

Revista da Estrutura de Aço

Volume 1 | Número 3

Dezembro de 2012



ARTIGOS

Sobre a temperatura de perfis de aço sem revestimento contra fogo em situação de incêndio

Edson Zofrea Gusmões, Valdir Pignatta Silva e Jorge Munaiar Neto

133

Comportamento Elastoplástico de Pórticos de Aço Considerando as Ligações Semirrígidas Viga-Pilar

Armando Cesar Campos Lavall, Renata Gomes Lanna da Silva e Ricardo Hallal Fakury

147

Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I

Táise Corrêa Nunes, Arlene Maria Sarmanho Freitas, Geraldo Donizetti de Paula e Marcílio S. R. Freitas

167

Estudo Numérico de Painéis do Sistema Light Steel Framing em Situação de Incêndio

Rodrigo Barreto Caldas, Francisco Carlos Rodrigues, Marcos Ferreira de Souza, Rodrigo de Araújo Simões, Luisa Lana Gonçalves Costa Silveira

181

Sobre a temperatura de perfis de aço sem revestimento contra fogo em situação de incêndio

Unprotected steel columns in fire

Edson Zofrea Gusmões¹, Valdir Pignatta Silva^{2*} e Jorge Munaiar Neto³

(1) Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
edson.gusmoes@usp.br

(2) Professor doutor do Departamento de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Av. Professor Almeida Prado, Travessa 2, 271, CEP 05508-800, São Paulo, SP
valpigss@usp.br

(3) Professor doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
jmunaiar@sc.usp.br

Resumo

O presente artigo tem por objetivo comparar o método de determinação da temperatura de perfis I de aço sem revestimento contra fogo conforme prescrito pela ABNT NBR 14323 (2012) e o apresentado na versão anterior da mesma norma publicada em 1999. Toda a série de 70 perfis laminados W e HP foi analisada. Foram incluídas ferramentas que permitirão facilmente determinar a temperatura em perfis de aço conforme a nova norma brasileira.

Palavras-chave: estruturas metálicas, incêndio, temperatura, fator de massividade.

Abstract

This paper aims to compare the method for determining the temperature of wide flange sections I unprotected steel in fire as the Brazilian standard ABNT NBR 14323 of 2012 and the one presented in the standard version 1999. The entire series of hot rolled profiles W and HP will be analyzed. Here, some tools to easily determine the temperature in structural steel sections will be shown.

Keywords: steel column, fire, temperature, section factor

1 Introdução

Tendo em vista algumas alterações da ABNT NBR 14323 (2012) em relação à versão anterior de 1999, faz-se necessário um estudo para comparar uma à outra. A forma de se determinar a temperatura de um perfil de aço sem revestimento contra fogo foi alterada, empregando-se a equação 1. Na versão de 1999, a equação era a mesma, no entanto, com $k_{sh} = 1$ para todos os perfis e um valor menor recomendado para o fator de emissividade entre chamas e aço. Essas alterações serão mais bem explicadas nas seções seguintes deste texto. Se por um lado tomar-se $k_{sh} < 1$, como é o caso de perfis I, contribui para diminuir a temperatura do perfil, o aumento do fator de emissividade de 0,5 para 0,7 faz a temperatura aumentar.

Este artigo tem por objetivo avaliar a nova metodologia de cálculo da temperatura atingida por perfis de aço sem revestimento contra fogo em relação à formulação anterior e apresentar ferramentas para auxiliar esse cálculo.

2 Elevação da temperatura do aço

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

Segundo a ABNT NBR 14323 (2012), para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada pela equação 1.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{(u/A_g)}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \phi \cdot \Delta t \quad (1)$$

Na equação 1, k_{sh} é um fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1,0 ou, em seções “I” ou “H” expostas ao incêndio-padrão, determinado pela equação 2.

$$k_{sh} = 0,9 \cdot \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (2)$$

Na equação 2, a relação $(u/A_g)_b$ representa o parâmetro denominado fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e a área da seção transversal do perfil.

Em seções transversais fechadas, como as seções-caixão e tubulares circulares e retangulares, e seções sólidas, como as retangulares, totalmente expostas ao incêndio, k_{sh} é igual a 1,0. Ainda com relação às equações 1 e 2, valem:

- u/A_g é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, em um por metro;
- u é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, em metros;
- A_g é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural, em metros quadrados;
- ρ_a é a massa específica do aço, considerada independente da temperatura e de valor igual a 7850 kg/m^3 ;
- c_a é o calor específico do aço, em joules por quilograma e por grau Celsius;
- ϕ é o valor do fluxo de calor por unidade de área, em watts por metro quadrado;
- Δt é o intervalo de tempo que, neste artigo, foi considerado igual a 5 segundos, que é o valor-limite proposto pela Norma.

Neste artigo, o calor específico dos aços estruturais será o recomendado pela ABNT NBR 14323 (2012). Aplicando-se a equação (1) na (2) tem-se a equação (3).

$$\Delta\theta_{a,t} = 0,9 \cdot \frac{(u/A_g)_b}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \phi \cdot \Delta t \quad (3)$$

O emprego da equação 3 se faz com base na elevação da temperatura dos gases do ambiente em chamas, que aparece em resposta a um incêndio natural ou incêndio-padrão. A curva de temperatura de um incêndio natural é difícil de ser determinada porque se altera em cada situação em função de diversos fatores, como por exemplo, carga de incêndio, características do ambiente e grau de ventilação do ambiente em chamas.

Devido a essa dificuldade adotou-se no meio técnico o modelo do incêndio-padrão, no qual a elevação da temperatura em função do tempo se obtém por expressões padronizadas com a finalidade de se fornecer parâmetros para o projeto de estruturas em situação de incêndio. Cabe ressaltar que essa parametrização não representa o incêndio real, de modo que todas as conclusões adotadas devem ser criteriosamente verificadas pelo responsável técnico do projeto. O incêndio-padrão será o modelo empregado neste artigo.

Para determinação da temperatura do aço será utilizado o procedimento encontrado em Silva (2004), adequado à nova norma, obtendo-se a tabela 1 que relaciona o fator de massividade $(u/A_g)_b$, chamado daqui em diante de F_{box} com a temperatura atingida pelo elemento.

Tabela 1 - Temperatura do aço sem revestimento em função de F_{box} (m^{-1}), sob incêndio-padrão.

t (min)	Fator de Massividade F_{box} (m^{-1})										
	20	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
5	53	97	132	163	193	221	247	271	315	353	386
10	110	223	301	367	422	468	504	534	577	605	623
15	178	357	464	540	593	630	655	673	694	705	711
20	251	482	593	658	696	716	727	732	736	741	746
25	326	586	685	726	737	747	760	773	789	798	803
30	401	667	733	754	785	807	819	826	832	834	836
35	472	723	753	815	839	849	853	856	858	859	860
40	537	744	794	859	871	875	877	878	879	880	881
45	596	790	839	887	892	894	896	897	898	899	899
50	648	845	875	907	910	911	913	913	914	915	916
55	693	886	902	923	925	927	927	928	929	930	930
60	725	916	923	937	939	940	941	942	942	943	943
65	738	936	940	950	952	953	953	954	955	955	956
70	761	952	953	962	963	964	965	965	966	966	967
75	799	965	966	973	974	975	976	976	977	977	977
80	842	977	977	983	984	985	986	986	986	987	987
85	882	987	987	993	994	994	995	995	996	996	996
90	916	996	996	1002	1002	1003	1004	1004	1004	1005	1005
95	944	1005	1005	1010	1011	1011	1012	1012	1013	1013	1013
100	967	1014	1014	1018	1019	1019	1020	1020	1020	1021	1021
105	985	1021	1021	1025	1026	1027	1027	1027	1028	1028	1028
110	1000	1029	1029	1033	1033	1034	1034	1034	1035	1035	1035
115	1013	1036	1036	1039	1040	1041	1041	1041	1041	1042	1042
120	1024	1043	1043	1046	1047	1047	1047	1048	1048	1048	1048

Após a elaboração da tabela 1, é possível obter as curvas da temperatura em função do tempo para vários fatores de massividade, F_{box} , conforme figuras 1 e 2. Para efeito de validação, os resultados obtidos são similares aos obtidos e apresentados em Fransen e Zaharia (2000).

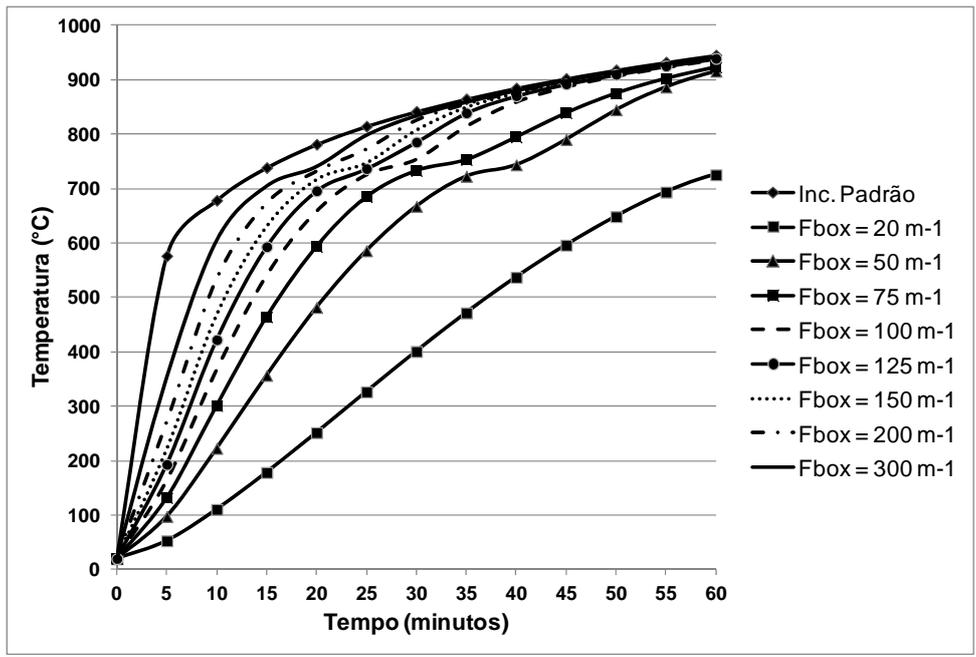


Figura 1 - Temperatura em função do tempo para vários fatores de massividade F_{box}

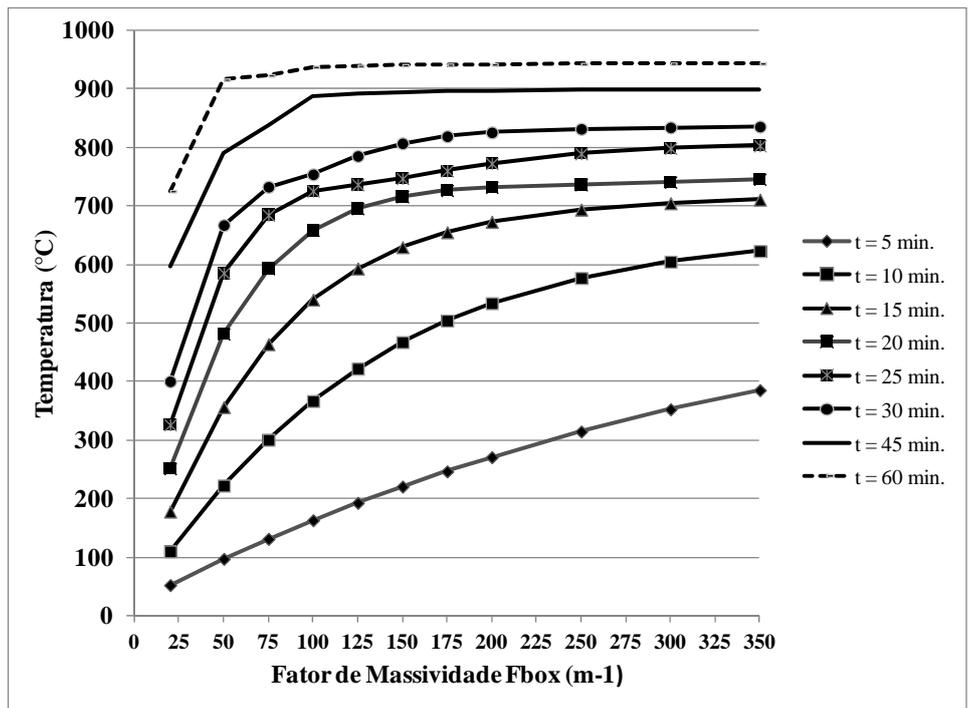


Figura 2 - Temperatura em função do fator de massividade F_{box} para vários períodos de tempo.

3 Comparação entre ABNT NBR 14323:1999 e ABNT NBR 14323 (2012)

Na primeira parte deste artigo teve-se como objetivo a determinação das curvas que relacionam o fator de massividade F_{box} com a temperatura atingida pelo aço em diversos períodos de tempo. Em posse dessas informações é possível comparar a

temperatura atingida pelo aço conforme exposto pela ABNT NBR 14323 (2012) e norma brasileira anterior.

Cabe aqui apontar que existe uma diferença na determinação do fator de massividade (u/A_g) considerado na ABNT NBR 14323:1999 e na ABNT NBR 14323 (2012). Na primeira, o fator de massividade, aqui denominado F , é tomado como a relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal (Silva, 2004; Silva, 2006). Na segunda, o fator de massividade (u/A_g)_b, aqui denominado de F_{box} , é a relação entre o perímetro exposto ao fogo de uma caixa hipotética que envolve o perfil e a área da seção transversal. A diferença para perfis do tipo “I” ou “H” é ilustrada na figura 3, mostrando a caixa hipotética que envolve o perfil com fogo em toda seção transversal.

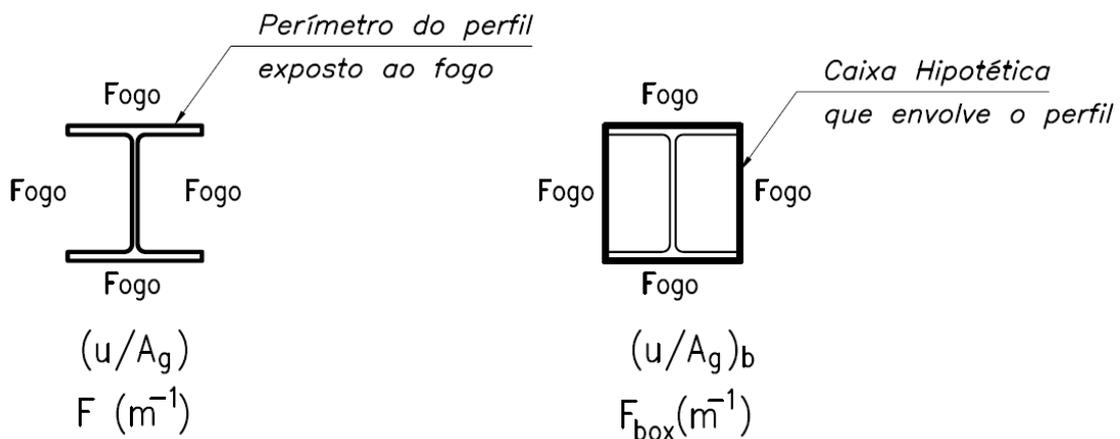


Figura 3 - Diferença entre $F (m^{-1})$ e $F_{\text{box}} (m^{-1})$

Em decorrência da diferença entre $F(m^{-1})$ e $F_{\text{box}}(m^{-1})$ não é possível estabelecer uma comparação direta, razão pela qual a comparação será estabelecida por intermédio de perfis comerciais de aço (tipo W e HP). Com o objetivo de se comparar a norma em vigência e a anterior, foram criadas as tabelas 2 e 3 que informam os valores de $F (m^{-1})$ e $F_{\text{box}} (m^{-1})$ para os perfis estudados da série W e HP. Com esses valores será possível avaliar a diferença de temperatura atingida pelo aço.

Tabela 2 - Comparação entre F e F_{box} para perfis da série “W”

Série de Perfis W	W 150 x 13,0	W 150 x 18,4	W 150 x 22,5	W 150 x 29,8	W 150 x 37,1	W 200 x 15,0	W 200 x 19,3	W 200 x 22,5	W 200 x 26,6	W 200 x 31,3	W 200 x 35,9	W 200 x 46,1	W 250 x 17,9	W 250 x 22,3	W 250 x 25,3	W 250 x 28,4	W 250 x 32,7	W 250 x 38,5	W 250 x 44,8	W 250 x 73,0	W 250 x 80,0	W 250 x 89,0
F (m ⁻¹)	414	300	310	237	193	408	319	279	273	234	230	206	388	313	279	250	259	222	193	162	148	134
F _{box} (m ⁻¹)	299	218	210	161	132	309	243	213	199	171	160	139	305	247	220	198	192	165	144	109	100	91
F _{box} /F	0,72	0,73	0,68	0,68	0,69	0,76	0,76	0,76	0,73	0,73	0,70	0,67	0,79	0,79	0,79	0,79	0,74	0,74	0,75	0,67	0,68	0,68
Série de Perfis W	W 310 x 21,0	W 310 x 23,8	W 310 x 28,3	W 310 x 32,7	W 310 x 38,7	W 310 x 44,5	W 310 x 52,0	W 310 x 97,0	W 310 x 107,0	W 310 x 117,0	W 360 x 32,9	W 360 x 39,0	W 360 x 44,0	W 360 x 51,0	W 360 x 57,8	W 360 x 64,0	W 360 x 72,0	W 360 x 79,0	W 410 x 38,8	W 410 x 46,1	W 410 x 53,0	W 410 x 60,0
F (m ⁻¹)	367	326	278	242	255	223	192	147	134	122	284	240	238	213	191	183	164	149	267	228	219	198
F _{box} (m ⁻¹)	297	264	225	197	191	167	144	99	90	83	226	192	181	162	146	135	121	110	214	183	170	154
F _{box} /F	0,81	0,81	0,81	0,81	0,75	0,75	0,75	0,67	0,67	0,68	0,80	0,80	0,76	0,76	0,76	0,74	0,74	0,74	0,80	0,80	0,78	0,78
Série de Perfis W	W 410 x 67,0	W 410 x 75,0	W 460 x 52,0	W 460 x 60,0	W 460 x 68,0	W 460 x 74,0	W 460 x 82,0	W 460 x 89,0	W 530 x 66,0	W 530 x 72,0	W 530 x 74,0	W 530 x 82,0	W 530 x 85,0	W 530 x 92,0	W 610 x 101,0	W 610 x 113,0	W 610 x 155,0	W 610 x 174,0				
F (m ⁻¹)	176	159	224	198	173	175	159	147	203	203	179	179	159	160	161	145	126	112				
F _{box} (m ⁻¹)	136	124	181	160	140	136	124	115	165	160	146	141	130	126	128	115	94	84				
F _{box} /F	0,77	0,78	0,81	0,81	0,81	0,78	0,78	0,78	0,81	0,79	0,82	0,79	0,82	0,79	0,80	0,79	0,75	0,75				

Tabela 3 - Comparação entre F e F_{box} para perfis da série “HP”

Série de Perfis HP	HP 200 x 53,0	HP 200 x 71,0	HP 250 x 62,0	HP 250 x 85,0	HP 310 x 79,0	HP 310 x 93,0	HP 310 x 110,0	HP 310 x 125,0
F (m ⁻¹)	178	136	188	140	180	152	129	116
F _{box} (m ⁻¹)	121	93	126	95	121	103	88	78
F _{box} /F	0,68	0,68	0,67	0,68	0,67	0,68	0,68	0,67

Observando-se as tabelas 2 e 3, conclui-se que para a série HP, a relação entre F_{box} e F mantém-se praticamente constante. O mesmo não se pode dizer para a série W, visto que essa relação varia entre 0,67 e 0,82.

Em sequência, nas figuras 4, 5, 6 e 7 serão mostradas as curvas obtidas para as várias séries de perfis laminados, com tempo de exposição ao fogo variando de quinze até sessenta minutos, com intervalo de tempo de quinze minutos entre eles.

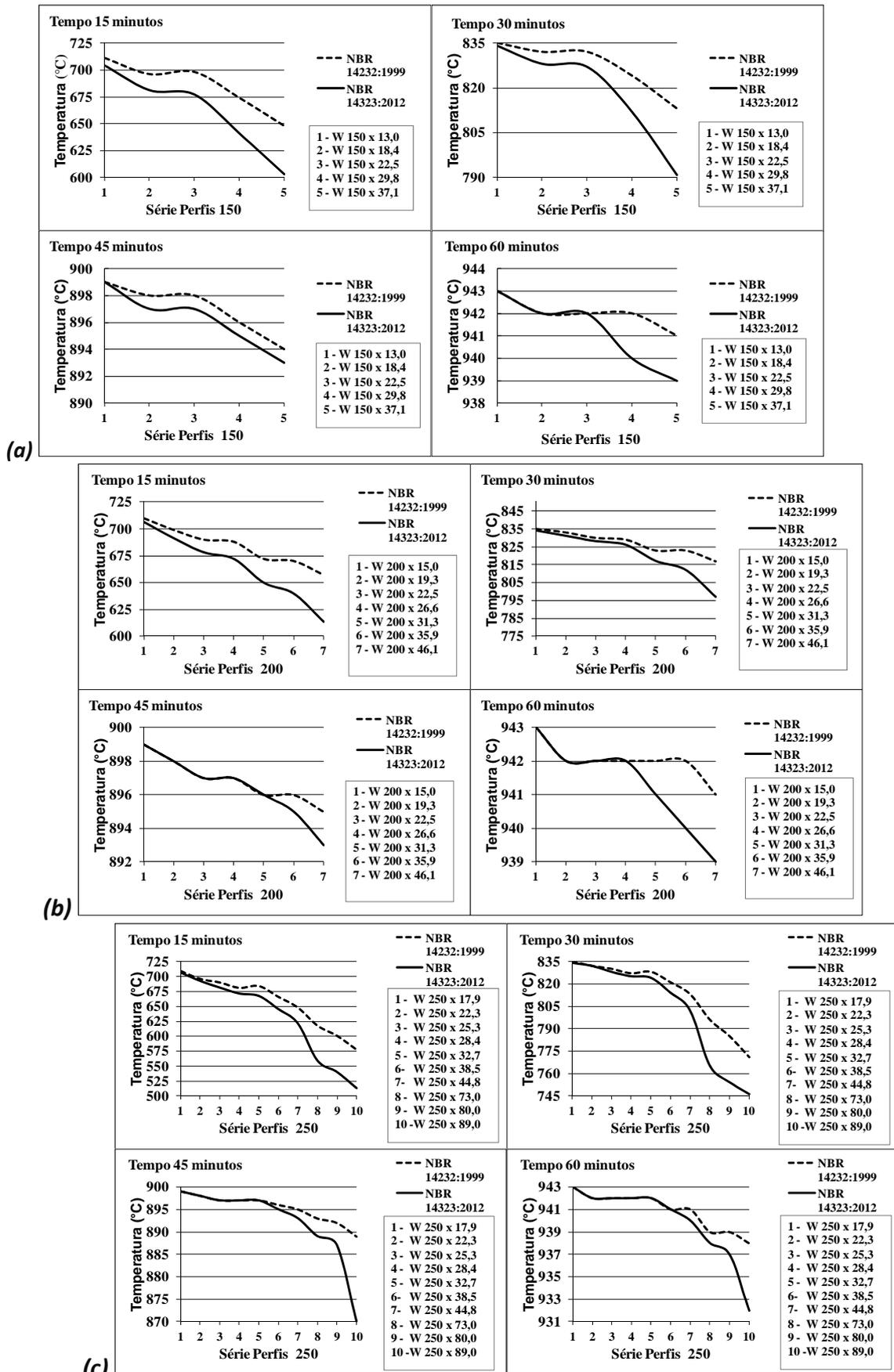


Figura 4 - Comparação da temperatura para perfis série: (a) 150, (b) 200 e (c) 250.

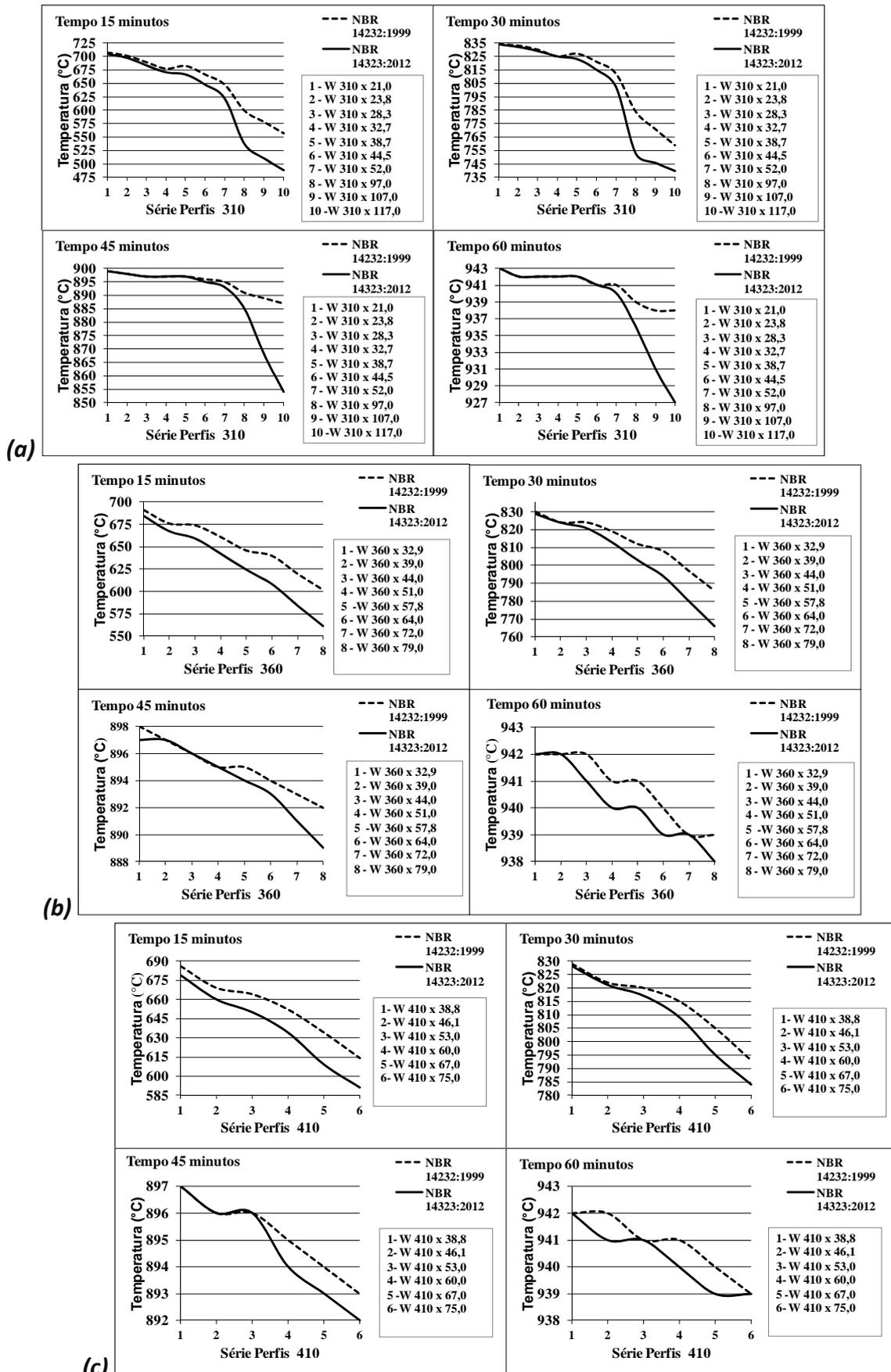


Figura 5 - Comparação da temperatura para perfis série: (a) 310, (b) 360 e (c) 410.

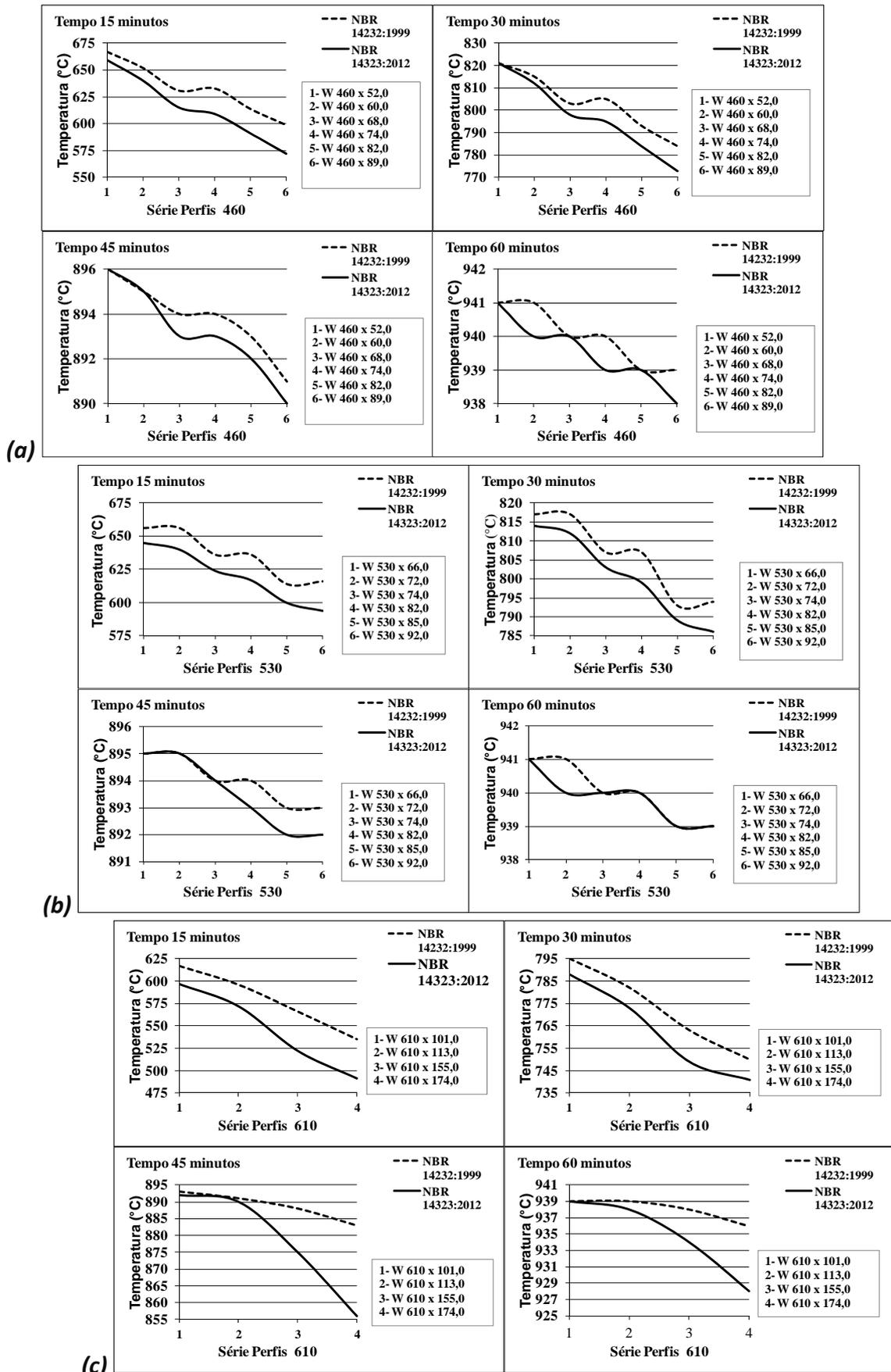


Figura 6 - Comparação da temperatura para perfis série: **(a)** 460, **(b)** 530 e **(c)** 610.

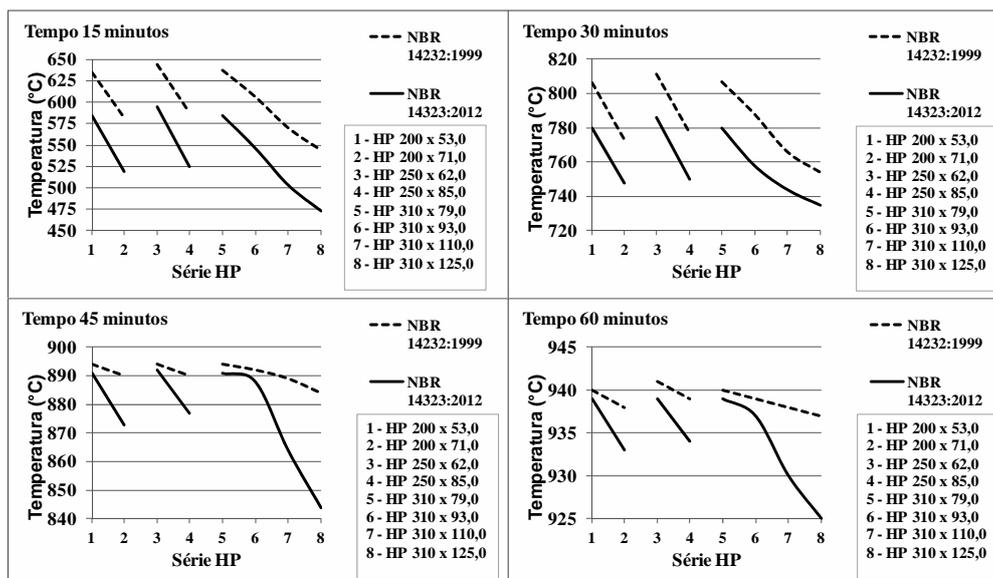


Figura 7 - Comparação da temperatura para perfis série HP

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

As principais mudanças propostas na ABNT NBR 14323 (2012) para a determinação da temperatura no elemento estrutural foram:

- a alteração do fator de emissividade de 0,5 para 0,7. Quanto maior o valor do fator de emissividade, maior é o calor induzido para a superfície do elemento atingindo, portanto, maiores temperaturas.

- a consideração do efeito de sombreamento (efeito shadow), conforme equação 2. Segundo Fransen e Zaharia (2005) a correção para o efeito de sombreamento decorre do fato que nos ensaios realizados em fornos, a seção de aço é aquecida principalmente pela radiação que se origina das paredes do forno e dos queimadores. Nesse caso, não pode haver mais energia que atinja a superfície do elemento do que aquela que atravessa a menor caixa que envolve a seção.

Ainda segundo a última referência, a correção devido ao efeito de sombreamento deve ser aplicada somente na parte radioativa do fluxo de calor, contudo essa consideração é também aplicada à parte convectiva do fluxo. Essa aproximação é justificada porque para as temperaturas encontradas em um incêndio, a radiação é o fator de transferência de calor predominante.

Como explicado no item 3, não é possível a comparação direta entre o fator de massividade F (m^{-1}) e F_{box} (m^{-1}), portanto, foram feitas as curvas de temperatura (tabelas 4 a 13) comparando a ABNT NBR 14323:1999 e a ABNT NBR 14323 (2012) considerando a série de perfis laminados comerciais “W” e “HP”.

Nas curvas, é possível observar que os valores de temperatura determinados conforme a ABNT NBR 14323 (2012) são sempre menores do que os calculados pela norma anterior. A nova norma, portanto, conduz a resultados mais econômicos do que a versão anterior, apesar do aumento do valor da emissividade que é compensado pela estratégia de se considerar o fator de sombreamento.

6 Conclusões

O projeto de revisão de nova norma brasileira ABNT NBR 14323 (2012) altera o método simplificado para a determinação da temperatura de perfis de aço sem revestimento contra fogo, em relação a sua versão de 1999. Neste artigo, foram comparados os valores de temperatura de perfis I sem revestimento contra fogo determinados conforme ambas as versões do texto normativo. Analisou-se a série de 70 perfis laminados comercializados no Brasil.

Foram incluídas ferramentas para facilitar o cálculo da temperatura conforme a nova norma.

Com os resultados obtidos neste artigo pode-se concluir que, mesmo com o aumento do fator de emissividade de 0,5 para 0,7, a consideração do fator de sombreamento (k_{sh}) conduz a temperaturas mais baixas nos perfis estudados. Portanto, o dimensionamento tornar-se-á mais econômico pela ABNT NBR 14323 (2012) em comparação à versão anterior da norma.

7 Referências bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Projeto de revisão da NBR 14323 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Disponível em: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/NBR14323draft.pdf>>. Acesso em: 20 novembro de 2012.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 1999.

Fransen, J.M; Zaharia, R. Design of Steel Structures subjected to Fire. Liège, Belgique, ULG, 2005.

FRANSSEN, J. M. Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire. Fire Safety Journal, n. 34, p.191-207, 2000.

Silva, V. Pignatta. Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. São Paulo, Editora Ziguarte, 2004.

Silva, V. Pignatta. Determination of the temperature of thermally unprotected steel members under fire situations. Considerations on the section factor. Latin American Journal of Solids and Structures. vol 3. p. 113-125. São Paulo. 2006.

Agradecimentos

Agradece-se à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo e ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo apoio a pesquisa.

Comportamento Elastoplástico de Pórticos de Aço Considerando as Ligações Semirrígidas Viga-Pilar

Armando Cesar Campos Lavall¹, Renata Gomes Lanna da Silva^{2*} e Ricardo Hallal Fakury³

¹ Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais,
lavall@dees.ufmg.br

² Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais,
rglanna.silva@gmail.com

³ Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais,
fakury@dees.ufmg.br

Inelastic Behaviour of Steel Frames Considering Beam-to-Column Semi-rigid Connections

Resumo

A análise convencional de pórticos de aço é usualmente considerada sob a hipótese de que as ligações entre vigas e pilares são completamente rígidas ou rotuladas. No entanto, a maioria das ligações apresenta um comportamento semirrígido que influencia o comportamento global das estruturas. Este artigo apresenta o desenvolvimento de um elemento finito para a utilização na análise inelástica avançada de pórticos planos de aço parcialmente e totalmente restringidos. O elemento finito considera os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$, a deformação por cisalhamento através da teoria de Timoshenko, a propagação da plastificação e diversas distribuições de tensões residuais. Elementos de mola não lineares são usados para incluir as ligações semirrígidas. O comportamento das ligações é modelado através de curvas momento-rotação multilíneas. Exemplos numéricos são apresentados visando avaliar a precisão da formulação desenvolvida e a influência das ligações semirrígidas no comportamento estrutural.

Palavras-chave: Análise Inelástica Avançada, Plasticidade Distribuída, Ligações semirrígidas viga-pilar.

Abstract

The behaviour of beam-to-column connections for conventional analysis of a structure is simplified to the two idealized extremes of either rigid-joint or pinned-joint behaviour. However most connections exhibit semi-rigid deformation that influence to overall behaviour of structures. This paper presents the development of a finite element for use in the advanced inelastic analysis of partially and fully restrained planar steel frames. The finite element considers the spread of plastification, several residual stress distributions, member shear deformations through the Timoshenko theory, $P-\Delta$ and $P-\delta$ effects. Nonlinear spring elements are used to include connections. The behaviour of the connections is modelled using multilinearized moment-rotation curves. Numerical examples are presented to evaluate the accuracy of the developed approach and the influence of semi-rigid connections in structural behavior.

Keywords: Advanced Inelastic Analysis, Spread Plasticity, Beam-to-column Semi-rigid Connections.

1 Introdução

A análise convencional e o dimensionamento de pórticos de aço são usualmente considerados sob a hipótese de que as ligações entre vigas e pilares são completamente rígidas ou rotuladas. No entanto, a maioria das ligações é do tipo semirrígido, cujo comportamento se situa entre esses dois casos extremos. A resposta prevista para a estrutura idealizada pode ser irrealista quando comparada com a resposta para a estrutura real, se a rigidez da ligação for ignorada na análise e nos procedimentos de cálculo.

As ligações semirrígidas têm uma função importante no cálculo das estruturas de aço, pois influenciam substancialmente a distribuição dos momentos fletores em vigas e pilares e afetam, negativamente, a estabilidade global do pórtico, uma vez que um aumento no deslocamento lateral da estrutura provoca uma redução na rigidez efetiva das barras. Então, quando as ligações semirrígidas são consideradas, um aumento significativo de deslocamento lateral pode ocorrer e, conseqüentemente, um aumento do efeito $P-\Delta$ é observado em relação à análise convencional com ligações totalmente rígidas. Assim, a omissão do comportamento real das ligações pode conduzir a resultados inconsistentes e imprecisos da resistência e da estabilidade global das estruturas.

Entre os atributos que afetam o comportamento de pórticos semirrígidos de aço são consideradas, neste trabalho, as não linearidades, geométrica e do material, e a flexibilidade das ligações. A não linearidade geométrica inclui os efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$ e às imperfeições geométricas. A não linearidade do material considera o espalhamento da plasticidade nas barras e nas suas seções transversais, associada com a influência das tensões residuais. E, finalmente, a flexibilidade da ligação é representada por curvas momento-rotação relativa não lineares, que simulam o comportamento das ligações semirrígidas.

Uma maneira de considerar todos estes efeitos no cálculo de pórticos semirrígidos é através do uso da análise avançada. A análise avançada é um método de análise que,

de forma adequada, avalia, simultaneamente, a resistência e a estabilidade de um sistema estrutural como um todo, de tal forma que as verificações posteriores de cada elemento, separadamente, conforme fazem as normas técnicas, possam ser dispensadas.

Durante os últimos 20 anos, pesquisas têm sido realizadas sobre o desenvolvimento e validação de vários métodos de análise não linear inelástica de estruturas de aço com ligações semirrígidas, como os estudos apresentados por Liew et al. (1993), Chen e Toma (1994), Kruger et al. (1995), Chen et al. (1996), Foley e Vinnakota (1997, 1999), Gizejowski et al. (2006), Liu et al. (2008), entre outros. Com o avanço nas pesquisas, juntamente com o desenvolvimento computacional, o comportamento semirrígido tem sido progressivamente incorporado nas análises, resultando em análises mais realísticas da resposta global das estruturas, permitindo um cálculo mais preciso e, certamente, mais confiável.

Este artigo apresenta o desenvolvimento de um elemento finito para o uso na análise inelástica avançada de pórticos parcialmente (PR) e totalmente (FR) restringidos. O elemento finito considera a propagação de plastificação na seção transversal e ao longo do comprimento da barra, a possibilidade de se adotar várias distribuições de tensões residuais, as deformações por cisalhamento nas barras e os efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$. Elementos de mola não lineares são usados para incluir as ligações parcialmente restringidas. O comportamento das ligações é modelado usando curvas momento-rotação multilíneas. A formulação considerando a teoria de Timoshenko e as tensões residuais autoequilibradas baseia-se numa formulação Lagrangiana atualizada. A técnica corrotacional é empregada para obter a matriz de rigidez tangente do elemento. Um programa de computador, visando à implementação do modelo de elemento finito proposto, é desenvolvido. Exemplos numéricos são analisados e comparados com os resultados obtidos por outros pesquisadores, com o objetivo de validar o modelo de elementos finitos implementado para a análise inelástica avançada.

2 Comportamento não linear das ligações

O conhecimento do comportamento das ligações entre os elementos estruturais é essencial para a análise e dimensionamento de uma estrutura. Em uma ligação entre viga e pilar, no caso mais geral, ocorre a transmissão de força normal, força cortante, momento fletor e momento de torção. Contudo, em vários casos de ligações em estruturas aporticadas, as deformações causadas pela força normal e pela força cortante são pequenas quando comparadas com as deformações rotacionais devido ao momento fletor, podendo, em geral, ser desconsideradas na análise. O efeito causado pelo momento de torção também não é considerado no estudo de estruturas planas. Portanto, neste trabalho, apenas o efeito do momento fletor na deformação rotacional das ligações será considerado. Esse efeito é avaliado considerando-se a curva momento-rotação relativa, $M-\theta_r$, que depende do tipo particular da ligação adotada, sendo o ângulo θ_r correspondente à rotação relativa entre a viga e o pilar do pórtico. As pesquisas mostram que a curva $M-\theta_r$ é não linear em todo seu domínio para todos os tipos de ligação, conforme mostra a Figura 1.

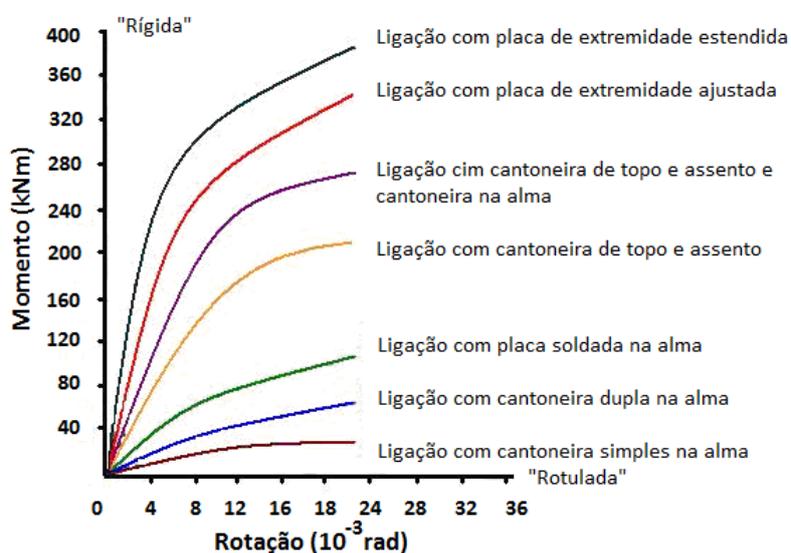


Figura 1 – Curvas momento – rotação relativa para diversos tipos de ligações, adaptada de Chen e Toma (1994)

O comportamento de uma ligação idealmente rotulada é representado pelo eixo das abscissas, θ_r , com $M = 0$ e o comportamento de uma ligação idealmente rígida é representado pelo eixo das ordenadas, M , com $\theta_r = 0$. Na realidade todas as ligações apresentam algum grau de semirrígidez, conforme mostram as curvas situadas entre

esses dois extremos, permitindo algum momento fletor a ser transferido e a ocorrência de alguma rotação relativa na ligação.

Vários trabalhos experimentais têm sido realizados e um grande conjunto de dados de diversos tipos de ligações têm sido coletados, conforme se encontram nas pesquisas realizadas por Chen e Kishi (1989) e Kishi et al. (2001), entre outros. Usando esses bancos de dados, os pesquisadores têm desenvolvido modelos analíticos para representar o comportamento $M-\theta_r$ de diversos tipos de ligações como, por exemplo, os modelos polinomiais, exponenciais e exponenciais modificados como os modelos de três e de quatro parâmetros. A modelagem do comportamento de uma ligação é complexa e exige uma definição muito precisa dos parâmetros usados para descrever esse comportamento. No entanto, uma representação simples bilinear, ou trilinear ou multilinear do comportamento da ligação fornece uma boa aproximação para se estudar o comportamento real de uma ligação (Kruger et al., 1995).

O modelo multilinear é proposto neste trabalho para representar as curvas momento-rotação de ligações parcialmente restringidas. Esse modelo é simples e capaz de descrever a curva $M-\theta_r$ com maior precisão em relação aos modelos bi e trilineares. Os valores dos pares ordenados de momento fletor e rotação são inseridos diretamente como entrada no programa e os valores de rigidez para cada trecho são automaticamente calculados para uma determinada ligação. A rigidez na descarga e na recarga é assumida ser igual à rigidez inicial. Uma representação com cinco trechos lineares da curva momento - rotação é mostrada na Figura 2.

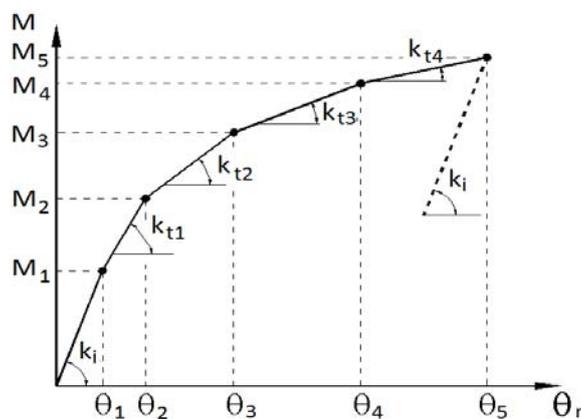


Figura 2 – Curvas momento-rotação multilineares para ligações parcialmente restringidas

3 Modelo do elemento finito

Este artigo descreve uma formulação geral, geometricamente exata para análise não linear geométrica e do material de pórticos planos de aço parcialmente restringidos (PR) e totalmente restringidos (FR), via Método dos Elementos Finitos, visando sua aplicação na análise avançada. O desenvolvimento teórico apresentado é adaptado Lavall (1996) e Silva (2010) e feito dentro de uma rigorosa formulação Lagrangiana atualizada, utilizando a técnica corrotacional para a dedução consistente das matrizes do elemento de pórtico plano. Este elemento finito é mostrado na Figura 3.

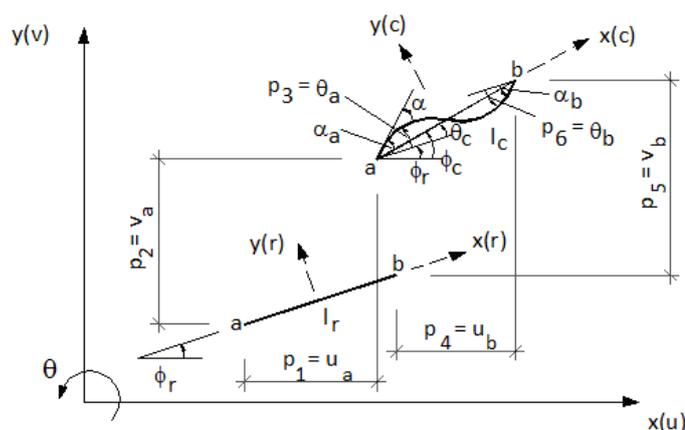


Figura 3 - Elemento de pórtico plano em sua configuração de referência e em sua configuração corrigida

No sistema global de referência (x, y) , os nós possuem três graus de liberdade, sendo duas translações, u e v , nas direções x e y , respectivamente, e uma rotação θ , considerada positiva quando medida no sentido anti-horário. Considerando-se o sistema local de coordenadas corrotacional (x_r, y_r) , com origem no centro do elemento, define-se l_r como sendo o comprimento do elemento entre os seus nós de extremidade, cujo ângulo com o eixo de referência global é ϕ_r . Para um determinado nível de carregamento, o elemento encontra-se deformado na posição atualizada ou corrigida. Da mesma forma, introduz-se um sistema local de coordenadas (x_c, y_c) , sendo ϕ_c o ângulo entre a corda e o eixo global x . Para esta posição deformada, o ângulo entre a corda e a tangente é dado por (α) .

Os graus de liberdade naturais e cartesianos do elemento são definidos, respectivamente, por:

$$q_{\alpha}^T = \{q_1 = l_c - l_r; q_2 = \alpha_a; q_3 = \alpha_b\}; \quad p = \{u_a; v_a; \theta_a; u_b; v_b; \theta_b\} \quad (1)$$

As relações entre os graus de liberdade naturais e cartesianos são importantes e listados abaixo:

$$\begin{cases} q_1 = l_c - l_r \\ q_2 = \alpha_a = \theta_a - \theta_c = p_3 - \varphi_c + \varphi_r \\ q_3 = \alpha_b = \theta_b - \theta_c = p_6 - \varphi_c + \varphi_r \end{cases} \quad (2)$$

As deformações, longitudinal e de cisalhamento são, respectivamente:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{d\bar{u}}{dx} - y_r \frac{d\theta}{dx} = \bar{\varepsilon}_x - y_r \alpha' \quad (3)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} = -\theta + \alpha = -\gamma \quad (4)$$

O Princípio dos Trabalhos Virtuais é usado no estudo do equilíbrio do elemento:

$$\int_{V_r} \sigma \delta\varepsilon dV_r + \int_{V_r} \tau \delta\gamma dV_r = P_i \delta p_i \quad (5)$$

onde dV_r é o elemento de volume na configuração de referência, σ a tensão normal, τ a tensão de cisalhamento, $\delta\varepsilon$ a deformação longitudinal virtual de uma fibra, $\delta\gamma$ a distorção virtual da fibra e P as forças nodais internas.

A deformação longitudinal virtual e a distorção virtual são dadas, com auxílio da regra da cadeia, respectivamente, por:

$$\delta\varepsilon = \varepsilon_{,\alpha} q_{\alpha,i} \delta p_i; \quad \delta\gamma = \gamma_{,\alpha} q_{\alpha,i} \delta p_i \quad (6)$$

Portanto, a equação de equilíbrio do elemento é dada por:

$$P_i = \left(\int_{V_r} \sigma \varepsilon_{,\alpha} dV_r + \int_{V_r} \tau \gamma_{,\alpha} dV_r \right) q_{\alpha,i} = Q_{\alpha} q_{\alpha,i} \quad (7)$$

Considerando uma formulação incremental de equilíbrio, a diferenciação de P no tempo pode ser dada por:

$$\frac{dP}{dt} = \frac{\partial P}{\partial p} \frac{dp}{dt} = \mathbf{k}_t \frac{dp}{dt} \quad (8)$$

onde, \mathbf{k}_t é a matriz de rigidez tangente do elemento em coordenadas cartesianas. As componentes k_{ij} são obtidas por meio da diferenciação de P_i com relação às coordenadas cartesianas p_j :

$$\frac{\partial P_i}{\partial p_j} = k_{ij} = q_{\alpha,i} Q_{\alpha,\beta} q_{\beta,j} + Q_{\alpha} q_{\alpha,ij} \quad (9)$$

$$Q_{\alpha,\beta} = \int_{V_r} \left(\varepsilon_{,\alpha} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \varepsilon_{,\beta} + \sigma \varepsilon_{,\alpha\beta} + \gamma_{,\alpha} \frac{d\tau}{d\gamma} \gamma_{,\beta} + \tau \gamma_{,\alpha\beta} \right) dV_r \quad (10)$$

A matriz de rigidez tangente do elemento é dada por:

$$k_{ij} = q_{\alpha,i} \left(\int_{V_r} \left(\varepsilon_{,\alpha} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \varepsilon_{,\beta} + \gamma_{,\alpha} \frac{d\tau}{d\gamma} \gamma_{,\beta} \right) dV_r \right) q_{\beta,j} + q_{\alpha,i} \left(\int_{V_r} (\sigma \varepsilon_{,\alpha\beta} + \tau \gamma_{,\alpha\beta}) dV_r \right) q_{\beta,j} + Q_{\alpha} q_{\alpha,ij} \quad (11)$$

O primeiro termo da equação representa a parcela constitutiva, o segundo e o terceiro termos representam os efeitos P- δ e P- Δ , respectivamente.

4 Implementação computacional considerando ligações semirrígidas viga-pilar

As matrizes obtidas da formulação descrita na seção anterior foram implementadas no programa desenvolvido por Lavall (1996), para realizar a análise de problemas de pórticos planos de aço, considerando-se a análise não linear elastoplástica.

O programa emprega o método de Newton Raphson puro na resolução das equações não lineares do problema. No processo incremental-iterativo, o equilíbrio é verificado em cada iteração segundo um critério de convergência baseado nos deslocamentos.

O programa considera os efeitos P- δ e P- Δ , as ligações parcialmente restringidas, as deformações por cisalhamento através da teoria de Timoshenko e a plasticidade distribuída ao longo das barras da estrutura, ao dividi-la em elementos finitos. Para a determinação dos coeficientes da matriz de rigidez, considera-se a técnica das fatias,

onde a seção transversal da barra é dividida em um grande número de fatias retangulares, buscando captar as variações de tensões e a propagação do escoamento ao longo da altura da seção transversal, além de permitir a implementação de qualquer modelo de distribuição de tensões residuais.

Para uma aproximação do comportamento real, uma ligação viga-pilar será considerada por meio de uma mola rotacional, representada pela sua curva característica momento-rotação relativa ($M-\theta_r$). O elemento de mola possui três graus de liberdade, sendo duas translações e uma rotação. As rigidezes são dadas em função dos deslocamentos relativos, ou seja, o deslocamento de um dos nós do elemento em relação ao outro. Neste trabalho, as rigidezes K_u e K_v têm valores suficientemente elevadas e constantes no processo incremental-iterativo, de modo que os deslocamentos relativos u e v podem ser tomados iguais a zero. A rigidez rotacional K_θ é obtida através de curvas multilinearizadas $M-\theta_r$ de diferentes tipos de ligações, disponíveis na literatura. A descarga ou recarga podem ser consideradas em qualquer trecho da curva.

5 Análise numérica e resultados

5.1 Pórtico de dois andares e um vão

A Figura 4 mostra um pórtico de dois andares e um vão com ligações semirrígidas. Esse pórtico foi analisado e calculado anteriormente por Chen et al. (1996) e Liu et al. (2008) para o carregamento e dimensões também mostrados na Figura 4. A combinação de carga considerada é dada por 1,2CP+1,6SC. A resistência ao escoamento do aço é igual a 250 MPa e o coeficiente de ponderação da resistência $\gamma_{\alpha,1}=1,1$. Os módulos de elasticidade longitudinal e transversal adotados são respectivamente iguais a 200.000 MPa e 77.000 MPa. A deformação por cisalhamento é dada através da teoria de Timoshenko e as imperfeições geométricas são consideradas explicitamente na análise, onde é assumido que todos os pilares do pórtico apresentam uma inclinação de $h/400$, onde h é a altura do andar. A distribuição linear das tensões residuais, tanto nas mesas quanto na alma, com $\sigma_{rc}=0,3\sigma_y$ é considerada na análise.

Para implementação dos dados do programa as vigas foram divididas em 4 elementos e os pilares em 2 elementos iguais. As seções transversais foram divididas em 50 fatias para considerar as tensões residuais, sendo 20 fatias em cada mesa e 10 fatias na alma.

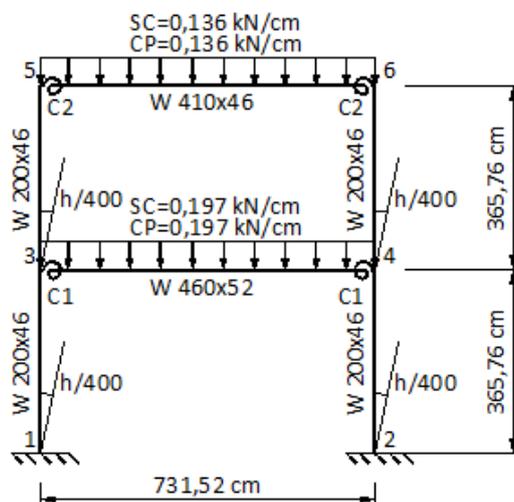


Figura 4 – Pórtico de dois andares e um vão adaptado de Chen et al. (1996)

As ligações *C1* e *C2*, do primeiro e segundo andar, respectivamente, constituídas por cantoneiras de topo e assento e cantoneira dupla na alma, foram representadas por Chen et al. (1996) através do modelo de três parâmetros. Neste trabalho, o comportamento não linear dessas ligações é aproximado por curvas multilíneas, conforme mostrado na Figura 2, com os valores dos pares M e θ_r apresentados na Tabela 1, onde θ_s é a capacidade última de rotação da ligação, conforme define Bjorhovde et al. (1990). A Tabela 1 também apresenta a rigidez tangente em cada trecho.

Tabela 1 – Parâmetros das ligações *C1* e *C2* para o comportamento multilinear

Ligação	Momento (10^3 kNcm)					Rotação relativa (10^{-3} rad)					Rigidez (10^3 kNcm/rad)				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5
C1	6	10	12	15	17	1,00	2,63	4,23	9,68	21,09	6000	2454	1250	550	177
C2	3	5	7	8	8,6	1,60	3,50	7,90	14,37	25,91	1875	1053	455	155	50

A Figura 5 mostra a relação carga-deslocamento para o nó 6 até o colapso do pórtico. Pelo método da análise inelástica avançada e considerando-se as ligações semirrígidas, o pórtico falha para o fator de carga igual a $f_u=1,078$. A máxima carga obtida por Chen

et al. (1996) e Liu et al. (2008) foram, respectivamente, $f_u=1,096$ e $f_u=1,101$. Para a carga de colapso, as rotações obtidas pelo programa nas ligações C1 foram 0,0114 (nó 3) e 0,0131 (nó 4), ambas situadas no 5º trecho da curva $M-\theta_r$, e nas ligações C2, 0,0150 (nó 5) e 0,0173 (nó 6), também situados no 5º trecho da curva $M-\theta_r$, portanto, menores do que a capacidade última de rotação θ_u das ligações correspondentes. Dessa forma, as ligações apresentam ductilidade adequada para permitir a evolução da plastificação até o mecanismo de colapso.

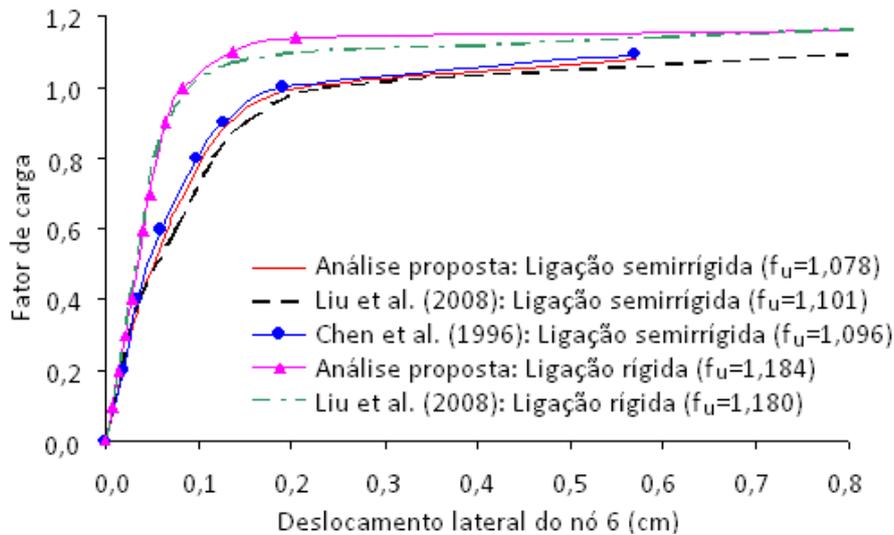


Figura 5 – Comportamento carga-deslocamento lateral do nó 6 (cm)

O gráfico da Figura 5 também mostra a diferença entre os comportamentos carga-deslocamento das análises considerando-se as ligações semirrígidas e as ligações rígidas convencionais. Nota-se que, o fator da carga de colapso f_u aumenta 9,8%, de $f_u=1,078$ para o pórtico com ligações semirrígidas para $f_u=1,184$ para o pórtico com ligações rígidas. As curvas indicam uma boa correlação entre as análises dos diversos autores.

As Figuras 6-a e 6-b mostram, para a carga de colapso da estrutura, os percentuais de solicitação em relação à plastificação nas extremidades dos pilares e nas extremidades e no meio do vão das vigas, para o pórtico parcialmente restringido e para o pórtico rígido, respectivamente. A Figura 6-a também apresenta os percentuais do momento último nas ligações semirrígidas.

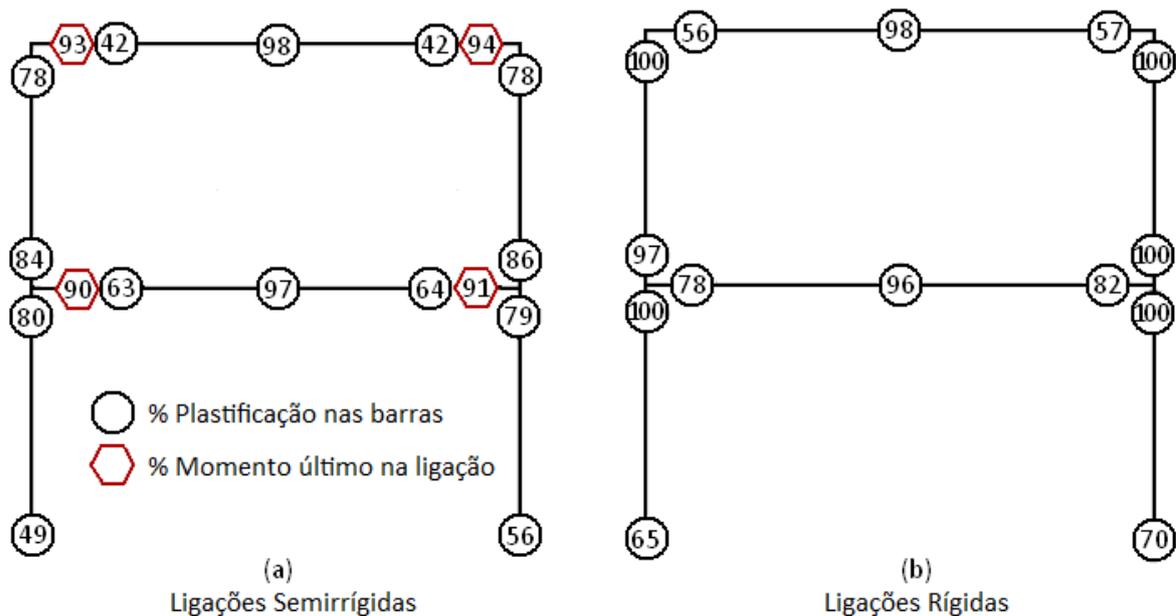


Figura 6 – Percentual de plastificação nas barras do pórtico e percentual do momento último nas ligações

Pode-se observar que o colapso do pórtico parcialmente restringido é diferente do pórtico rígido convencional. A Figura 6-a indica que no pórtico parcialmente restringido formam-se rótulas plásticas no centro do vão de cada viga, do 1º e 2º andares, e as ligações C1 e C2 também se plastificam, pois apresentam grandes rotações, situando-se no trecho cinco da curva $M-\theta$, indicando que a estrutura falha devido ao mecanismo de viga em ambos os andares. Pode-se dizer que o comportamento do pórtico semirrígido é governado pelas ligações, que apresentam momentos últimos significativamente inferiores ao momento plástico da viga conectada (ligações parcialmente resistentes).

No pórtico com ligações rígidas, as rótulas plásticas são desenvolvidas nas extremidades superiores dos pilares do 1º andar, nas extremidades superiores e inferiores dos pilares do 2º andar e no meio do vão de ambas as vigas, conforme mostra a Figura 6-b. Diferentemente do pórtico parcialmente restringido, o pórtico rígido falha por instabilidade inelástica associada com o mecanismo combinado de viga e de andar do 2º pavimento.

5.2 Pórtico de três andares e dois vãos

O pórtico de três andares e dois vãos mostrado na Figura 7 foi previamente analisado por Foley e Vinnakota (1997), visando aos estudos da carga última, da resposta carga-

deslocamento no topo do pórtico, do comportamento da ligação viga-pilar e da propagação de plasticidade nas barras da estrutura. O carregamento, as seções transversais e as dimensões das barras estão indicados na Figura 7. O módulo de elasticidade longitudinal e a resistência ao escoamento do aço são iguais a 200.000 MPa e 250 MPa , respectivamente, com comportamento elastoplástico perfeito. As tensões residuais máximas, com distribuição linear nas mesas e na alma do perfil, foram consideradas iguais a 50% da resistência ao escoamento, quando $d/b_f \leq 1,2$ (relação altura total e largura da mesa do perfil) e 30% quando $d/b_f > 1,2$.

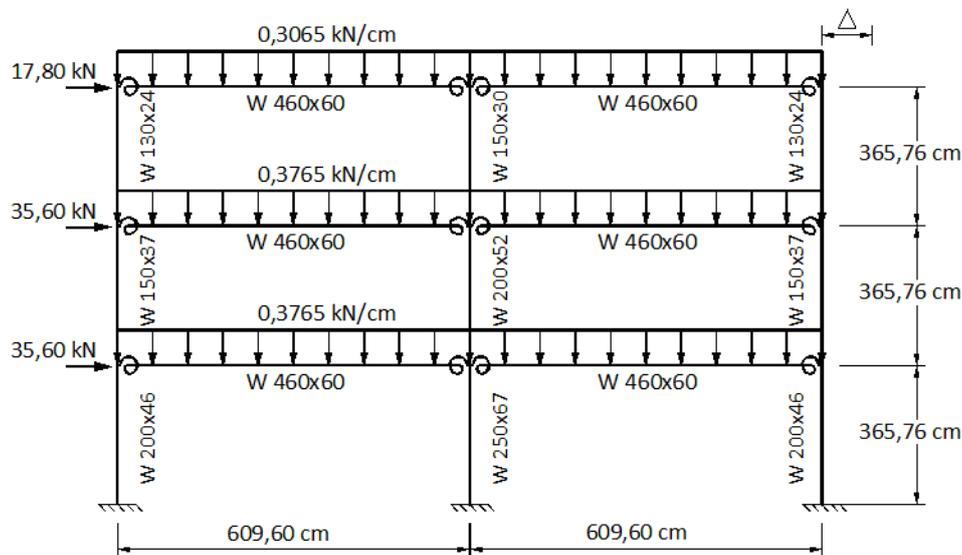


Figura 7 - Pórtico de três andares e dois vãos

Para implementação dos dados do programa os pilares e as vigas foram divididas em 8 elementos iguais. As seções transversais foram divididas em 50 fatias para considerar as tensões residuais, sendo 20 fatias em cada mesa e 10 fatias na alma. A carga uniformemente distribuída nas vigas foi modelada como um conjunto de cargas nodais equivalentes em todos os andares. Três tipos de ligação foram considerados por Foley e Vinnakota (1997) e utilizadas na análise do pórtico: a primeira ligação, considerada totalmente rígida (teórica) e a segunda e a terceira, consideradas semirrígidas, nomeadas como III-17 e III-11, respectivamente. Os comportamentos momento - rotação relativa de cada ligação, foram considerados pelos autores por curvas multilíneas, considerando-se quatro trechos lineares. Neste trabalho, o comportamento dessas ligações é representado por cinco trechos lineares, conforme mostrado na Figura 2, com pares M e θ_r apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros das ligações III-17 e III-11 para o comportamento multilinear

Ligação	Momento (10^3 kNcm)					Rotação relativa (10^{-3} rad)				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5
III-17	12,33	15,53	18,24	18,24	18,24	2,80	11,70	28,90	35,00	40,00
III-11	3,68	6,16	8,14	8,14	8,14	2,06	7,06	31,77	35,00	40,00

O comportamento carga-deslocamento do pórtico com ligações totalmente rígidas e ligações semirrígidas, III-17 e III-11, até a carga de colapso é mostrado na Figura 8, bem como o nível da rigidez em que se encontram as ligações III-17 e III-11.

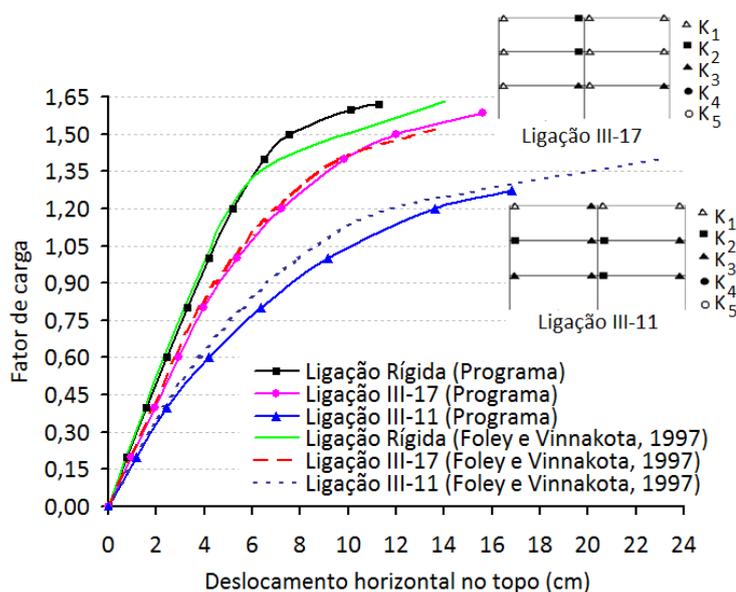


Figura 8 - Comportamento fator de carga - deslocamento horizontal no topo do pórtico

Os resultados obtidos pelo programa foram comparados com aqueles fornecidos por Foley e Vinnakota (1997), que também considera a análise inelástica baseada no método da zona plástica. Observa-se uma boa correlação entre os resultados obtidos por esses autores e aqueles obtidos pela análise inelástica avançada proposta neste trabalho, para todos os tipos de ligações. Nota-se que o comportamento carga-deslocamento para os pórticos com ligações rígidas e com ligações III-17 são similares, ocorrendo um deslocamento lateral ligeiramente maior no caso do pórtico com ligações semirrígidas III-17. Os diagramas que mostram o nível da rigidez das ligações indicam que as ligações III-11 e III-17 não atingiram a capacidade máxima de rotação, alcançando no máximo o trecho 3 da curva multilinear.

A Tabela 3 fornece os valores dos fatores de carga última e dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico obtidos pela análise avançada proposta neste trabalho e aqueles obtidos por Foley e Vinnakota (1997). Observa-se que a carga última alcançada com a ligação semirrígida III-11, obtida da análise avançada proposta, é significativamente menor do que aquelas alcançadas nos outros casos de ligações, indicando a importância de se considerar adequadamente o comportamento das ligações nas análises estruturais.

Tabela 3 - Fator da carga última e deslocamento horizontal no topo do pórtico

Ligação	Análise Avançada		Foley e Vinnakota (1997)	
	Fator da carga última	Deslocamento horizontal (cm)	Fator da carga última	Deslocamento horizontal (cm)
Rígida	1,620	11,28	1,632	14,02
III-17	1,585	15,60	1,520	13,61
III-11	1,275	16,82	1,399	22,99

A Figura 9 mostra a distribuição da plastificação nos pilares dos pórticos para a carga de colapso, considerando-se as ligações rígidas convencionais (Figura 9-a), as ligações semirrígidas III-17 (Figura 9-b) e as ligações semirrígidas III-11 (Figura 9-c). Pode-se observar que a distribuição da plastificação nos pilares é bem semelhante nos pórticos com ligações rígidas convencionais e com ligações semirrígidas III-17. Nota-se que o escoamento tende a espalhar-se ao longo do comprimento dos pilares (mais evidente nos pilares central e da direita). O grau de plastificação nas extremidades e no meio do vão das vigas é nulo ou praticamente nulo e não foram apresentados nos diagramas. No pórtico com ligações semirrígidas III-11 ocorre uma redução na propagação da plastificação ao longo dos pilares, uma vez que a carga última para esse pórtico é inferior aos outros casos, confirmando, mais uma vez, a influência das ligações nas respostas das estruturas.

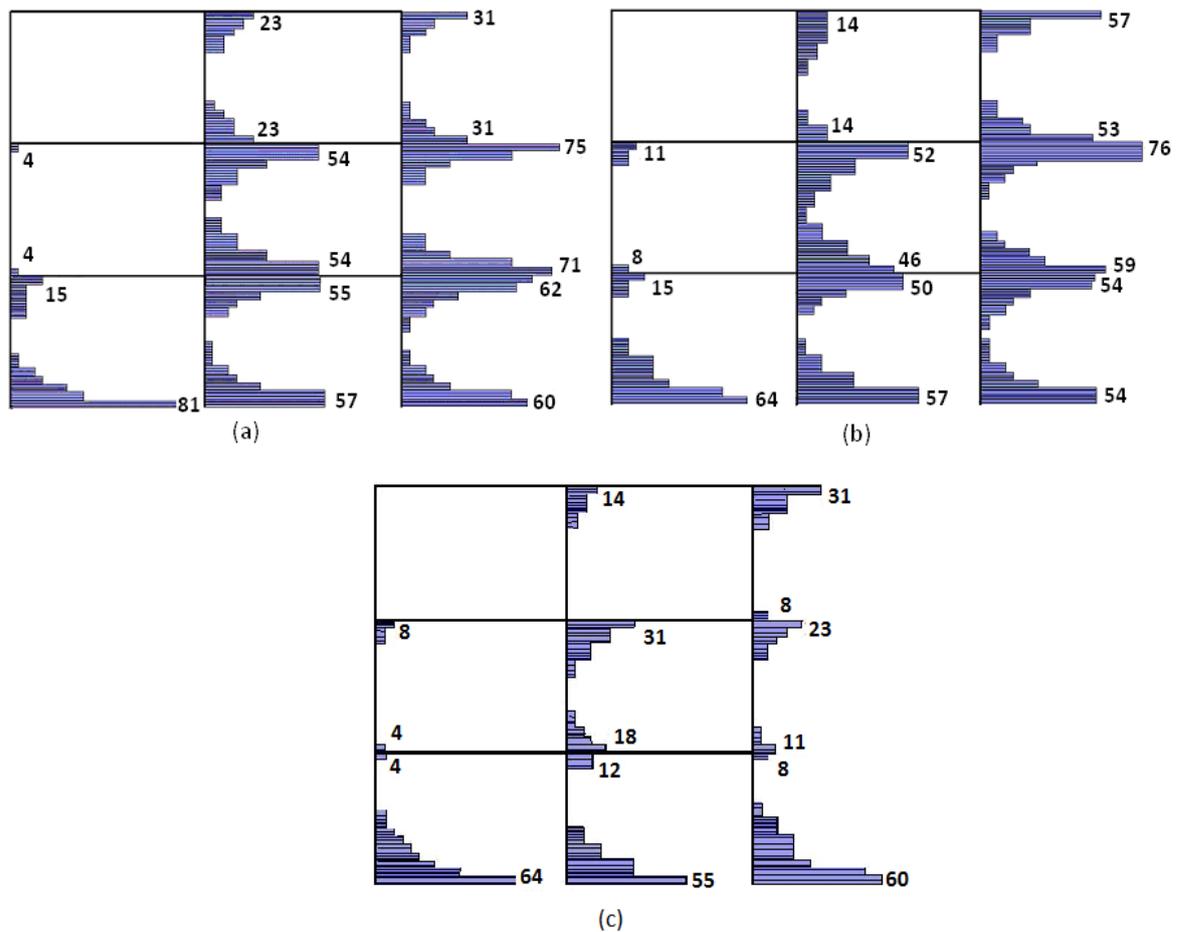


Figura 9 - Plastificação nos pilares do pórtico: (a) com ligações rígidas convencionais, (b) com ligações semirrígidas III-17, (c) com ligações semirrígidas III-11

5.3 Pórtico de dez andares e dois vãos

A Figura 10 mostra um pórtico de dez andares e dois vãos com ligações com chapa de extremidade estendida. O pórtico foi analisado e calculado previamente por Zhou (2005), para as cargas e dimensões mostradas na Figura 10. Todos os nós do modelo estrutural possuem o mesmo tipo de ligação semirrígida. O pórtico é estudado para demonstrar o efeito das ligações semirrígidas na resposta estrutural desde o início do carregamento até o seu colapso.

Os carregamentos, vertical e horizontal, foram considerados de forma incremental na análise numérica até o colapso. A resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade longitudinal do aço são iguais a 25 kN/cm^2 e 20.000 kN/cm^2 , respectivamente. As imperfeições iniciais geométricas são assumidas iguais a zero e as tensões residuais não são consideradas na análise. As vigas e os pilares foram

modelados com 4 elementos e as seções transversais foram divididas em 20 fatias. Os resultados dos efeitos da rigidez das ligações no comportamento carga-deslocamento do pórtico, obtidos pelo programa desenvolvido, são comparados com os resultados de Zhou (2005), obtidos por um programa capaz de realizar uma análise inelástica de estruturas planas de aço baseado no método da rótula plástica refinada.

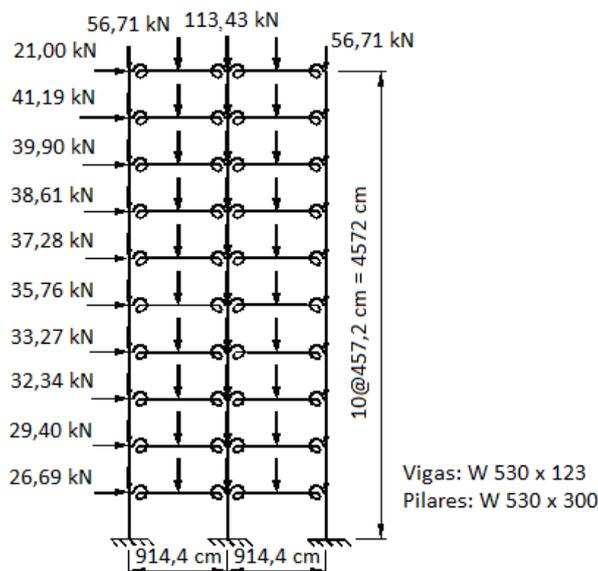


Figura 10 - Pórtico de dez andares e dois vãos com ligações com chapa de extremidades estendida

Três tipos de ligações, denominadas C1, C2 e C3, com chapa de extremidade estendida são considerados nas análises do pórtico, cujos parâmetros (M_w , K_i e n) podem ser encontrados em Zhou (2005). Neste trabalho, o comportamento das ligações é representado por curvas multilíneas (Figura 2), com dados mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros das ligações C1, C2 e C3 para o comportamento multilinear

Ligação	Momento (10^3 kNcm)					Rotação relativa (10^{-3} rad)				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5
C1	19,11	57,33	76,43	95,54	107,77	0,92	7,03	14,90	30,83	49,79
C2	25,00	49,99	74,99	99,98	124,98	0,85	2,84	6,88	14,96	31,77
C3	36,64	73,27	109,90	146,54	183,17	0,70	2,45	6,13	13,75	30,15

A Figura 11 mostra as respostas carga-deslocamento até o colapso do pórtico com as ligações C1, C2 e C3. Os resultados obtidos do programa desenvolvido, baseado no método da zona plástica, apresentaram uma boa correlação com os resultados obtidos

por Zhou (2005). Uma diferença menor do que 5% do valor da carga entre as análises é observada para todos os modelos estruturais.

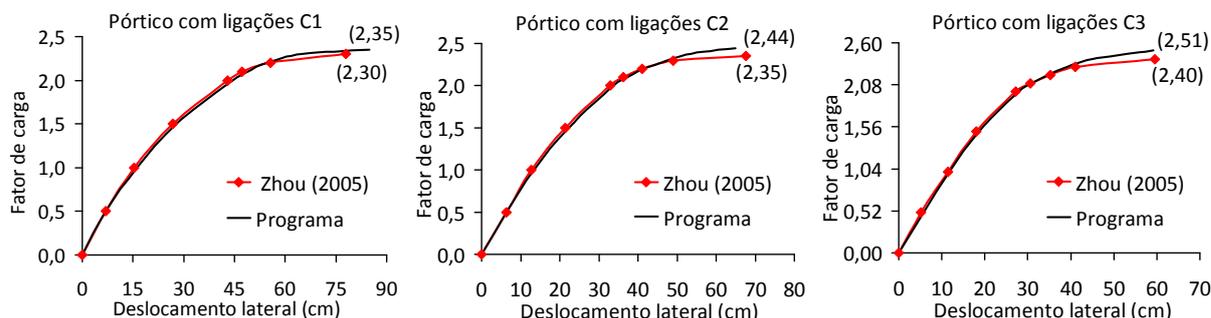


Figura 11 – Comportamento carga-deslocamento no topo do pórtico

A Figura 12 mostra, comparativamente, o comportamento carga-deslocamento no topo do pórtico obtido pelo programa desenvolvido, considerando as ligações rígidas convencionais e as ligações C1, C2 e C3. Os resultados mostram que o pórtico com ligações C1 apresenta maiores deslocamentos, resultando na estrutura mais flexível entre os modelos analisados. O pórtico com ligações C3 apresenta valores de deslocamentos muito próximos ao modelo convencional com ligações perfeitamente rígidas. Pode-se concluir que um tipo de ligação, que tradicionalmente é classificado como rígido, como é o caso da ligação com chapa de extremidade estendida, pode ser classificado como semirrígido, dependendo dos parâmetros envolvidos na ligação, como as dimensões das vigas e pilares, as espessuras das chapas envolvidas e o diâmetro dos parafusos.

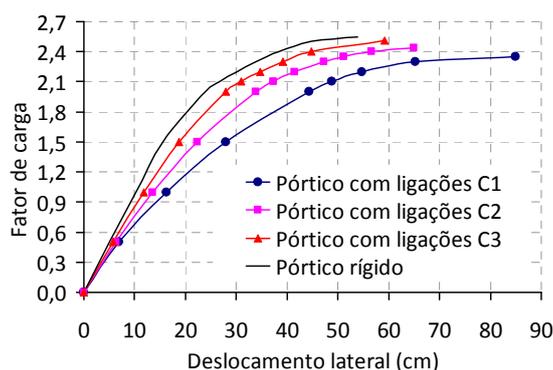


Figure 12 – Comportamento carga-deslocamento no topo do pórtico dez andares

6 Conclusão

Um programa computacional visando à análise inelástica avançada de pórticos planos de aço, parcialmente e totalmente restringidos, considerando-se as não linearidades

geométrica, do material e das ligações, foi desenvolvido. O elemento finito considera os efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$, as deformações por cisalhamento nas barras considerando a teoria de Timoshenko, a propagação de plastificação na seção transversal e ao longo do comprimento da barra e a possibilidade de se avaliar várias distribuições de tensões residuais.

O método de análise avançada provou ser muito eficiente na análise do comportamento de estruturas de aço que envolve ligações semirrígidas, desde a fase inicial do carregamento até a carga de colapso. O método desenvolvido, considerando-se o comportamento não linear das ligações através de curvas multilíneas $M-\theta_r$, mostrou ser adequado ao apresentar boa correlação quando comparado com outras formulações encontradas na literatura técnica.

Os exemplos apresentados mostraram que a mudança na rigidez das ligações provoca alterações significativas na carga última, nos deslocamentos laterais e na propagação da plastificação ao longo das barras das estruturas. Portanto, a consideração adequada e consistente da rigidez das ligações nas análises das estruturas de aço é de fundamental importância, uma vez que afetam fortemente o comportamento estrutural.

7 Agradecimentos

Os autores são gratos a CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e a FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais, pelo apoio recebido para a realização deste trabalho de pesquisa.

8 Referências bibliográficas

Bjorhovde, R.; Colson, A; Brozzetti, J. Classification system for beam-to-column connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 16, 3059-3077 p. 1990.

Chen, W. F; Kishi, N. Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling. **Journal of Structural Engineering**, v. 115(7), 105-119 p. 1989.

Chen, W.F.; Toma, S. Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software, and Applications. CRC-Press, Boca Raton, 1994.

Chen, W.F.; Goto, Y.; Liew, J.Y.R. Stability Design of Semi-Rigid Frames. John Wiley e Sons, Inc., New York, 1996.

Foley, C. M.; Vinnakota, S. Inelastic Analysis of Partially Restrained Unbraced Steel Frames. **Engineering Structures**, v. 19 (11), 891-902 p. 1997.

Foley, C. M.; Vinnakota, S. Inelastic Behaviour of Multistory Partially Restrained Steel Frames. Part I. **Journal of Structural Engineering**, v. 125 (8), 854-861 p. 1999.

Gizejowski, M.A.; Barszcz, A.M.; Branicki, C.J.; Uzoegbo, H.C. Review of analysis methods for inelastic design of steel semi-continuous frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, 81-92 p. 2006.

Kishi N.; Ahmed, A.; Yabuki, N.; Chen, W.F. Nonlinear Finite element Analysis of Top-and Seat-Angle with Double Web-Angle Connections. **Journal of Structural Engineering and Mechanics**, v. 12(2), 201-214 p. 2001.

Kruger, T. S.; van Rensburg, B. W. J.; du Plessis, G. M. Non-linear Analysis of Structural Steel Frames" **Journal of Constructional Steel Research**, v. 34. 1995.

Lavall, A. C. C. Uma Formulação Teórica Consistente para a Análise Não-linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos Considerando Barras com Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais nas Seções Transversais. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, 1996.

Liew, J.Y.R.; White, D.W.; Chen, W.F. Second-Order Refined Plastic Hinge Analysis of Frame Design: Part I. **Journal of Structural Engineering**, v. 119 (11), 3196-3216 p. 1993.

Liu, Y.; Xu, L.; Grierson, D.E. Compound-element modeling accounting for semi-rigid connections and member plasticity. **Engineering Structures**, v. 30, 1292–1307 p. 2008.

Silva, R. G. L. Análise Inelástica Avançada de Pórticos Planos de Aço Considerando as Influências do Cisalhamento e de Ligações Semirrígidas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.

Zhou, F. Model-Based Simulation of Steel Frames with Endplate Connections. Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Ohio, p. 133, 2005.

Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I

Táise Corrêa Nunes¹, Arlene Maria Sarmanho Freitas^{2*}, Geraldo Donizetti de Paula³ e Marcílio S. R. Freitas⁴

¹Mestre, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, taisecn@yahoo.com.br

²Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, arlene@em.ufop.br

³Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – PROPEC – DECIV/EM/UFOP, geraldo@em.ufop.br

⁴Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil - PROPEC-DECIV/EM/UFOP, marcilio@em.ufop.br

Analysis of steel welded connections between rectangular hollow section and i beam

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo de ligações soldadas formadas por pilar tubular com costura de seção transversal quadrada e viga em aço de seção transversal I. Foi realizada inicialmente uma análise teórica baseada em prescrições normativas e trabalhos de pesquisa e, em seguida, uma análise numérica das ligações propostas. A análise numérica considerou modelos em T (uma viga acoplada a pilar e um único plano de flexão) e modelos cruciformes (duas vigas acopladas a pilar e dois planos de flexão). A partir dos resultados numéricos foram obtidos os momentos resistentes das ligações.

Palavras-chave: estruturas metálicas, seções tubulares, ligações.

Abstract

This work presents a study of welded connections between structural rectangular hollow section columns and "I" section beams. A theoretical analysis was carried out from code prescriptions and researches works and then a numerical parametric analysis of the proposed connections was done. Numerical analysis represents em T models (one beam connected to the column and a single plane bending) and cruciforme models (two beams connected to the column and bending in two planes). From the numerical results the connections resistance moments were obtained.

Keywords: steel structures, hollow sections, connections.

1 Introdução

Apesar do crescimento e disseminação do uso das estruturas tubulares no Brasil, ainda há uma carência em pesquisas que forneçam ferramentas capazes de prever o comportamento desses elementos estruturais. A Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008 não traz claras referências sobre as ligações entre pilares tubulares e as vigas I, sendo necessário recorrer às normas internacionais. Este fato leva a uma grande necessidade de pesquisas para futuras inclusões em normas nacionais. Destaca-se que está em análise o Projeto de Norma Brasileira PN 02 125.03-004/Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares/2011.

Este trabalho teve por objetivo avaliar teórica e numericamente o comportamento de ligações soldadas entre pilares em perfil tubular de seção transversal quadrada (RHS - Rectangular Hollow Sections) com espessuras próximas de 6 mm e vigas em perfil I laminado. Foram analisados arranjos com pilar de extremidade primeiramente ligada a uma única viga (ligações em T - flexão em um único plano) e posteriormente ligada a duas vigas (ligações cruciformes - flexão em dois planos). Estudo anterior envolvendo pilares de perfis de seção circular e vigas de perfis I foi apresentado em Reis et al (2012).

As análises simularam diversas variações das dimensões do pilar e da viga, sendo possível quantificar a interferência de cada parâmetro na resistência a flexão da ligação após a aplicação dos carregamentos (Nunes (2012)).

2 Formulação Teórica

Os modos de falha previstos para ligações entre pilar RHS e viga I são apresentados na Figura 1. Para as ligações em estudo, Lu (1997) desenvolveu estudos que são similares aos trabalhos de Winkel (1998) que estudou ligações entre pilar CHS e viga I. As formulações segundo o guia CIDECT (Comitê Internacional para o Desenvolvimento e Estudo de Construções Tubulares) descritos em Wardenier et al (2010), Lu (1997) e ABNT (PN 02 125.03-004/Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares,2011) serão descritas a seguir para o

modo de falha de plastificação da face frontal do pilar, objeto deste trabalho. Na Figura 2 estão relacionados os parâmetros geométricos envolvidos nas análises.

<i>MODOS DE FALHA</i>	<i>CARACTERIZAÇÃO</i>
Plastificação da face frontal do pilar	
Puncionamento da face frontal do pilar	
Plastificação local da face lateral do pilar	
Cisalhamento do pilar	

Figura 1: Modos de falha da ligação entre pilar tubular de seção quadrada e viga I

<i>MODELO</i>	<i>PARÂMETROS GEOMÉTRICOS</i>
	$\beta = \frac{b_1}{b_0}$ $b_0 = \text{largura da coluna}$
	$2\gamma = \frac{b_0}{t_0}$ $t_0 = \text{espessura da coluna}$
	$\tau = \frac{t_1}{t_0}$ $b_1 = \text{largura da mesa}$
	$\eta = \frac{h_1}{b_0}$ $t_1 = \text{espessura da mesa}$
	$h_1 = \text{altura da viga}$

Figura 2: Ligação entre pilar quadrada e viga I - Parâmetros geométricos

As equações do momento resistente de cálculo de ligações soldadas entre viga I e pilar RHS sem o efeito da carga axial são apresentadas a seguir. A equação (1) é prevista pelo CIDECT (Wardenier et al, 2010) e a equação (2) refere-se à proposição de Lu (1997). O modo de falha considerado é a plastificação da face frontal do pilar, sendo este modo de falha não previsto na PN 02 125.03-004.

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 \left(\frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right) (h_1 - t_1) \quad (1)$$

$$M_{1,Rd} = f_{y0} t_0^2 (h_1 - t_1) (0,5 + 0,7\beta) \frac{4}{\sqrt{1-0,9\beta}} \quad (2)$$

onde:

$M_{1,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo

f_{y0} é a resistência ao escoamento do aço do pilar

Para pilares com carregamento axial, não prevista no CIDECT, segundo Lu (1997) o momento resistente da ligação é obtido ao se multiplicar o momento resistente sem a consideração do carregamento axial no pilar pelo fator de redução $f(n)$ dado pelas equações 3 e 4.

para carga axial de compressão:

$$f(n) = 1 + 0,016(2\gamma)^{0,9} n - 0,37(2\gamma)^{(0,26\beta - 0,31\beta^2)} n^2 \leq 1 \quad (3)$$

para carga axial de tração:

$$f(n) = 1 \quad (4)$$

$$n = \frac{N_0}{N_{0,pl}} \quad (5)$$

$$N_{0,pl} = A_0 f_{y0} \quad (6)$$

$$N_0 = N_{0p} + 2f \quad (7)$$

Para as ligações com carregamentos iguais entre as vigas, o momento resistente para as ligações em T é aproximadamente igual ao momento resistente de ligações cruciformes de acordo com os trabalhos de Lu (1997).

Considerando carregamentos diferentes entre as vigas num modelo cruciforme, o momento resistente resultante deve ser multiplicado pela função $f(J)$ que relaciona os valores dos carregamentos nas vigas.

$$f(J) = 1 + J(\beta - 0,66\beta^2) \quad \text{para} \quad J < 0 \quad (8)$$

$$f(J) = 1 \quad \text{para} \quad J \geq 0 \quad (9)$$

$$J = \frac{F_2}{F_1} \quad (10)$$

onde

F_1 é o carregamento vertical em T aplicado à viga

F_2 é o carregamento vertical cruciforme aplicado à viga

3 Descrição dos modelos numéricos

O estudo numérico foi executado segundo uma sequência de operações básicas, comum a todos os modelos. Contou-se com o auxílio de arquivos de comandos parametrizados, o que garante maior produtividade ao se alterar as variáveis envolvidas. As principais etapas necessárias à construção e análise dos modelos numéricos consistem em:

- Definição da geometria: Escolha dos perfis, modelos em T e cruciforme;
- Escolha dos elementos finitos utilizados: Shell 281 (pilar, viga e solda);
- Definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos: aço A 572, grau 50;
- Preparação da malha de elementos finitos;
- Definição das condições de contorno;
- Aplicação dos carregamentos no pilar e na viga.

A representação dos modelos constitutivos foi feita por meio de diagramas bi-lineares da relação tensão x deformação, utilizando material inelástico. Foram utilizadas as seguintes propriedades dos materiais:

- Módulo de elasticidade do aço, $E = 200$ GPa;
- Resistência ao escoamento do aço, $f_y = 345$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- Resistência última do aço, $f_u = 450$ MPa.

O comprimento utilizado para as vigas e para os pilares foi de 1000 mm e as dimensões dos perfis utilizados estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Dimensões dos perfis que compõem os modelos estudados

Pilar	Viga	Modelos em Tes e cruciformes sem e com carga axial no pilar								
		Dimensões (mm)						Parâmetros adimensionais		
		b_0	t_0	b_1	h_1	t_1	t_w	β	2γ	η
120x120	W200x15,0	120	6,3	100	200	5,2	4,3	0,83	19,05	2,53
	W250x17,9	120	6,3	101	251	5,3	4,8	0,83	19,05	2,09
	W310x21,0	120	6,3	101	303	5,7	5,1	0,83	19,05	1,67
130x130	W200x15,0	130	6,3	100	200	5,2	4,3	0,77	20,63	2,33
	W250x17,9	130	6,3	101	251	5,3	4,8	0,77	20,63	1,93
	W310x21,0	130	6,3	101	303	5,7	5,1	0,77	20,63	1,54
140x140	W200x15,0	140	6,3	100	200	5,2	4,3	0,71	22,22	2,16
	W250x17,9	140	6,3	101	251	5,3	4,8	0,71	22,22	1,79
	W310x21,0	140	6,3	101	303	5,7	5,1	0,71	22,22	1,43
160x160	W200x15,0	160	6,3	100	200	5,2	4,3	0,63	25,40	1,89
	W250x17,9	160	6,3	101	251	5,3	4,8	0,63	25,40	1,57
	W310x21,0	160	6,3	101	303	5,7	5,1	0,63	25,40	1,25
175x175	W200x15,0	175	6,3	100	200	5,2	4,3	0,57	27,78	1,73
	W250x17,9	175	6,3	101	251	5,3	4,8	0,57	27,78	1,43
	W310x21,0	175	6,3	101	303	5,7	5,1	0,57	27,78	1,14

Para os modelos sem carregamento axial de compressão no pilar, foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados nas seções inferior e superior da extremidade do pilar, impedindo assim os deslocamentos e as rotações nas direções dos eixos x, y e z. Já nos modelos com carregamento axial no pilar foram restringidos todos os graus de liberdade dos nós situados na seção inferior e os nós da seção superior foram liberados para deslocar em relação ao eixo vertical y.

A aplicação do carregamento foi realizada em duas etapas. Na primeira foi aplicada uma carga axial no pilar. A solicitação adotada neste trabalho é proporcional à capacidade resistente do pilar à compressão, correspondendo a 50% do valor da resistência ao escoamento do material da mesma. Na segunda etapa foi aplicado o

carregamento da viga em pequenos passos de carga até que fossem atingidos os estados limites últimos da ligação sobre flexão.

4 Apresentação e Discussão dos Resultados

O deslocamento limite (Δ) dos modelos foi determinada e a rotação referente a esta (Φ) é obtida conforme a equação (11), considerando que o deslocamento na mesa superior e na mesa inferior da viga são iguais

$$\Phi = \Delta / \frac{h_m}{2}$$

(11)

onde Φ , Δ e $h_m/2$ estão representados na Figura 3 (a) e (b).

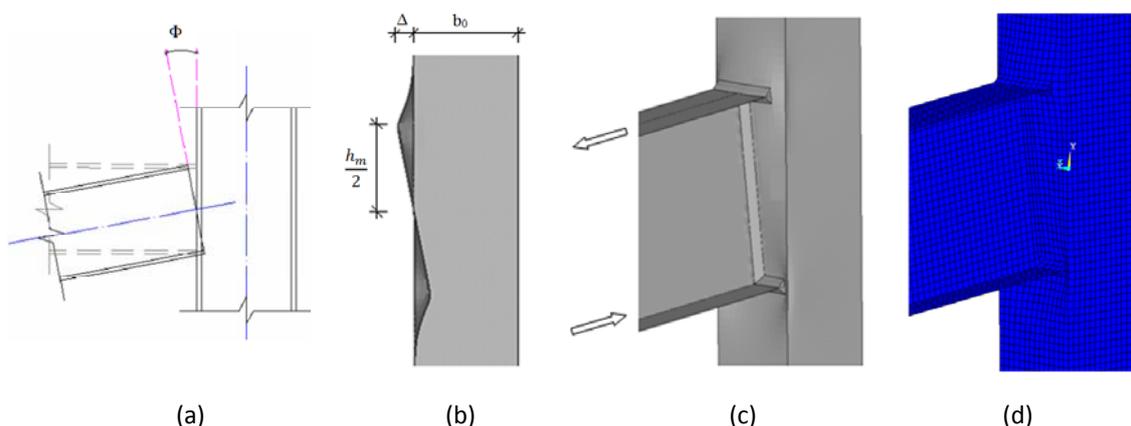


Figura 3: Movimentação da face do pilar: (a) Deslocamento limite; (b) Corte longitudinal ao pilar; (c) Modelo deformado; (d) Malha de elementos deformada

De acordo com os estudos de Lu (1997), a resistência das ligações deve ser tomada quando o deslocamento atingir 3% da largura do pilar (b_0). Este deslocamento limite ocorre na interseção da mesa inferior da viga com o pilar (efeito de compressão na face do pilar).

A seguinte consideração também deve ser observada para a definição do momento resistente numérico das ligações (Lu et al., 1994):

- Quando a relação entre o momento resistente numérico correspondente ao deslocamento de $3\%b_0$ e o momento resistente numérico correspondente ao

deslocamento de $1\%b_0$ for menor que 1,5, o momento resistente da ligação deverá ser o correspondente ao deslocamento de $3\%b_0$ que é considerado o estado limite último da ligação e em caso contrário tem-se o momento resistente a $1\%b_0$.

A Figura a seguir apresenta a distribuição das tensões de von Mises após a aplicação dos carregamentos. O modo de falha ocorrido foi a plastificação da face frontal do pilar (parede onde é soldada a viga), pois o momento de plastificação da viga e os momentos para os demais modos de falha do pilar não foram alcançados por nenhum dos modelos analisados.

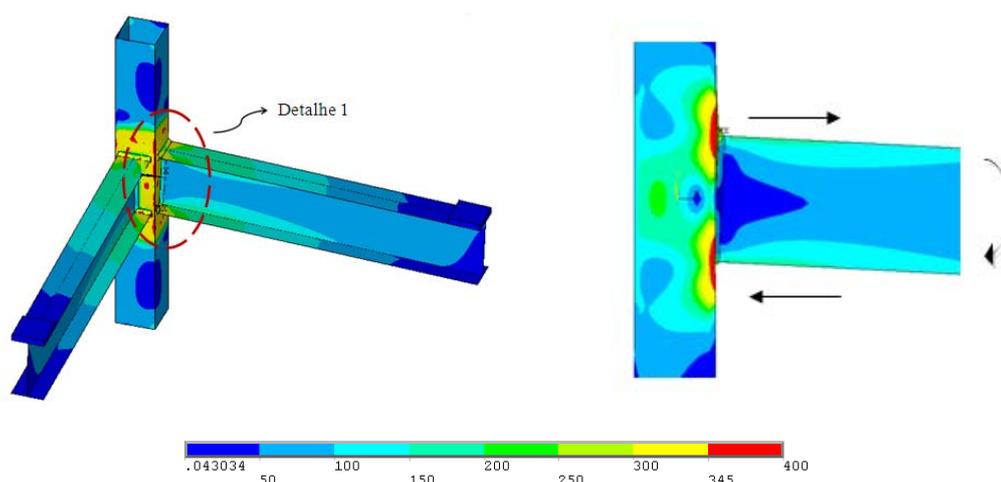


Figura 4: Plastificação do pilar (em MPa)

Os valores dos momentos resistentes obtidos da análise numérica, da prescrição do Projeto da Norma Brasileira (PN 02 125.03-004), do CIDECT e estudos realizados (Lu (1997)), considerando ligações em T sem carregamento axial do pilar, são apresentados na Tabela 2. Destaca-se que o Projeto da Norma Brasileira (PN 02 125.03-004) não prevê o modo de falha de plastificação da face frontal do pilar.

Observa-se que quanto maior o valor do parâmetro β , maior é o momento resistente da ligação. Este fato pode ser explicado pelo aumento da proximidade entre as paredes do tubo fazendo que a contribuição das paredes laterais na resistência do pilar seja mais significativa. Na medida em que a largura aumenta a contribuição das

paredes laterais vai diminuindo, havendo assim maior concentração de tensões na parede frontal.

Inversamente ao comportamento de β , quanto maior o parâmetro 2γ , menor é o momento resistente da ligação. Os pilares de maior largura geram maiores valores de 2γ , formando ligações menos resistentes.

Tabela 2 – Momento resistente: Modelos em T sem carga axial no pilar

Pilar	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{1,Rd}^{CIDECT}$ (kN.m)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{A}{B}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{CIDECT}}$
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	23,1	26,1	35,8	27,6	1,3	29,3	1,5	1,4
	W250x17,9	29,8	33,8	45,9	34,3	1,3	37,4	1,5	1,4
	W310x21,0	36,0	40,9	57,0	44,5	1,3	45,5	1,6	1,4
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	19,9	22,2	27,9	22,0	1,3	27,3	1,4	1,3
	W250x17,9	25,6	28,5	35,5	27,5	1,3	34,8	1,4	1,2
	W310x21,0	31,0	34,5	44,0	34,0	1,3	42,4	1,4	1,3
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	17,9	20,0	22,5	18,5	1,2	25,5	1,3	1,1
	W250x17,9	22,8	25,5	29,0	23,0	1,3	32,5	1,3	1,1
	W310x21,0	27,6	30,9	35,6	28,3	1,3	39,7	1,3	1,2
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	15,1	17,4	17,0	14,2	1,2	22,6	1,1	1,0
	W250x17,9	19,3	22,2	22,0	16,5	1,3	28,9	1,1	1,0
	W310x21,0	23,3	26,8	27,0	22,2	1,2	35,3	1,2	1,0
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	13,8	16,3	14,8	12,2	1,2	20,9	1,1	0,9
	W250x17,9	17,6	20,7	19,2	15,5	1,2	26,7	1,1	0,9
	W310x21,0	21,2	25,0	23,6	17,0	1,4	32,6	1,1	0,9

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico resistente para $\Delta=1\%b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico resistente para $\Delta=3\%b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Na Figura 5 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** tem-se a comparação entre os resultados numéricos para os momentos resistentes apresentados na Tabela 2 (sendo também representado a linha de tendência (LT)) que consideraram que o deslocamento limite seja de $3\%b_0$ e o modo de falha de plastificação da face do pilar versus as prescrições apresentadas anteriormente. Como a PN 02 125.03-004 não prevê o modo de falha citado, os resultados obtidos de suas formulações foram apresentados nas tabelas, porém estes não foram comparados graficamente com os resultados de Lu (1997) e do CIDECT.

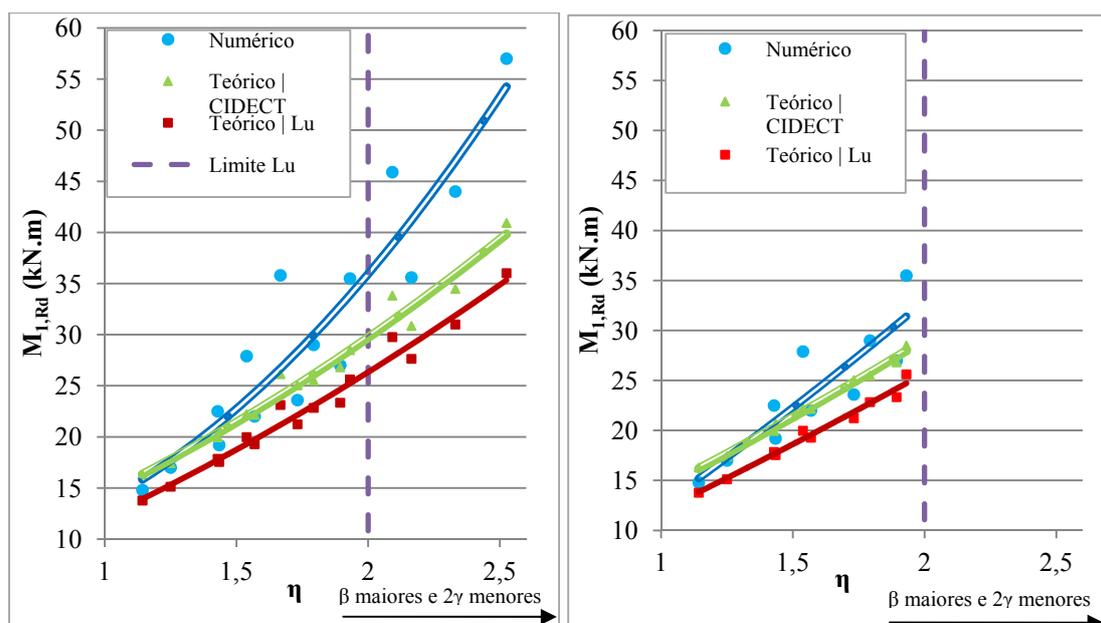


Figura 5 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados teóricos para o modo de falha de plastificação da face do pilar

Observa-se que as formulações são conservadoras diante dos resultados numéricos, sendo observada maior dispersão dos resultados dos modelos com maiores valores de β e menores valores de 2γ (pilares de 130 e 120 mm de largura). Deve-se portanto manter os limites pré-estabelecidos por Lu (1997): $0,2 \leq \beta \leq 0,8$; $0,3 \leq \eta \leq 2,0$; $15 \leq 2\gamma \leq 37,5$.

Foram comparadas as duas geometrias propostas, modelos em Tes (apenas uma viga soldada ao pilar) e cruciformes (duas vigas soldadas ao pilar formando um ângulo de 90°) e foi observado que a alteração da geometria não influencia significativamente o comportamento, sendo que os modelos cruciformes alcançaram valores ligeiramente maiores para o momento resistente em relação aos modelos em Tes. Destaca-se que as análises são para modelos simétricos quanto a geometria e carregamento.

Foi observado que houve a redução do momento resistente à medida em que foi incrementada a sollicitação axial no pilar, como observado na Tabela 3. Essa influência está associada à plastificação iniciada na parede do tubo, e ainda, ao desenvolvimento de deformações localizadas.

Tabela 3 - Momento resistente: Modelos em Tes com carga axial no pilar

Coluna	Viga W200x15	$M_{1,Rd}^{Lu}$ (kN.m)	$M_{num}^{3\%b_0}$ (kN.m) (A)	$M_{num}^{1\%b_0}$ (kN.m) (B)	$\frac{A}{B}$	$M_{1,Rd}^{ABNT}$ (kN.m)*	$\frac{M_{num}^{3\%b_0}}{M_{1,Rd}^{Lu}}$
120x6,3 $\beta=0,83$ $2\gamma=19,05$	W200x15,0	18,4	32,5	25,8	1,3	19,1	1,8
	W250x17,9	23,6	45,0	33,9	1,3	24,3	1,9
	W310x21,0	28,6	56,0	40,0	1,4	29,6	2,0
130x6,3 $\beta=0,77$ $2\gamma=20,63$	W200x15,0	15,6	26,0	20,5	1,3	17,7	1,7
	W250x17,9	20,0	35,0	27,0	1,3	22,6	1,8
	W310x21,0	24,2	43,0	32,5	1,3	27,5	1,8
140x6,3 $\beta=0,71$ $2\gamma=22,22$	W200x15,0	13,7	21,2	17,0	1,2	16,6	1,5
	W250x17,9	17,6	28,4	22,5	1,3	21,1	1,6
	W310x21,0	21,2	34,5	26,6	1,3	25,8	1,6
160x6,3 $\beta=0,63$ $2\gamma=25,40$	W200x15,0	11,3	16,1	13,0	1,2	14,7	1,4
	W250x17,9	14,4	21,3	16,7	1,3	18,8	1,5
	W310x21,0	17,4	26,2	20,0	1,3	22,9	1,5
175x6,3 $\beta=0,57$ $2\gamma=27,78$	W200x15,0	10,1	13,9	11,0	1,3	13,6	1,4
	W250x17,9	12,9	18,3	14,0	1,3	17,4	1,4
	W310x21,0	15,6	23,0	16,9	1,4	21,2	1,5

*Modo de falha: Puncionamento da face da coluna.
 $M_{1,Rd}^{Lu}$ - Momento resistente segundo Lu (1997)
 $M_{1,Rd}^{CIDECT}$ - Momento resistente segundo o guia CIDECT (2010)
 $M_{num}^{1\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=1\%b_0$
 $M_{num}^{3\%b_0}$ - Momento numérico para $\Delta=3\%b_0$
 $M_{1,Rd}^{ABNT}$ - Momento resistente segundo a ABNT/PN 02 125.03-004 (2011)

Os valores dos momentos resistentes dos modelos com maiores valores de β que consideraram o carregamento axial se mostraram conservadores em relação aos resultados dos modelos com menores valores de β .

Os modelos cruciformes com a consideração do carregamento axial se comportaram de maneira similar aos modelos em T com carregamento axial, sendo que os valores dos momentos resistentes dos modelos com maiores valores de β que consideraram o carregamento axial se mostraram conservadores em relação aos resultados dos modelos com menores valores de β .

Para sintetizar o comportamento das ligações, na Figura 6 são apresentadas as distribuições das tensões para os modelos que utilizaram o pilar 140x140x6,3 mm e a viga W200x15 com pilar sem e com carregamento axial, e considerando a alteração da geometria (modelos em T e modelos cruciformes).

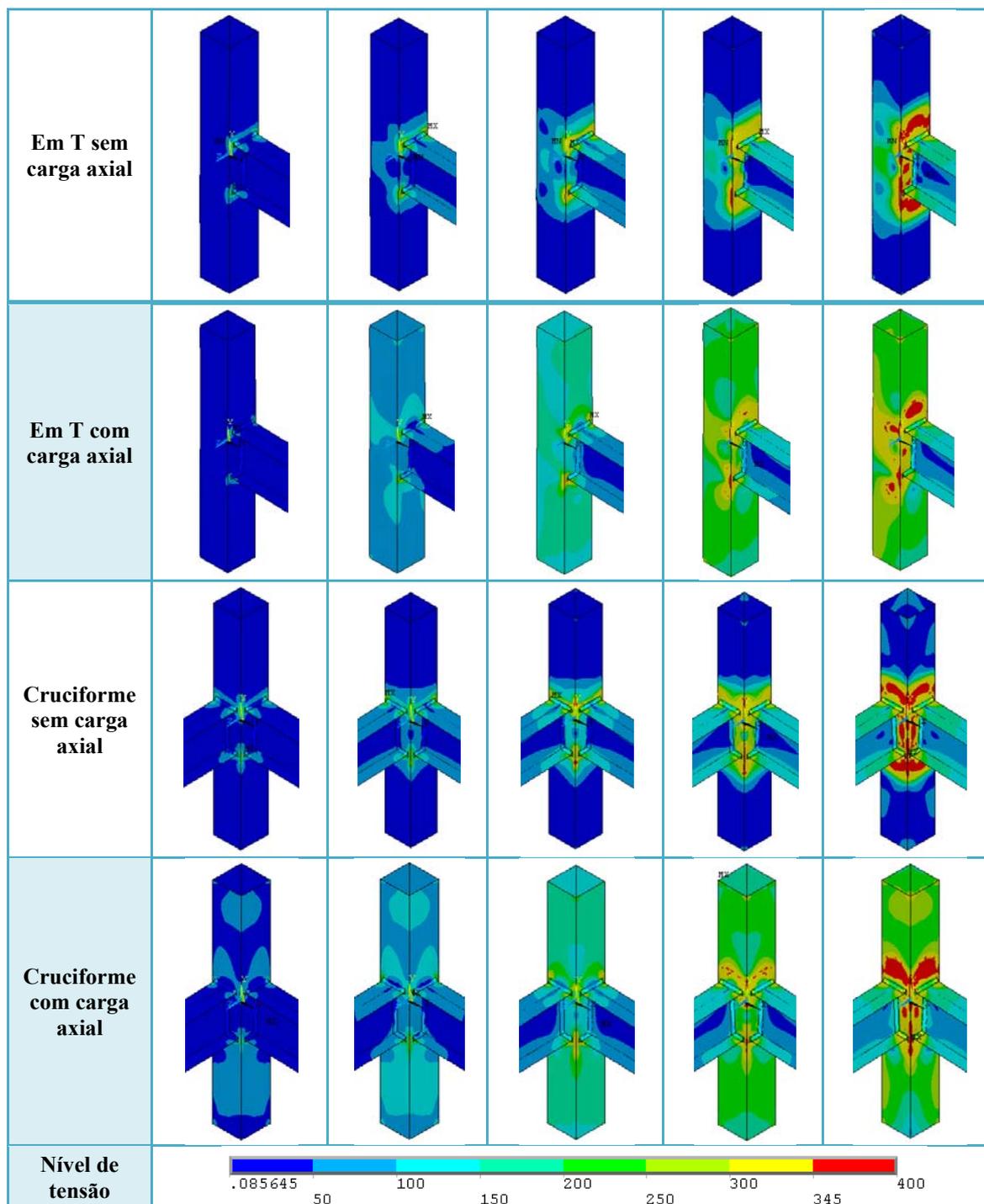


Figura 6: Distribuição das tensões de von Mises (MPa)

Pode ser observada a concentração de tensões nas áreas próximas do encontro entre a viga e o pilar, sendo esta a região mais solicitada durante a transmissão dos esforços. A mesa superior traciona a face do pilar enquanto a mesa inferior comprime a face do pilar, sendo nestas interseções onde ocorre a plastificação dos modelos.

5 Considerações Finais

Após as análises numéricas realizadas foi possível verificar que os resultados obtidos apresentaram boa correlação com os resultados teóricos. O modo de falha que ocorreu em todos os modelos numéricos e através da verificação teórica foi a plastificação da face frontal do pilar, sendo que o deslocamento último controlou a resistência da ligação. Os modelos com maiores valores de β se mostraram conservadores quando comparados com modelos com menores valores, devendo ser validados com modelos experimentais.

Observou-se que o momento resistente da ligação aumentou com o acréscimo da altura da seção transversal da viga ao se utilizar um mesmo pilar; já aumentando a largura do pilar houve a redução ao se utilizar uma mesma viga. Esta redução pode ser explicada pela maior flexibilidade da parede do tubo frente às solicitações transversais.

Os modelos de geometria cruciforme apresentaram rigidez e resistência ligeiramente superiores aos modelos de geometria em T, podendo-se considerar que foram aproximadamente iguais.

As ligações em T e cruciformes que simularam o efeito da carga axial nos pilares tiveram redução do momento resistente. Este efeito foi mais expressivo nas ligações que utilizaram a viga de menor inércia, considerando um mesmo pilar e nas ligações que utilizaram o pilar de menor largura, considerando uma mesma viga.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem a FAPEMIG (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de Minas Gerais), CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa), CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior).

7 Referências bibliográficas

ABNT NBR:8800. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Segunda edição. Rio de Janeiro, 2008.

LU, L. H. The static strength of I-beam to rectangular hollow section column connections, PhD Thesis, Delft University, Netherlands, 1997.

LU, L. H., WINKEL, G. D., YU, Y., WARDENIER, J. Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints. of Technology, Delft, Netherlands, 1994.

NUNES, T. C. Análise de ligações metálicas soldadas entre pilar de seção RHS e viga de seção I. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, 2012.

PN 02 125.03-004. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares, Rio de Janeiro, 2011.

REIS, S. L. F., FREITAS, A. M. S., de Paula, G. D. e FREITAS, M. S. R. Análise Teórico-Experimental de Ligações Soldadas entre Pilares de Perfis de Seção Circular e Vigas de Perfis I. Revista da Estrutura de Aço. vol 1, no. 2, 2012.

WARDENIER, J., PARKER, J. A., ZHAO, X. L., van der VEGTE, G. J. Hollow Sections in Structural Applications. CIDECT. Geneva, Switzerland, 2010.

WINKEL, G. D. The static strength of I-beam to circular hollow section column connections. PhD. Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1998.

Estudo Numérico de Painéis do Sistema *Light Steel Framing* em Situação de Incêndio

Rodrigo Barreto Caldas^{1*}, Francisco Carlos Rodrigues¹, Marcos Ferreira de Souza²,
Rodrigo de Araújo Simões³, Luisa Lana Gonçalves Costa Silveira⁴

¹ Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da
Universidade Federal de Minas Gerais, caldas@dees.ufmg.br

² Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de Minas Gerais

³ Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Minas Gerais

⁴ Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Minas Gerais

Numerical Study of Light Steel Framing Panels in Fire Conditions

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo numérico da transferência de calor através de painéis do sistema construtivo *Light Steel Framing* em situação de incêndio. Entre as configurações de painéis estudadas foram analisados o emprego de uma ou de duas placas de gesso acartonado em cada lado do painel e o uso ou não de material isolante no interior do painel. Diferentes proteções contra aquecimento são propostas para o perfil de aço formado a frio utilizando partes de placas de gesso acartonado. Constatou-se que o acréscimo de uma segunda placa de gesso acartonado atende a um tempo de isolamento térmico de 120 minutos. O uso de material isolante no interior do painel leva a valores maiores de temperaturas no perfil de aço, próximo ao lado de exposição ao incêndio, diminuindo o tempo de resistência ao fogo. Constatou-se também que as proteções propostas neste trabalho, para o perfil de aço, mostraram-se bastantes satisfatórias, proporcionando redução significativa da temperatura.

Palavras-chave: *Light Steel Framing, incêndio*

Abstract

This paper presents a numerical study of heat transfer through Light Steel Framing panels in fire conditions. Different configurations panels were analyzed with the use of one or two gypsum boards on each side and the use or not of insulating material inside the panel. Different protections against heating are proposed for the cold formed steel profile using parts of gypsum boards. It was found that the addition of a second gypsum board meets an insulation time of 120 minutes. The use of insulation to fill the panel leads to larger values of temperature in the steel profile near the fire exposure side, reducing the time of fire resistance. It was also found that the protections proposed in this work for the steel profile are satisfactory, providing a significant decrease in temperature.

Keywords: *Light Steel Framing, fire*

1 Introdução

Basicamente, o sistema construtivo *Light Steel Framing* (LSF) é composto de painéis estruturais reticulados de perfis de aço formados a frio (PFF) formando paredes, pisos e cobertura, que integram a estrutura da edificação. Nesse sistema, os perfis de aço formados a frio encontram-se encobertos pelos materiais de fechamento.

Os painéis do sistema LSF devem atender a requisitos de segurança contra incêndio como resistência, isolamento e estanqueidade. Para tal, é necessário um estudo dos componentes dos painéis desse sistema, como o perfil de aço e o material de isolamento acústico e térmico.

Alterando a configuração dos materiais em um painel do sistema construtivo LSF, por exemplo, com o emprego de uma ou duas placas de gesso acartonado em cada lado do painel; com o uso ou não de material isolante no interior do painel e com a utilização de trechos de placas como material de proteção para os PFF, pode-se variar a proteção térmica proporcionada, com ganhos para determinadas configurações no tempo de resistência ao fogo, no que se refere ao isolamento térmico e à temperatura nos perfis estruturais.

Neste trabalho, são analisadas diferentes configurações de painéis do sistema LSF e, conseqüentemente, do isolamento térmico e da proteção em situação de incêndio para o PFF que compõe o painel, procurando avaliar a distribuição da temperatura no decorrer do tempo (SOUZA, 2010). As análises de transferência de calor são realizadas utilizando o método dos elementos finitos, com o auxílio do programa computacional ABAQUS (SIMULIA, 2007).

Devido ao grande emprego de placas de gesso acartonado nos painéis de paredes do sistema LSF e, considerando as restrições de dados sobre as propriedades térmicas para as placas de *Oriented Strand Board* (OSB) e as placas cimentícias, em situação de incêndio, o presente trabalho apresenta resultados apenas com as placas de gesso acartonado resistente ao fogo e com lã de rocha como material de isolamento.

1.1 Revisão da Literatura

ALFAWAKHIRI e SULTAN (2000) apresentam ensaios de painéis LSF expostos ao fogo juntamente com o desenvolvimento de um modelo numérico e de procedimentos analíticos para obtenção dos deslocamentos laterais e do tempo de resistência ao fogo. Todos os ensaios apresentaram falha devido ao carregamento atuante nos painéis. Em nenhum caso foi observada a falha do isolamento térmico.

FENG *et al.* (2003) elaboraram um estudo numérico utilizando o programa ABAQUS e experimental com oito painéis. Foram analisados experimentalmente perfis U e perfis U enrijecidos, painéis com uma ou duas placas de gesso acartonado em ambos os lados e a presença ou não de material isolante no interior. A placa de gesso utilizada foi a *Fireline Gyproc* (resistente ao fogo) com espessura de 12,5 mm fabricada pela *British Gypsum*. O material isolante utilizado no interior dos painéis foi a lã de rocha *Isowool 1000*, também fabricada pela *British Gypsum*. Para os painéis com material isolante no interior, foi constatado que um contato imperfeito entre o isolamento e as superfícies internas das placas e do perfil pode ter criado espaços vazios nos corpos de prova. Os autores relatam que é importante que o material isolante seja colocado o mais próximo do lado exposto ao fogo (interno ao compartimento), indo ao contrário da prática de aquecimento de ambientes, onde o isolamento é colocado mais próximo do lado externo ao compartimento, com o intuito de diminuir a perda de calor (principalmente em países com invernos rigorosos, o que não ocorre no Brasil). Em relação ao monitoramento das temperaturas na superfície não exposta ao fogo, devido à presença de material isolante no interior, não foi observada a falha do isolamento térmico para uma exposição ao fogo de até 2 horas. Considerando que haja material isolante no interior do painel e o mesmo apresente baixa condutividade térmica, o desempenho térmico dos painéis não é significativamente afetado pelo tipo de material utilizado. No entanto, não ter material isolante no interior dos painéis leva a um menor isolamento.

NADER (2002) apresenta informações sobre diversos países, em relação à resistência ao fogo e ao desempenho acústico para o sistema LSF. O trabalho apresenta as exigências normativas de países como Austrália, Canadá, Estados Unidos, Europa,

dentre outros, com indicação de configurações de painéis e seu tempo de resistência ao fogo.

A Tabela 1 indica as configurações utilizadas na Europa para atender aos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF).

Tabela 1. Configurações de painéis LSF utilizadas na Europa (NADER, 2002).

TRRF (minutos)	Configuração
30	Uma placa de gesso padrão de 15mm de espessura em cada face do painel
	Uma placa de gesso resistente ao fogo de 12,5mm de espessura em cada face do painel
60	Uma placa de gesso resistente ao fogo de 12,5mm de espessura juntamente com outra placa do tipo padrão de 12,5mm em cada lado do painel
	Uma placa de gesso resistente ao fogo de 12,5mm de espessura juntamente com outra placa do tipo padrão de 19 mm em cada lado do painel
90	Duas placas de gesso resistente ao fogo de 12,5mm de espessura em cada face do painel

Na Tabela 2 e Tabela 3 são apresentadas as configurações recomendadas nos Estados Unidos, para painéis sem e com função estrutural, respectivamente.

Tabela 2. Configurações de painéis LSF, sem função estrutural, utilizadas nos Estados Unidos (NADER, 2002).

Modelo	Espaçamento entre montantes (mm)	Isolamento térmico	Tipo de placa de gesso	Espessura da placa de gesso (mm)	TRRF (minutos)
U405	600	-	Uma placa padrão	16	60
U406	600	50mm de lâ mineral	Uma placa padrão	12,5	60
U468	600	63,5mm de fibra de vidro	Uma placa padrão	12,5	60
U491	600	75mm de lâ mineral	Uma placa padrão	19	120
U411	600	-	Duas placas padrão	16	120
WP1052	600	-	Duas placas resistentes ao fogo	16	60
WP1070	600	37,5mm de lâ mineral	Uma placa resistente ao fogo	12,5	60
WP1072	600	-	Uma placa resistente ao fogo	16	60
WP1521	600	-	Duas placas resistentes ao fogo	12,5	120
WP1548	600	-	Duas placas resistentes ao fogo	16	120
WP2930	600	-	Duas placas resistentes ao fogo	19	180
WP2945	600	-	Quatro placas resistentes ao fogo	12,5	240
WP2964	600	50mm de lâ mineral	Duas placas resistentes ao fogo	19	240

Conforme KAITILA (2002), em temperatura ambiente e também no início da elevação de temperatura em situação de incêndio, a restrição dada pelas placas de gesso auxilia na capacidade resistente dos montantes. A temperatura crítica para o término da eficiência da placa de gesso comum é de aproximadamente 550°C. Acima dessa temperatura, tem-se a calcinação dessas placas, conforme menciona RANBY (1999). A perda de integridade das placas no lado exposto ao fogo expõe os montantes diretamente ao calor do fogo.

Tabela 3. Configurações de painéis LSF, com função estrutural, utilizadas nos Estados Unidos (NADER, 2002).

Modelo	Espaçamento entre montantes (mm)	Isolamento térmico	Tipo de placa de gesso	Espessura da placa de gesso (mm)	TRRF (minutos)
U440	600	Opcional	Duas placas padrão	12,5	60
U423	600	-	Uma placa padrão	12,5	45
U423	600	-	Uma placa padrão	16	60
U423	600	-	Duas placas padrão	12,5	90
U423	600	-	Três placas padrão	12,5	120
U423	600	50mm de lã mineral	Duas placas padrão	16	120
U425	600	Lã mineral ou fibra de vidro em todo o interior	Uma placa padrão	12,5	45
U425	600	Lã mineral ou fibra de vidro em todo o interior	Uma placa padrão	16	60
U425	600	Lã mineral ou fibra de vidro em todo o interior	Duas placas padrão	12,5	90
WP1716	600	-	Duas placas resistentes ao fogo	12,5	120

BÉNICHOU E SULTAN (2004) apresentam resultados de ensaios de um sistema LSF com materiais de isolamento acústico. O painel estrutural que continha lã de rocha como material isolante proporcionou uma maior resistência ao fogo, quando comparado com as fibras de celulose e vidro ou com painéis sem isolamento. A lã de rocha protegeu os montantes e as placas de gesso do lado não exposto ao fogo, após as placas do lado exposto perderam a integridade.

A *Partnership for Advancing Technology in Housing (PATH)* é uma associação que visa à promoção de tecnologias em habitações norte americanas. Essa associação desenvolveu um guia com informações sobre o sistema LSF com dados e detalhes sobre o comportamento ao fogo e o conforto acústico (PATH, 2004). A Tabela 4 e Tabela 5 apresentam algumas dessas informações.

ALVES (2006) também realizou análises numéricas de transferência de calor em painéis expostos ao incêndio observando que as placas de gesso são excelentes para minimizar a transferência de calor entre compartimentos.

Tabela 4. Modelos para configuração de paredes sem funções estruturais (PATH, 2004).

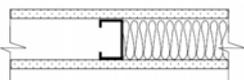
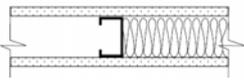
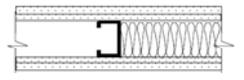
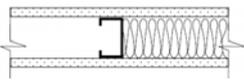
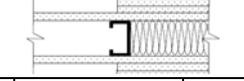
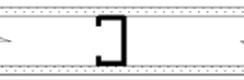
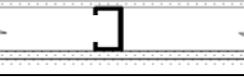
Modelo	Descrição	TRRF (minutos)	Ilustração
UL 448	-Perfis espaçados a cada 600mm; -Espessura de 37,5mm de lâ de rocha no interior; -Uma placa de gesso em cada lado com 12,5mm de espessura	60	
UL 432	-Perfis espaçados a cada 600mm; - Material de isolamento térmico opcional (lã de rocha no interior); -Uma placa de gesso em cada lado com 15mm de espessura.	60	
UL 411	-Perfis espaçados a cada 600mm; -Material de isolamento térmico opcional (lã de rocha no interior); -Duas placas de gesso em cada lado com 15mm de espessura cada placa.	120	

Tabela 5. Modelos para configuração de paredes com funções estruturais (PATH, 2004).

Modelo	Descrição	TRRF (minutos)	Ilustração		
UL 432	-Perfis espaçados a cada 600mm; - Material de isolamento térmico opcional (lã de rocha no interior); - uma placa de gesso em cada lado com 15mm de espessura.	60			
UL 425 (somente para paredes internas)	-Perfis espaçados a cada 400mm; - Material de isolamento térmico opcional (lã de rocha no interior); -Placas de gesso em cada lado conforme indicado.	Ver quadro ao lado			
			Nº placas	Espessura (mm)	TRRF (minutos)
			1	12,5	45
			1	15	60
			2	12,5	90
			2	15	120
3	12,5	120			
2	18	120			
GA WP1206	-Perfis espaçados a cada 400mm; -Uma placa de gesso em cada lado com 15mm de espessura.	60			
GA WP1714	-Perfis espaçados a cada 400mm; -Duas placas de gesso em cada lado com 15mm de espessura.	120			

A Instrução Técnica 08 de 2011 (CBSP 08, 2011) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações. Essa Instrução Técnica apresenta um anexo com as configurações de painéis *drywall* e os seus respectivos tempos de resistência ao fogo, em relação aos critérios de isolamento e estanqueidade (Tabela 6). Na tabela, a nomenclatura dos modelos indica a sua configuração. Como exemplo, para o modelo 73/48/600 1 ST 12,5 – 1 ST 12,5 tem-se uma espessura total do painel de 73 mm, largura nominal da alma do perfil de aço que compõe o painel igual a 48

mm, espaçamento entre os perfis de aço de 600 mm e uma placa de gesso acartonado padrão (ST) em cada lado com espessura de 12,5 mm. A sigla “RF”, que aparece em alguns modelos na tabela, indica que a placa de gesso é resistente ao fogo (em geral são as placas em cor rosa).

Tabela 6. Tabela de resistência ao fogo de painéis com placas de gesso para *drywall* (CBSP 08, 2011)

Modelo	TRRF (minutos)
73/48/600 1 ST 12,5 – 1 ST 12,5	30
95/70/600 1 ST 12,5 – 1 ST 12,5	30
100/75/600 1 ST 12,5 – 1 ST 12,5	30
115/90/600 1 ST 12,5 – 1 ST 12,5	30
98/48/600 2 ST 12,5 – 2 ST 12,5	60
120/70/600 2 ST 12,5 – 2 ST 12,5	60
140/90/600 2 ST 12,5 – 2 ST 12,5	60
98/48/600 2 RF 12,5 – 2 RF 12,5	90
120/70/600 2 RF 12,5 – 2 RF 12,5	90
140/90/600 2 RF 12,5 – 2 RF 12,5	90
108/48/600 2 RF 15 – 2 RF 15	120
130/70/600 2 RF 15 – 2 RF 15	120
135/75/600 2 RF 15 – 2 RF 15	120
150/90/600 2 RF 15 – 2 RF 15	120

Em relação à capacidade resistente dos perfis de aço, o EN 1993-1-2:2005 prescreve que nenhuma verificação é necessária, para elementos sujeitos a flambagem local, submetidos a temperaturas de até 350°C.

2 Modelo Numérico

Nas simulações numéricas (SOUZA, 2010), considerou-se apenas um dos lados do painel exposto ao incêndio padrão (ABNT NBR 14432:2001).

CALDAS (2008) apresenta uma revisão sobre a aplicação do método dos elementos finitos para aplicação em problemas de transferência de calor. Neste trabalho, a simulação envolve a transferência de calor por condução ao longo das placas de gesso, do perfil e ao longo da lã de rocha nos painéis com isolamento. As transferências de calor por convecção e por radiação ocorrem dos gases em temperatura elevada para as placas de gesso, no interior dos painéis (modelo sem isolamento) e das placas para o ambiente no lado não exposto ao incêndio.

As superfícies externas estão sujeitas aos fluxos de calor devidos à radiação e convecção. A emissividade resultante da superfície foi tomada igual a 0,8 para o lado

exposto ao fogo e 1,0 para o lado sem exposição (FENG *et al.*, 2003). A temperatura dos gases é dada pela curva de incêndio padrão (ABNT NBR 14432:2001). Para a superfície não exposta ao incêndio, considerou-se a temperatura dos gases igual a 20 °C. Para os coeficientes de convecção térmica, considerou-se 25 W/m² °C para o lado exposto ao incêndio e 10 W/m² °C para a superfície não exposta. Apesar dos valores de emissividade resultante e coeficiente de convecção térmica, adotados neste trabalho para a face não exposta, serem diferentes dos prescritos pelo EN 1991-1-2:2002, optou-se por utilizar os valores apresentados por FENG *et al.* (2003) por terem sido validados a partir de resultados experimentais e serem mais conservadores.

Em relação à radiação na cavidade (interior) do painel, o programa ABAQUS considera um conjunto de superfícies compostas por faces de elementos finitos, não levando em conta a atenuação da radiação na cavidade, assumindo que as faces são isotérmicas e com emissividades uniformes. Os valores adotados para a emissividade e para o coeficiente de convecção térmica, que se mostraram adequados nas comparações com os resultados experimentais apresentados por FENG *et al.* (2003), foram de 0,8 e 10 W/m² °C, respectivamente.

O elemento finito utilizado foi o quadrilateral, linear e de quatro nós, DC2D4, da biblioteca do programa ABAQUS. Para validação do modelo, foram simulados os resultados numéricos e experimentais apresentados por FENG *et al.* (2003) e ALVES (2006). Maiores detalhes da validação podem ser visto no trabalho de SOUZA (2010).

Devido à falta de informações de fabricantes e fornecedores sobre materiais de vedação constituintes do sistema LSF em situação de incêndio, foram tomadas as propriedades térmicas das placas de gesso acartonado e para a lã de rocha, conforme apresentadas por FENG *et al.* (2003). A placa de gesso acartonado utilizada por FENG *et al.* (2003) é a *Fireline Gyproc* do tipo resistente ao fogo produzida pela *British Gypsum* (Tabela 7).

Observa-se na Tabela 7, com as propriedades da placa de gesso, que o valor do calor específico tem uma elevação acentuada aos 125°C em função da umidade presente na placa de gesso. Após a evaporação da água, há uma grande diminuição do calor específico que apresenta uma variação mais branda em seu aumento até os 1200 °C.

Tabela 7. Propriedades térmicas do gesso (FENG *et al.*, 2002).

Densidade (kg/m ³)	Condutividade térmica (W/m°C)	Calor específico (J/kg°C)
727,1	0,2 a 10 °C	925,04 a 10 °C
	0,218 a 150 °C	941,5 a 95 °C
	0,103 a 155 °C	24572,32 a 125 °C
	0,3195 a 1200 °C	953,14 a 155 °C
		1097,5 a 1200 °C

Os valores da condutividade térmica e o calor específico do aço foram tomados segundo a norma europeia EN 1993-1-2:2005.

Para a lã de rocha foram consideradas as propriedades do produto *Isowool* 1000 industrializada pela *British Gypsum*, com densidade de 25 kg/m³, condutividade térmica de 0,036 W/m°C e calor específico de 840 J/kg°C (FENG *et al.*, 2003).

3 Estudo de Diferentes Configurações para Painéis LSF

No presente estudo, foi considerado um perfi U enrijecido com largura nominal da alma de 100 mm, largura nominal das mesas de 54 mm, largura nominal do enrijecedor de borda de 15 mm e espessura da chapa de 1,2 mm. As placas de gesso foram consideradas com espessura de 12,5 mm.

Os modelos com uma placa em cada lado, sem e com lã de rocha no interior serviram para validação a partir da comparação com os resultados experimentais e numéricos apresentados por FENG *et al.* (2003) e ALVES (2006). Maiores detalhes podem ser vistos no trabalho de SOUZA (2010) e RODRIGUES *et al.* (2010).

Apenas para ilustrar o procedimento de análise, a Figura 1 apresenta os resultados obtidos no presente trabalho e os resultados experimentais apresentados por FENG *et al.* (2003).

Da Figura 1 observa-se que:

- para o ponto P1, os valores encontrados são superiores aos obtidos experimentalmente;

- para o ponto P2, até 900 s os resultados são bem próximos. Uma diferença máxima de 98°C, em relação ao experimental, ocorre para 3100 s. Observa-se que as curvas apresentam o mesmo comportamento;

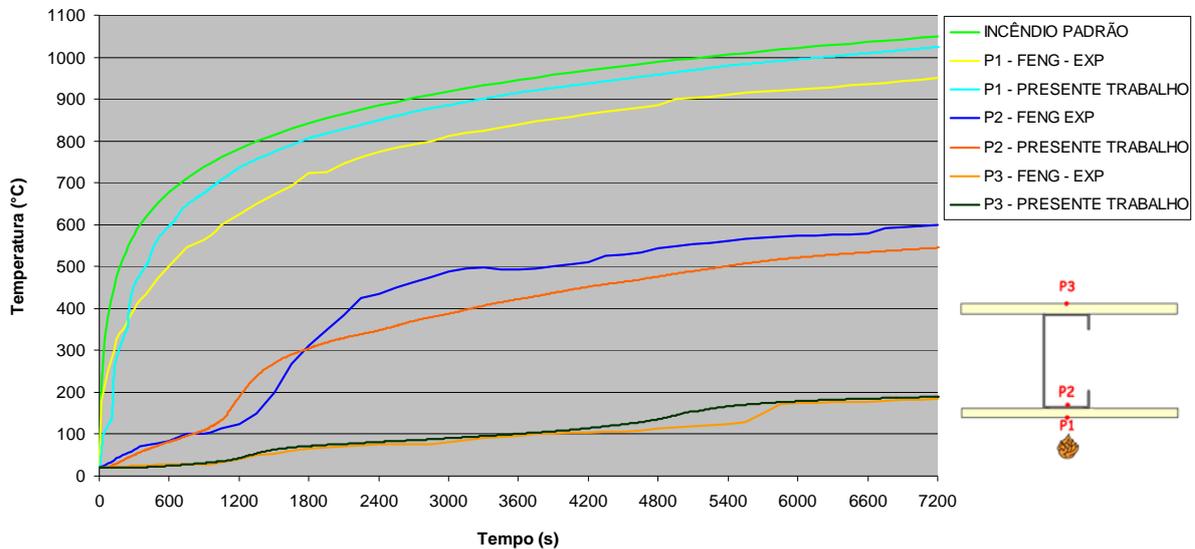


Figura 1. Comparação entre os resultados do presente trabalho e os resultados experimentais apresentados por FENG *et al.* (2003).

- para o ponto P3, os valores são semelhantes até 4100 s. Em 5400 s, a diferença em relação ao experimental é de 43°C. Observa-se que os resultados numéricos apresentam o mesmo comportamento que os resultados experimentais, mas com antecipação do patamar final de temperatura, aos 4200 s, contra 5600 s do modelo experimental. Por volta dos 5800 s os valores obtidos no modelo numérico são semelhantes aos experimentais;

A Figura 2 exibe a distribuição de temperatura aos 7200 segundos de exposição ao incêndio padrão. Observa-se que o aumento da temperatura na face interna da placa de gesso não exposta ocorre devido à radiação no interior do painel.

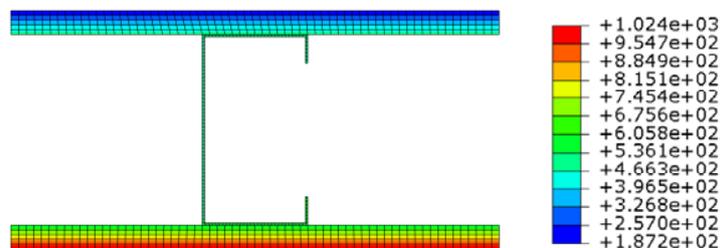


Figura 2. Distribuição de temperatura aos 7200 s de exposição ao incêndio padrão.

Após validação do modelo numérico e análise do comportamento das configurações com uma placa de gesso, sem e com lã de rocha no interior, foram desenvolvidos outros modelos com diferentes configurações para o painel. Alterando a configuração dos materiais em um painel LSF, por exemplo: com o emprego de uma ou duas placas de gesso em cada lado; com o uso ou não de material isolante no interior do painel e com a utilização de trechos de placas como proteção para os PFF, pode-se variar a proteção térmica proporcionada, com ganhos para determinadas configurações no tempo de resistência ao fogo, no que se refere ao isolamento térmico e à temperatura nos perfis estruturais.

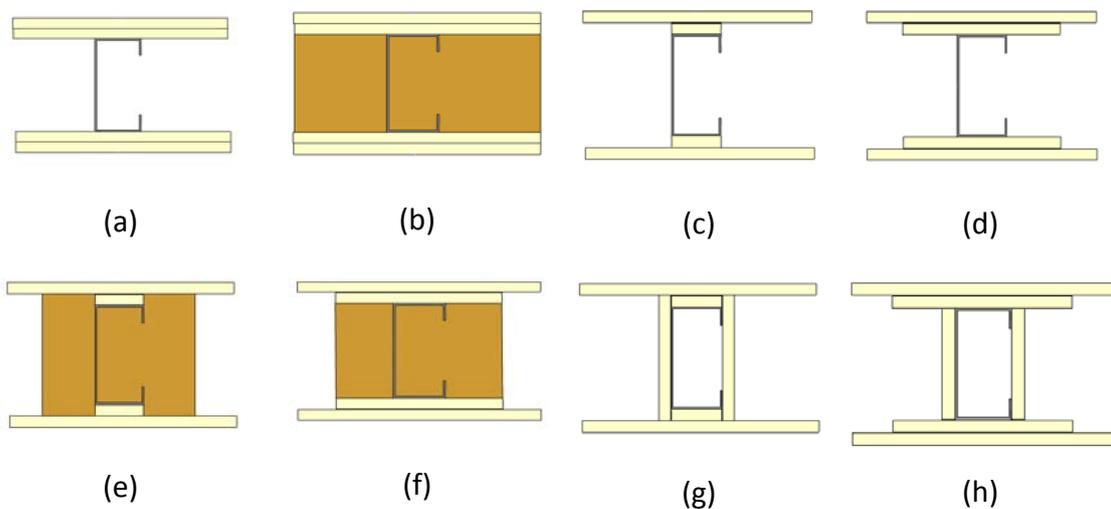


Figura 3. Modelos: (a) 2G; (b) 2G-I; (c) 1G-1P; (d) 1G-3P; (e) 1G-I-1P; (f) 1G-I-3P; (g) 1G-1P-L; (h) 1G-3P-L.

Foram então desenvolvidos os seguintes modelos (Figura 3):

- 2G com duas placas de gesso em cada lado;
- 2G-I com duas placas de gesso em cada lado e lã de rocha no interior do painel;
- 1G-1P com uma placa de gesso em cada lado e acréscimo de placa de gesso apenas na largura das mesas do perfil;
- 1G-3P com uma placa de gesso em cada lado e acréscimo de placa de gesso correspondente a três vezes a largura das mesas do perfil;

- 1G-I-1P com uma placa de gesso em cada lado, lã de rocha no interior do painel e acréscimo de placa de gesso apenas na largura das mesas do perfil;
- 1G-I-3P com uma placa de gesso em cada lado, isolante no interior do painel e acréscimo de placa de gesso correspondente a três vezes a largura das mesas do perfil;
- 1G-1P-L com uma placa de gesso em cada lado, acréscimo de placa de gesso apenas na largura das mesas do perfil e fechamento lateral por placa de gesso na altura do perfil, constituindo uma proteção tipo caixa para o perfil;
- 1G-3P-L com uma placa de gesso em cada lado, acréscimo de placa de gesso correspondente a três vezes a largura da mesa do perfil e fechamento lateral por placa de gesso na altura do perfil, constituindo uma proteção tipo caixa para o perfil.

4 Resultados

Com base nos modelos estudados pode-se verificar que:

- as placas de gesso proporcionam ótima proteção para o perfil e isolamento térmico para o painel, uma vez que, quando houve o acréscimo de mais uma placa no modelo, a elevação de temperatura ao longo da seção teve uma redução significativa, satisfazendo tempos requeridos de resistência ao fogo superiores a 120 minutos;
- ficou evidente que a umidade da placa de gesso proporciona um retardo do aquecimento do painel. A elevação brusca da temperatura após a evaporação da umidade pode ser observada nos resultados numéricos (Figura 1);

A Tabela 8 apresenta o resumo de alguns resultados, da qual pode-se concluir:

- todos os modelos desenvolvidos satisfazem a um TRRF de no mínimo de 90 minutos em relação ao isolamento térmico. O isolamento térmico foi considerado satisfeito desde que nenhum ponto da face não exposta ao fogo da placa de gesso não atingisse uma temperatura igual ou superior a 160°C, considerando uma temperatura ambiente inicial de 20°C e que o incremento de temperatura para fins de isolamento térmico deve ser inferior a 140°C. Em relação à capacidade resistente do perfil, todos os

modelos satisfazem a um TRRF de no mínimo 30 minutos, considerando a temperatura média inferior a 350°C e 15 minutos para a máxima temperatura inferior a 350°C;

- a maior temperatura média encontrada no perfil foi para o modelo com apenas uma placa em cada lado e preenchimento do interior com lã de rocha, com valor de 583°C.

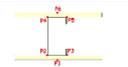
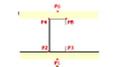
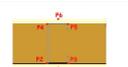
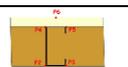
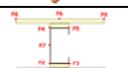
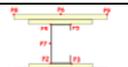
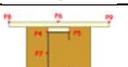
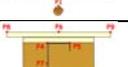
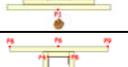
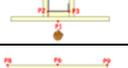
A maior temperatura máxima no perfil foi de 920°C e ocorre para o mesmo modelo;

- comparando os modelos com uma e duas placas de gesso acartonado, sem isolante interno, o acréscimo da segunda placa faz com que as temperaturas médias no perfil decresçam no mínimo 20%;

- a presença do isolante interno proporciona maiores valores médios e máximos de temperatura no perfil. Observa-se que o material isolante no interior do painel melhora o isolamento térmico do painel, porém, aumenta as temperaturas no perfil, em comparação com os modelos de mesma configuração, porém, sem isolante;

- em relação ao trabalho de NADER (2002), ver Tabela 3, com recomendações europeias para paredes, duas placas de gesso padrão, com 12,5 mm de espessura atendem a um TRRF de 90 min, valor inferior, ao encontrado para o modelo 2G (120min para isolamento térmico e para resistência estrutural do perfil). Já em relação ao tempo de resistência ao fogo indicado para as configurações da Tabela 3, referente a exigências nos Estados Unidos, uma configuração com duas placas resistentes ao fogo (WP1716), sem isolamento, atende a um TRRF de 120 min, igual ao modelo 2G analisado neste trabalho. Para a configuração U423, com duas placas padrão e isolante no interior, porém com espessura de 16 mm, também se verifica o TRRF (para isolamento térmico e capacidade resistente) encontrado para o modelo 2G-I, igual a 120 min. De forma geral, os comportamentos foram similares aos resultados, em função das configurações semelhantes;

Tabela 8. Resumo dos resultados.

Modelo	Tempo de isolamento térmico (min)	Temperatura no perfil em °C										Tempo de resistência* (min)		
		15 min		30 min		60 min		90 min		120 min				
		Med	Max	Med	Max	Med	Max	Med	Max	Med	Max	Med	Max	
	1G	90	80	113	238	307	384	422	474	498	516	541	30	30
	2G	120	41	54	65	84	184	239	259	299	312	338	120	120
	1G-I	120	97	171	286	509	447	738	526	854	583	920	30	15
	2G-I	120	46	70	71	105	256	437	398	655	472	752	60	30
	1G-1P	110	50	59	132	143	317	331	416	422	473	482	60	60
	1G-3P	120	34	55	97	102	232	272	329	350	391	410	90	90
	1G-I-1P	90	42	62	80	113	280	455	407	630	503	728	60	30
	1G-I-3P	90	43	64	70	101	257	430	397	648	478	742	60	30
	1G-1P-L	110	40	56	85	100	174	255	305	385	448	499	90	60
	1G-3P-L	120	39	55	74	96	164	241	243	349	381	450	90	90

Nota: *Tempo de resistência estrutural do perfil considerando uma temperatura crítica máxima (Max) ou média (Med) de 350°C com base no EN 1993-1-2:2005.
Observação: as simulações foram realizadas até 7200 segundos (120 minutos).

- em relação aos modelos de configuração de paredes com função estrutural, apresentados em PATH (2004), ver Tabela 5, o valor recomendado para o TRRF para o modelo com uma placa de gesso, sem material isolante no interior, GA WP1206, é de 60min, enquanto que o constatado numericamente, para o modelo similar (1G), porém, com propriedades térmicas para placa resistente ao fogo foi de 90 min. Considerando para este modelo o tempo de resistência estrutural do perfil, o valor seria de 30 min, inferior aos 60 min do modelo GA WP1206. O modelo com duas placas de gesso sem isolamento, GA WP1714, possui um TRRF de 120 min, igual ao modelo

2G (atendendo critérios de tempo de isolamento térmico e de resistência estrutural do perfil). Observa-se também que o modelo com duas placas de 12,5 mm e material isolante opcional, UL425, indicado apenas para paredes internas, apresenta TRRF de 90 min inferior ao tempo de isolamento térmico do modelo 2G-I, porém, o tempo de resistência estrutural do perfil é de apenas 30min. Conclui-se que os modelos numéricos estão dentro do recomendado pela associação norte americana, em relação ao isolamento térmico. Sobre o tempo de resistência estrutural do perfil, os valores simulados estão abaixo do recomendado pela associação, exceção do modelo com duas placas de gesso sem isolante no interior (modelo 2G);

- em comparação com a Instrução Técnica CBSP 08 (2011) que trata apenas de isolamento térmico, observa-se que o modelo 1G com uma placa resistente ao fogo de 12,5 mm supera o tempo de isolamento dos modelos com uma placa padrão apresentados pela Instrução Técnica. Já o modelo 2G, com duas placas resistentes ao fogo de 12,5 mm, atende a um tempo de 120 min, enquanto que os modelos da CBSP 08 (2011) de mesmo tipo e quantidade de placas de gesso somente atendem a 90 min. O modelo 2G se iguala com os modelos com duas placas de 15,0 mm, resistentes ao fogo, apresentados pela CBSP 08 (2011). Dessa forma, em relação ao isolamento térmico, os modelos simulados neste trabalho possuem um melhor isolamento térmico;

- para a temperatura máxima no perfil, com base no estabelecido no EN 1993-1-2:2005 (ver nota da Tabela 8), os modelos propostos com acréscimo de placa de gesso igual a 3 vezes a largura das mesas do perfil, com e sem fechamento lateral (proteção caixa) e sem isolante no interior, proporcionam temperaturas inferiores aos 350°C, aos 90 minutos de simulação. O modelo com apenas uma placa, 1G, só atende ao recomendado pela norma europeia para um tempo igual a 30 minutos.

5 Conclusões

Com base nos modelos desenvolvidos, constatou-se que emprego das placas de gesso acartonado resistentes ao fogo como material de fechamento nos painéis do sistema

construtivo LSF, proporciona boas condições de isolamento térmico e proteção térmica para os perfis formados a frio que compõem o reticulado metálico do painel LSF. Observa-se que a umidade da placa de gesso proporciona um retardo do aquecimento do painel, até por volta dos 125°C. Após este valor tem-se uma elevação brusca da temperatura.

O acréscimo de mais uma placa nos modelos faz com que a elevação de temperatura ao longo da seção do painel tenha uma redução significativa, satisfazendo tempos requeridos de resistência ao fogo superiores a 120 minutos para o isolamento térmico. A adoção de diferentes configurações de proteção para o perfil também proporciona uma redução da temperatura ao longo do painel estudado, contribuindo para que o tempo de isolamento térmico possa ser superior a 120 minutos.

A presença do material isolante no interior do painel proporciona maiores valores médios e máximos de temperatura no perfil. Observa-se que o isolante no interior do painel melhora o isolamento térmico, porém aumenta as temperaturas no perfil em comparação com os modelos de mesma configuração, mas sem material isolante.

As proteções térmicas desenvolvidas para o perfil de aço proporcionaram uma redução significativa da temperatura alcançada quando comparada ao mesmo modelo sem proteção, por exemplo, confrontando o modelo 1G-1P e modelo 1G. Com base no estabelecido no EN 1993-1-2:2005 em relação à capacidade resistente, os modelos propostos com acréscimo de placa igual a 3 vezes a largura das mesas do perfil, com e sem fechamento ao longo da altura do perfil (proteção caixa), proporcionam temperaturas inferiores aos 350°C, aos 90 minutos de simulação. Já o modelo com acréscimo de placa com largura igual à mesa do perfil e placa também ao longo da altura do perfil, proporciona temperatura inferior aos 350°C, aos 60 minutos de simulação. Já o modelo 1G com apenas uma placa de gesso de cada lado, só atende ao recomendado pela norma europeia para um tempo inferior a 30 minutos, conforme pode ser verificado na Tabela 8.

As informações apresentadas na revisão bibliográfica e as constantes da Tabela 8 servem de consulta na definição do isolamento térmico e capacidade resistente em situação de incêndio para painéis do sistema LSF.

6 Agradecimentos

À FAPEMIG, à CAPES, ao CNPq e ao Programa Institucional de Auxílio à Pesquisa de Doutores Recém-Contratados da PRÓ-REITORIA DE PESQUISA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS, que tornaram possível a elaboração deste trabalho.

7 Referências bibliográficas

- ALFAWAKHIRI, F. e SULTAN, M.A. *Fire Resistance of Loadbearing LSF Assemblies*. 15^a Conferência Internacional de Estruturas em Perfil Formado a Frio, St. Louis, MO, USA, 2000.
- ALVES, M.C. *Análise Avançada de Perfis Formados a Frio sob a ação de incêndio*. Tese do Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificação**. ABNT, Rio de Janeiro, 2000.
- BÉNICHOU, N. e SULTAN, M.A. *Fire Resistance Behaviour of Lightweight-Framed Construction*. 3º Workshop Internacional de Estruturas em Incêndio. Ottawa, Ontário, Canadá, 2004.
- CALDAS, R. B. *Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio*. Tese do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.
- C BSP 08. **Resistência ao fogo dos elementos de construção**. Instrução técnica N° 08/2011 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, São Paulo, 2011.
- EN 1991-1-2:2002. **Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1.2: General Actions, Actions on Structures Exposed to Fire**. European Committee for Standardization.
- EN 1993-1-2:2005. **Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.2: General Rules, Structural Fire Design**. European Committee for Standardization.

- FENG, M., WANG Y. C. e DAVIES J. M. **Thermal performance of cold-formed thin-walled steel panel systems in fire.** Fire Safety Journal. V.38-4, P.365-394, 2003.
- KAITILA, O. **Finite element modelling of cold-formed steel members at high temperatures.** Tese da Universidade de Tecnologia de Helsinki, Finlândia, 2002.
- NADER, E., P.E. **Light Steel Frame Housing – Review of Fire and Acoustic Performance.** NAHB Research Center, Upper Marlboro, MD, EUA, 2002.
- PATH (*Partnership for Advancing Technology in Housing*). **Residential Steel Framing – Builder’s Guide to Fire and Acoustic Details.** Washington, DC, EUA, 2004.
- RANBY, A. **Structural Fire Design of Thin Walled Steel Sections.** Licentiate Thesis. Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology. Swedish Institute of Steel Construction, 1999.
- RODRIGUES, F. C.; SOUZA, M. F.; CALDAS, R. B. e FAKURY, R. H. **Simulação Numérica de Transferência de Calor em Painéis do Sistema Light Steel Framing em Temperatura Elevada.** XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, San Juan, Argentina, 2010.
- SIMULIA CORP. **Software ABAQUS/CAE, versão 6.7.** Dessault Systemes Simulia Corp., USA.
- SOUZA, M. F. **Estudo Numérico do Isolamento Térmico de Painéis do Sistema Light Steel Framing em Situação de Incêndio.** Dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, UFMG, Belo Horizonte, 2010.