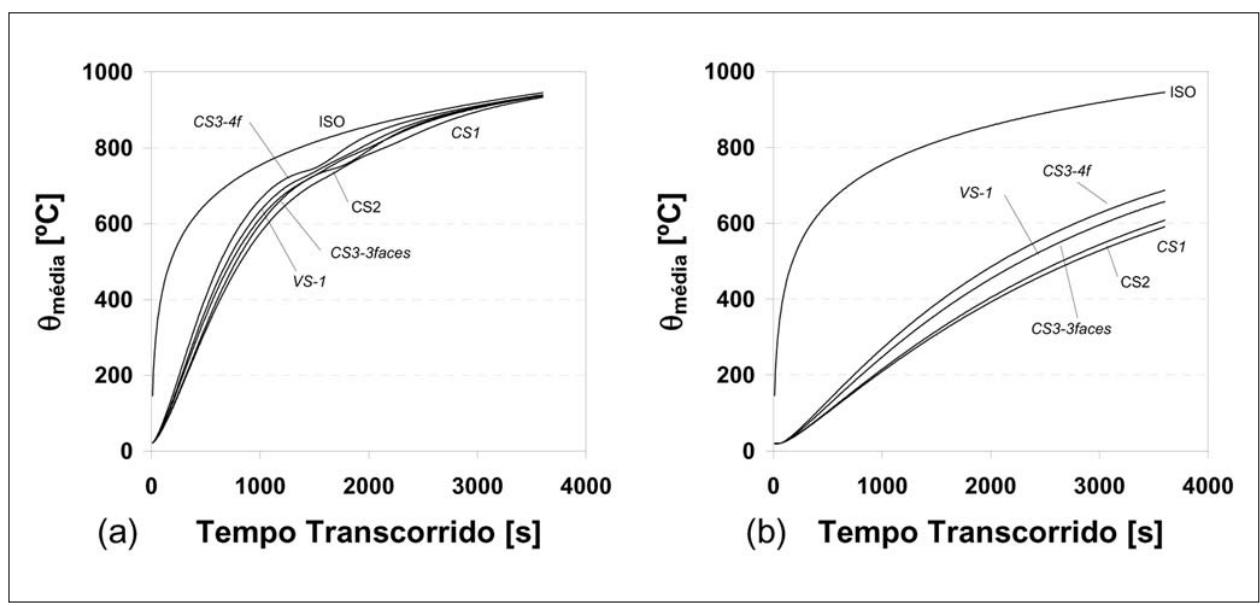
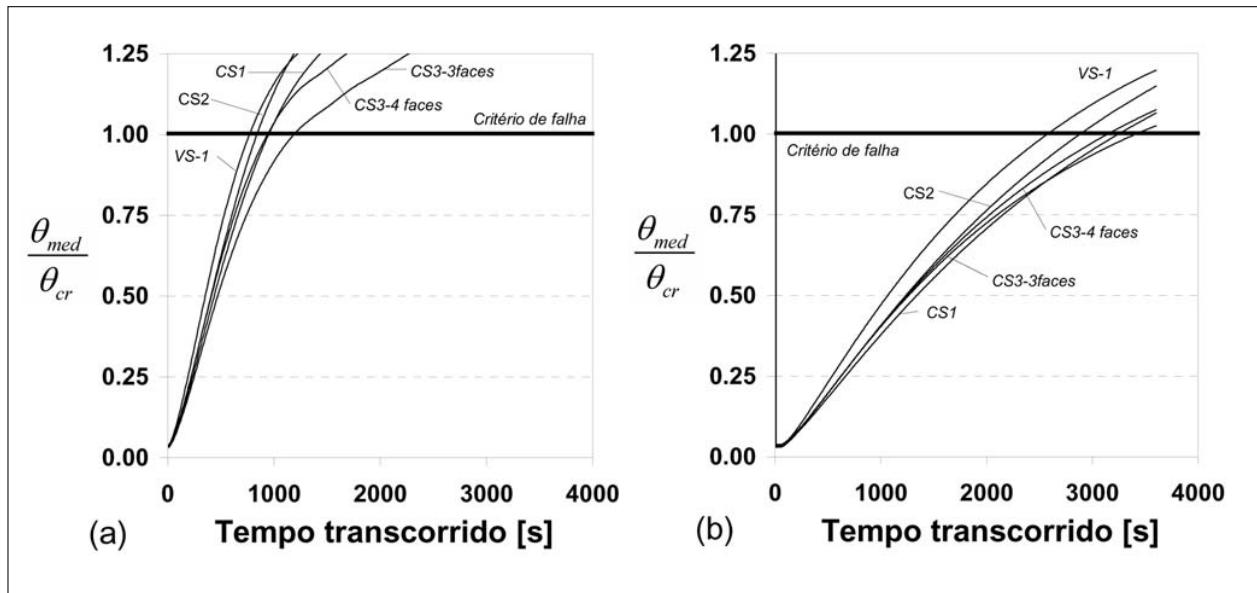


Figura 4 - Variação de temperaturas médias obtidas pelo modelo avançado em função do tempo transcorrido de incêndio: (a) perfis desprotegidos (b) perfis envolvidos por material de proteção contra fogo.



**Figura 5** - Variação da razão das temperaturas média e crítica em função do tempo transcorrido de incêndio: (a) perfis desprotegidos (b) perfis protegidos.

As temperaturas críticas obtidas para as colunas CS1 e CS2, que compõem o primeiro pavimento, são de aproximadamente 520°C, enquanto que, para as vigas (VS1), obtém-se valores da ordem de 605°C. Para as seções que compõem as colunas do 6º pavimento, CS3, são observadas temperaturas críticas de aproximadamente 540°C e 660°C, respectivamente para as condições de exposição em 4 faces (pilar central) e 3 faces (pilares de fachada, extremidade do pórtico). Uma vez conhecidos os valores críticos de temperatura, determinam-se os respectivos instantes associados, segundo a curva de aquecimento da seção. Desse modo, pode-se, então, desenvolver uma avaliação da capacidade resistente da edificação no domínio da temperatura. Um resumo dessa avaliação é apresentado na Tabela 1, para diferentes cenários postulados para o edifício de 11 andares.

Conforme apresentado na Tabela 1, o tempo de falha correspondente a cada cenário é obtido pelo menor tempo crítico de cada perfil considerado. Assim, para as condições prescritas para os primei-

**Tabela 1** - Tempos críticos (em s) para diferentes cenários de exposição ao fogo do edifício de 11 pavimentos.

Condição	Perfis desprotegidos				Perfis protegidos				
	Cenários	1A	1B	2A	2B	1A	1B	2A	2B
Perfi	<b>CS1</b>	945	945	-	-	3165	3165	-	-
	<b>CS2</b>	840	840	-	-	2750	2750	-	-
	<b>CS3-3f</b>	-	-	1190	1190	-	-	3600	3600
	<b>CS3-4f</b>	-	-	770	770	-	-	2460	2460
	<b>VS1</b>	940	940	940	940	3115	3115	3115	3115
<b>Tempo de falha [s]</b>		<b>840</b>	<b>840</b>	<b>770</b>	<b>770</b>	<b>2750</b>	<b>2750</b>	<b>2460</b>	<b>2460</b>

ros pavimentos, cenários 1A e 1B, observa-se que o modo de falha crítico ocorrerá aos 840 segundos, para perfis aparentes, e, aos 2750 segundos, para perfis protegidos, ambos no perfil da CS2. Para os outros cenários considerados, 2A e 2B, verifica-se que a falha estrutural ocorrerá na CS3 (exposta nas 4 faces), aos 770 e 2460 segundos, respectivamente para perfis não-protégidos e protégidos.

### 3.3 Resposta estrutural

Um resumo dos tempos estimados para falha estrutural, obtidos segundo as análises desenvolvidas, previamente discutidas no item 2 desse artigo, é apresentado na Tabela 2 para cada um dos cenários de exposição ao fogo considerados para o edifício de 11 andares.

Tabela 2 - Tempos (em s) associados ao modo de falha para diferentes análises estruturais.

Condição		Perfis desprotegidos				Perfis protegidos			
Análises		SAAFE	NLCET	LECET	LESET	SAAFE	NLCET	LECET	LESET
Cenários	1A	1200	230	230	835	> 3600	670	665	2555
	1B	2160	220	220	830	> 3600	635	635	2565
	2A	1330	500	495	850	> 3600	1630	1625	2565
	2B	2150	340	340	855	> 3600	1100	1100	2580

Nota sobre análises: SAAFE - não-linear inelástica. NLCET - não-linear elástica com esforço térmico.

LECET - linear elástica com esforço térmico. LESET - linear elástica sem esforço térmico.

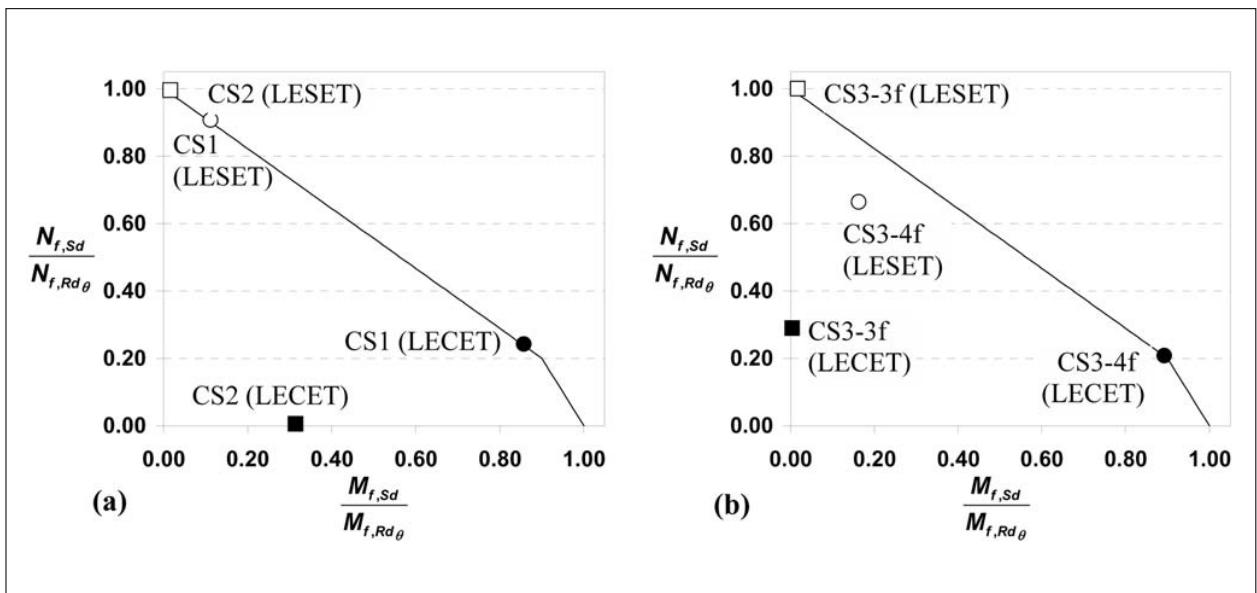


Figura 6 - Curvas de interação para diferentes cenários de incêndio: (a) cenários 1A e 1B, (b) cenários 2A e 2B.

Conforme discutido anteriormente no item 2.1, as análises em regime elástico são interrompidas, quando algum elemento excede a curva de interação de esforço normal e momento-fletor, apresentado na Eq. (2). Os resultados da análise não-linear elástica (NLCET) são, praticamente, idênticos aos obtidos pela análise linear elástica (LECET), caracterizando-se, assim, no caso analisado, a desprezível interação entre esforços normais e deslocamentos (efeito P-D), para as condições de incêndio verificadas. Tal observação vai de encontro ao estabelecido pelo atual processo de revisão da NBR-14393 (2003), que permite o desenvolvimento de análises lineares.

As análises obtidas pelo modelo avançado, programa SAAFE, conduziram aos maiores tempos de resistência da estrutura, uma vez que permitem o desenvolvimento de diversas rótulas plásticas ao longo da estrutura, sendo interrompido somente quando há a formação de um mecanismo global de falha.

Os tempos associados à falha estrutural, obtidos pela análise LESET (sem a consideração dos esforços de origem térmica), são bastante semelhantes aos tempos estimados pelas análises no domínio da temperatura, descritos anteriormente na Tabela 1, sendo, no entanto, consideravelmente, superiores àqueles

que levam em conta tais esforços (NLCET e LECET). Isto se deve à significativa magnitude dos esforços térmicos, os quais contribuem para a formação do colapso estrutural, especialmente nas configurações estruturais de edifícios de andares múltiplos, como o analisado nesse artigo.

Um resumo das condições de segurança obtidas pelas análises elásticas, associadas aos primeiros modos de falha, é apresentado na Figura 6 para cada um dos cenários considerados.

Para os cenários 1A e 1B, tratados na Figura 6(a), enquanto as análises

LECET e LECET apontam para a falha da CS1, no primeiro pavimento, a análise sem consideração de esforços (LESET) indica a falha simultânea da coluna central, perfil CS2, também no primeiro nível da edificação. Resultados semelhantes são observados nos outros cenários avaliados, com e sem a presença de material de proteção térmica, ou seja, a previsão de falha estrutural, nas colunas de extremidade, nas condições onde se considera a carga térmica (LECET) e falha da coluna central nas análises sem a consideração da carga térmica (LESET). Assim, a partir das verificações desenvolvidas, verifica-se que a consideração dos esforços térmicos afeta, consideravelmente, a distribuição de esforços ao longo do tempo transcorrido de incêndio, alterando-se também o modo de falha dos elementos.

A Tabela 3 permite visualizar o processo de formação de regiões em regime plástico ao longo da estrutura de aço do edifício de 11 andares, obtido pelo programa SAAFE para cada um dos cenários estabelecidos com perfis desprotegidos. Nessa tabela, são indicados os instantes e a respectiva localização da formação do primeiro mecanismo de falha associado, bem como sua configuração no instante imediatamente anterior ao colapso global.

Na Tabela 3, os diagramas indicam regiões em regime puramente elástico (0 %) e, no outro extremo, a completa formação de róbulos plásticas (100 %). Os tempos associados à formação da primeira falha, obtidos pelo SAAFE, são idênticos àqueles simulados pela análise (NLCE). Na configuração de falha global, são observadas diversas regiões em regime plástico (100%), bem como algumas parcialmente plastificadas, as quais também contribuem para a formação da configuração final de colapso, tendo em vista sua perda gradual de resistência.

#### 4. Conclusões e considerações finais

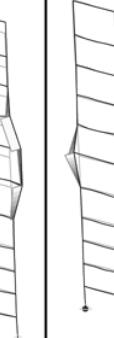
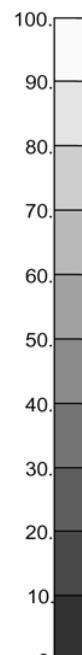
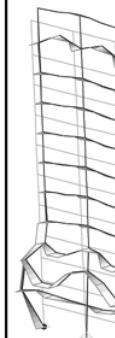
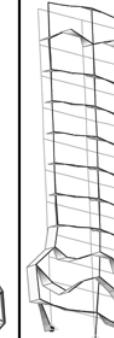
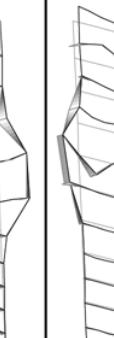
A partir das recomendações brasileiras para projeto de estruturas de aço

sob fogo (ABNT NBR 14323:1999), dois procedimentos analíticos de cálculo foram desenvolvidos nesse artigo, Método Simplificado e Método Avançado, aplicados na avaliação da capacidade resistente de uma estrutura metálica de 11 andares (Silva, 2004), submetidas a diferentes condições de exposição ao fogo. Para cada uma das análises desenvolvidas, foram computados os modos de falha estrutural, bem como o respectivo instante associado. As análises simplificadas são realizadas à luz da teoria elástica, enquanto que as avançadas levam em consideração a ductilidade do aço. Como esperado, as análises avan-

çadas (SAAFE) conduziram a tempos de resistência, consideravelmente, superiores aos obtidos pelas análises simplificadas, uma vez que permitem a redistribuição inelástica de esforços até a formação de um mecanismo global de falha, sendo, portanto, mais indicados quando se deseja simular o comportamento real da estrutura. Por outro lado, os modelos simplificados conduzem a resultados mais conservadores, nos quais a verificação de falha limita-se a elementos isolados.

Os resultados obtidos para a estrutura em tela indicam que os efeitos de correntes da interação entre esforço nor-

**Tabela 3** - Mecanismos de falha estrutural para diferentes cenários de incêndio obtidos pelo programa SAAFE para o edifício de 11 pavimentos (elementos sem proteção).

	Cenários considerados				Legenda
	1A	1B	2A	2B	
Primeiro mecanismo de falha					
	230s	220 s	500 s	340 s	
Configuração de colapso					
	1200 s	2200 s	1330 s	2150 s	

Nota: A configuração deformada da estrutura está majorada em 30x.

mal e configuração deformada, análise não-linear, não alteram, significativamente, o tempo de colapso estrutural. Entretanto a consideração das ações de origem térmica alteram, consideravelmente, o comportamento estrutural, conduzindo a tempos de resistência estrutural superiores àqueles sem a inclusão de tais ações.

As análises no domínio da temperatura, desenvolvidas a partir de expressões previstas no Eurocódigo 3 (EC-3/Parte-2, 2005), também conduzem a tempos de resistência superiores aos resultados de análises estruturais com a consideração de ações térmicas, sendo, todavia, conforme esperado, bastante semelhantes aos tempos observados nas análises no domínio estrutural sem a consideração das ações térmicas.

Em conclusão, a partir de recomendações previstas pela normatização vigente, entende-se que a difusão de modelos inelásticos, como o programa SAAFE, permitirá o desenvolvimento de simulações numéricas estruturais mais próximas do modelo real, possibilitando-se, assim, o desenvolvimento de projetos de segurança contra incêndio econômicos, que reduzam a atuação dos sistemas de proteção contra fogo, visando-se, sempre, à minimização de perdas humanas e de prejuízos materiais.

## 5. Referências bibliográficas

- AISC/LRFD. *Manual of steel construction - Load and res. design*. Chicago/USA, 2005.
- CHEN, W.F., LUI, E.M. *Stability design of steel frames*. CRC Press, inc, 1991.
- COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E. *Concepts and applications of finite element analysis*. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- EC-1/Parte-2. Actions on structures exposed to fire. *CEN*. Brussels, 2002.
- EC-3/Parte-2. Design of steel structures: fire design. *CEN*. Brussels, 2003.
- FRANSSEN, J.M., KODUR, V. K. R., MASON, J. *User's manual for SAFIR-2001: a computer program for analysis of structures submitted to the fire*. University of Liège, Department Structures du Génie Civil, Service Ponts et Charpentes, 2000.
- GATEWOOD, B. E. *Thermal Stress*. New York: McGraw Hill Book Co., Inc., 1957.
- ISO 834-1, *Fire-resistance tests - elements of building construction, Part 1: general requirements*. Geneva, 1999.
- LANDESMANN, A. *Modelo não-linear inelástico para análise de estruturas metálicas aporticadas em condições de incêndio*. COPPE/UFRJ. 2003. (Tese D.Sc.).
- LANDESMANN, A., BATISTA, E.M. Advanced analysis of steel framed buildings to brazilian standard and Eurocode-3. *Journal Const. Steel Research*, 61, p.1051-1074, 2005.
- LANDESMANN, A., BATISTA, E.M., ALVES, J.L.D. Implementation of advanced analysis for steel-framed structures under fire conditions. *Fire Safety Jour.*, v. 40, n. 4, p.339-366. 2005.
- LIEW, J. Y. R., WHITE, D. W. Second-order refined plastic hinge analysis for frames design, Part 1. *Journal of Structural Engineering*, v. 119, n. 11, p. 3196-3216, 1993.
- LIEW, J.Y.R., TANG, L.K., CHOO, Y.S. Advanced analysis for performance-based design of steel structures exposed to fire. *Journal of Stru. Eng.*, v. 128, n. 12, p.1584-1593, 2002.
- LIEW, J.Y.R., TANG, L.K., HOLMAAS, T. Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Construct. Steel Research*, v.47, n.1-2, p.19-45. 1998.
- MOUÇO, D. L. *Análise e segurança de estruturas mistas aço-concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro: UFRJ, 2006. (Projeto final de curso).
- ABNT NBR 14323:1999. *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro: ABNT, 1999. (Projeto de revisão em curso, 2003).
- ABNT NBR 8800:1986. *Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios - método dos Estados-Limites*. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. (Projeto de revisão em curso, 2006).
- SILVA, R.G.L. *Avaliação dos efeitos de 2<sup>a</sup> ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa*. Belo Horizonte: UFMG, 2004. (Tese D.Sc.).
- ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L. *The finite element method*. London: McGraw-Hill, 1989.

Artigo recebido em 07/12/2006 e aprovado em 14/06/2007.

\*\*\*\*\*

**REM - Revista Escola de Minas**  
**71 anos divulgando CIÊNCIA.**

\*\*\*\*\*

**www.rem.com.br**

\*\*\*\*\*