



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ ROBERTO LIMA PAIXÃO FILHO

**INFLUÊNCIA DA PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO NA RESISTÊNCIA À FLEXO-
COMPRESSÃO DE PILARES DE AÇO COM PERFIS LAMINADOS SOB ALTAS
TEMPERATURAS**

**ARARUNA - PB
2018**

JOSÉ ROBERTO LIMA PAIXÃO FILHO

**INFLUÊNCIA DA PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO NA RESISTÊNCIA À FLEXO-
COMPRESSÃO DE PILARES DE AÇO COM PERFIS LAMINADOS SOB ALTAS
TEMPERATURAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba – Campus VIII, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa.

**ARARUNA - PB
2018**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

P142i Paixão Filho, José Roberto Lima .
Influência da proteção contra incêndio na resistência à flexo-compressão de pilares de aço com perfis laminados sob altas temperaturas [manuscrito] : / Jose Roberto Lima Paixao Filho. - 2018.
79 p. : il. colorido.

Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde , 2018.
"Orientação : Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa ,
Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Temperatura alta. 2. Resistência estrutural. 3. Aço.
21. ed. CDD 620.112 17

JOSÉ ROBERTO LIMA PAIXÃO FILHO

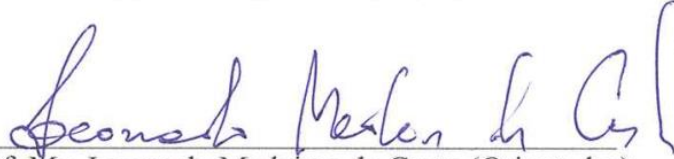
INFLUÊNCIA DA PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO NA RESISTÊNCIA À FLEXO-
COMPRESSÃO DE PILARES DE AÇO COM PERFIS LAMINADOS SOB ALTAS
TEMPERATURAS


Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Estadual da Paraíba – Campus
VIII, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

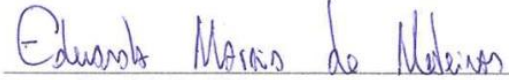
Área de Concentração: Estruturas.

Aprovada em: 06/06/2018

BANCA EXAMINADORA


Prof. Me. Leonardo Medeiros da Costa (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Prof. Marinaldo dos Santos Júnior
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Prof. Me. Eduardo Morais de Medeiros
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me prover saúde e força de vontade para superar as dificuldades de cada dia.

A toda minha família por todo o apoio e confiança depositados em mim.

Ao meu pai por, mesmo nas dificuldades, ter investido e acreditado na minha formação como Engenheiro Civil.

À minha irmã Roberta por estar sempre disposta a me ajudar nas mais diversas situações.

Ao meu primo Luan por ser em dos meus maiores referenciais como profissional e pessoa.

Ao professor Leonardo por todas suas sugestões, conselhos e dedicação durante a orientação deste trabalho.

Aos professores Marinaldo e Eduardo por terem aceitado participar da banca.

À Joaline, secretária do curso de Engenharia Civil, por sempre demonstrar destreza e dedicação quando foi necessário.

A todos os colegas classe pelo companheirismo, união e momentos de amizade diante dos bons e maus momentos nestes cinco anos.

Aos irmãos de vida que ganhei neste curso: André, Sebastião, Robério, Maick, Vinycius, Ramon, Felipe, João Carlos e Alex.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para concretização deste objetivo.

RESUMO

As propriedades mecânicas de materiais como o concreto, a madeira, o aço e o alumínio sofrem redução em altas temperaturas. No aço, em particular, a queda na resistência ao escoamento e no módulo de elasticidade sob elevadas temperaturas, gera uma demanda por formas de reduzir o aquecimento dos elementos estruturais compostos por esse material em caso de um incêndio. Com isso, este trabalho possui como objetivo a análise da resistência à flexo-compressão de pilares de aço em situação de incêndio, com e sem proteção térmica, através das recomendações da norma brasileira ABNT NBR 14323/2013. Desta forma, foram escolhidos os perfis laminados W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H) para desempenhar a função de pilar, onde a capacidade resistente destes elementos, na situação de incêndio, foi obtida via método simplificado de cálculo apresentado pela ABNT NBR 14323/2013. Como proteções contra incêndio foram analisadas, na espessura de 12,50 mm, as placas de gesso, placas de silicato de cálcio fibroso, manta cerâmica e argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II*. Como resultados dessa análise, foram obtidas curvas que expressam a variação da temperatura, força axial de compressão e momentos fletores resistentes de cálculo, em função do tempo de exposição ao incêndio (até 120,00 min). Através dessas curvas verificou-se que as proteções térmicas permitem que o pilar resista aos esforços nele atuantes por períodos de tempo superiores, o que pode ser explicado pelo aquecimento mais lento do aço quando envolvido por essas proteções. Dentre as alternativas avaliadas, destacaram-se as proteções através de manta cerâmica e placas de silicato de cálcio fibroso, em que os pilares protegidos por esses materiais chegaram a apresentar, em relação aos estados sem proteção, ganhos superiores a 1000,00% nas suas resistências para períodos específicos do aquecimento. Notou-se uma queda mais acentuada em todas as resistências dos pilares, no momento em que a temperatura do aço ultrapassa os 400,00 °C, sendo esta queda na resistência proporcional ao fator de massividade dos perfis.

Palavras-Chave: Aço. Situação de incêndio. Pilar. Resistência à flexo-compressão.

ABSTRACT

The mechanical properties of materials such as concrete, wood, steel and aluminum are reduced at high temperatures. In steel, in particular, the drop in strength and the modulus of elasticity in high temperatures generates a demand for ways to reduce the heating of the structural elements composed by such material in the event of a fire. Thus, the objective of this work is the analysis of the flexural-compression strength of steel pillars in a fire situation, with and without thermal protection, through the recommendations of Brazilian standard ABNT NBR 14323/2013. In this way, W 150 x 29.8 (H), W 200 x 52.0 (H) and W 310 x 97.0 (H) were chosen to perform the pillar function, where the strength of these elements, in the fire situation, was obtained through a simplified method of calculation presented by ABNT NBR 14323/2013. As fire protection, the gypsum boards, fibrous calcium silicate plates, ceramic blanket and projected mortar of Blaze Shield II fibers were analyzed in the thickness of 12.50 mm. As results of this analysis, curves were obtained expressing the temperature variation, axial compression force and bending moments of calculation, as a function of the time of exposure to fire (up to 120.00 min). Through these curves, it has been found that the thermal shields allow the abutment to support the stresses exerted over long periods of time, which can be explained by the slower heating of the steel when enveloped by such protections. Among the evaluated alternatives, we highlight the protections through ceramic plaques and fibrous calcium silicate, in which the pillars protected by these materials had, in relation to the unprotected states, gains greater than 1000,00% in their resistance periods of heating. It was noticed a more pronounced fall in all the strengths of the pillars, when the temperature of the steel exceeds 400,00 °C, being this fall in the resistance proportional to the factor of massivity of the profiles.

Keywords: Steel. Fire situation. Pillar. Resistance to flexo-compression.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Tetraedro do fogo.....	14
Figura 2.2 – Modelo de incêndio natural.....	15
Figura 2.3 – Curva temperatura-tempo do incêndio padrão.....	17
Figura 2.4 – Temperatura em uma barra de aço para diferentes valores de fator de massividade.....	21
Figura 2.5 – Classificação da proteção contra incêndio quanto à morfologia: a) tipo contorno; b) tipo caixa.....	26
Figura 2.6 – Proteção contra incêndio através de materiais projetados.....	27
Figura 2.7 – Proteção passiva contra incêndio através de painéis de silicato de cálcio.....	28
Figura 2.8 – Manta cerâmica.....	28
Figura 4.1 – Comportamento estrutural de pilares em estruturas de pequena deslocabilidade.....	44
Figura 5.1 – Seção transversal de um perfil I ou H.....	48
Figura 5.2 – Fluxograma da metodologia de cálculo.....	50
Figura 6.1 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 150 x 29,8 (H).....	55
Figura 6.2 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 200 x 52,0 (H).....	56
Figura 6.3 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 300 x 97,0 (H).....	56
Figura 6.4 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	59
Figura 6.5 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	60
Figura 6.6 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 310 x 97,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	61

Figura 6.7 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	63
Figura 6.8 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	64
Figura 6.9 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 310 x 97,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	65
Figura 6.10 –Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	67
Figura 6.11 –Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	67
Figura 6.12 –Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm.....	68
Figura 6.13 –Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 150 x 29,8 (H).....	71
Figura 6.14 –Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 200 x 52,0 (H).....	72
Figura 6.15 –Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 310 x 97,0 (H).....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores de redução do aço.....	23
Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do aço à 20 °C.....	29
Tabela 3.2 – Valores de $(b/t)_{lim}$	31
Tabela 3.3 – Fatores de redução Q_s e Q_a	32
Tabela 3.4 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.....	35
Tabela 3.5 – Parâmetros de esbeltez λ , λ_p e λ_r para perfis I ou H laminados.....	38
Tabela 5.1 – Características do perfil W 150 x 29,8 (H).....	47
Tabela 5.2 – Características do perfil W 200 x 52,0 (H).....	48
Tabela 5.3 – Características do perfil W 310 x 97,0 (H).....	48
Tabela 6.1 – Relações largura/espessura para os elementos da seção transversal dos perfis analisados à temperatura ambiente.....	51
Tabela 6.2 – Força normal resistente de cálculo a 20 °C dos pilares analisados.....	52
Tabela 6.3 – M_{Rd} para o estado-limite FLT nos pilares analisados.....	52
Tabela 6.4 – M_{Rd} para o estado-limite FLM nos pilares analisados.....	52
Tabela 6.5 – M_{Rd} para o estado-limite FLA nos pilares analisados.....	53
Tabela 6.6 – M_{Rd} dos pilares analisados em relação ao eixo de menor inércia.....	53
Tabela 6.7 – Propriedades térmicas das proteções tipo contorno.....	54
Tabela 6.8 – Relações largura/espessura para os elementos da seção transversal dos perfis analisados em situação de incêndio.....	57
Tabela 6.9 – Determinação do fator de redução associado a resistência à compressão em situação de incêndio dos pilares analisados.....	58
Tabela 6.10 – Força normal resistente de cálculo em situação de incêndio para TRRF específicos.....	62
Tabela 6.11 – Parâmetros de esbeltez relativos à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio da seção transversal dos pilares analisados.....	63
Tabela 6.12 – Momento fletor resistente de cálculo relativo ao eixo de maior inércia dos perfis em situação de incêndio para TRRF específicos.....	66
Tabela 6.13 – Momento fletor resistente de cálculo relativo ao eixo de menor inércia dos perfis em situação de incêndio para TRRF específicos.....	69
Tabela 6.14 – Esforços solicitantes de cálculo em temperatura ambiente.....	69
Tabela 6.15 – Esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio adotados.....	70

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	11
1.1	GENERALIDADES	11
1.2	OBJETIVOS	12
1.2.1	Geral.....	12
1.2.2	Específicos.....	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	O INCÊNDIO	14
2.2	MODELO DE INCÊNDIO NATURAL	15
2.3	MODELO DE INCÊNDIO PADRÃO	16
2.4	TRANSFERÊNCIA DE CALOR	17
2.4.1	Condução	17
2.4.2	Convecção	18
2.4.3	Radiação.....	18
2.4.4	Transmissão de calor para os elementos estruturais	19
2.4.4.1	Estrutura sem revestimento contra fogo.....	19
2.4.4.2	Estrutura com revestimento contra fogo	21
2.5	PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DO AÇO.....	22
2.5.1	Propriedades mecânicas	22
2.5.1.1	Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade	22
2.5.1.2	Massa específica	24
2.5.2	Propriedades térmicas	24
2.5.2.1	Alongamento.....	24
2.5.2.2	Calor específico	25
2.5.2.3	Condutividade térmica	25
2.6	PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS.....	26
2.6.1	Materiais de proteção	27
2.6.1.1	Materiais projetados.....	27
2.6.1.2	Materiais rígidos e semirrígidos.....	27
3	RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO DE PILARES METÁLICOS EM TEMPERATURA AMBIENTE.....	29
3.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE ...	29
3.2	RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO PARA PILARES METÁLICOS	29

3.2.1	Barras comprimidas	29
3.2.1.1	Fator Q	30
3.2.1.2	Fator χ	33
3.2.2	Momento fletor resistente de cálculo	35
3.2.2.1	Parâmetro C_b	39
3.2.3	Combinação de esforços solicitantes	40
4	RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO DE PILARES METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	41
4.1	CONDIÇÕES DE SEGURANÇA	41
4.2	MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE PILARES METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	42
4.2.1	Barras submetidas à força axial de compressão	42
4.2.2	Barras sujeitas a momento fletor	44
4.2.3	Combinação de esforços solicitantes em situação de incêndio	46
5	METODOLOGIA	47
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
6.1	RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO EM TEMPERATURA AMBIENTE	51
6.1.1	Resistência à compressão de cálculo	51
6.1.2	Momentos fletores resistentes de cálculo	52
6.2	CURVAS DE ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA	53
6.3	RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO ...	57
6.3.1	Resistência à compressão em situação de incêndio	57
6.3.2	Resistência aos momentos fletores em situação de incêndio	62
6.3.3	Resistência à combinação de esforços solicitantes	69
7	CONCLUSÕES	74
8	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	76
	REFERÊNCIAS	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

O início da utilização de estruturas metálicas na construção civil data do século XVIII, onde os elementos estruturais tinham como material base o ferro fundido. Ao passar dos anos, o ferro fundido foi sendo gradualmente substituído pelo ferro forjado, que oferecia maior segurança. Porém, as características desses materiais eram limitadas, sendo necessário o emprego de um material com melhores propriedades. Com o avanço da siderurgia, o processo produtivo do aço tornou-se viável, permitindo-o substituir o ferro fundido e o ferro forjado na construção civil (PFEIL; PFEIL, 2009).

O aço estrutural é um material com características muito vantajosas à construção civil como um todo, podendo ser utilizado em diversos tipos de estruturas, desde edificações residenciais e comerciais à pontes e indústrias. Esse material possui uma elevada resistência mecânica, possibilitando a execução de estruturas que podem vencer grandes vãos. Além destes fatores, algumas das principais vantagens na utilização do aço se referem às facilidades construtivas, o que permite uma rápida execução das obras.

A capacidade resistente da maioria dos materiais utilizados na confecção de elementos estruturais sofre redução em situação de incêndio, seja pela degeneração das propriedades mecânicas ou pela redução da área resistente em altas temperaturas. Materiais como o aço e alumínio têm resistência ao escoamento e módulo de elasticidade reduzidos nessas situações. Por sua vez, elementos estruturais de concreto ou de madeira, quando submetidos a um incêndio, sofrem além de uma redução das propriedades mecânicas (resistências em geral e módulo de elasticidade) uma redução em suas áreas resistentes, devido ao *spalling* (lascamento da superfície) no concreto e a carbonização na madeira (SEITO *et al*, 2008).

Normalmente, as propriedades mecânicas do aço são de excelente nível se comparadas com outros materiais de construção, tendo destaque para elevada relação entre resistência e peso (GAVINA, 2014). Porém, quando as temperaturas atingem valores elevados, características como a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço caem drasticamente, afetando a utilização deste material em elementos estruturais.

De modo geral, os incêndios podem ser considerados eventos excepcionais, devido a sua baixa probabilidade de ocorrência. Porém, a preocupação com os efeitos de incêndios nas estruturas é crescente, uma vez que este é um fenômeno com um grande potencial destrutivo. Durante esses sinistros surgem diversas situações que põem em risco a vida humana, como a

liberação de fumaça e calor e eventuais desabamentos de elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate ao incêndio (RIBEIRO, 2009). No âmbito estrutural, os incêndios causam danos irreparáveis que podem levar desde a inutilização da edificação ao colapso da estrutura, nos casos mais extremos.

Com a perda acentuada da resistência mecânica do aço em uma situação de incêndio, buscaram-se meios de aumentar a segurança estrutural nessas situações. Um desses meios é a utilização de proteções térmicas. Estas proteções têm a função de evitar, ou amenizar, a elevação da temperatura dos elementos estruturais em uma situação de incêndio, seja através do controle e extinção dos focos de incêndio em seu estado inicial (utilização sprinklers e detectores de fumaça) ou por meio do revestimento da estrutura com materiais dotados de propriedades isolantes térmicas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

O presente trabalho tem como objetivo a análise da resistência à flexo-compressão de perfis laminados de aço, que em altas temperaturas não estejam sujeitos a instabilidades locais, empregados como pilares expostos a uma carga térmica descrita pela curva-padrão de um incêndio adotado pela ISO 834, com e sem proteção térmica, de acordo com o método simplificado de cálculo apresentado pela ABNT NBR 14323 (2013).

1.2.2 Específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- Calcular as forças axiais de compressão e os momentos fletores resistentes de pilares constituídos por perfis laminados, à temperatura ambiente (20 °C), segundo as especificações da ABNT NBR 8800 (2008), com o intuito de fornecer um parâmetro de resistência para as demais situações;
- Determinar as curvas de elevação da temperatura para os perfis laminados, expostos às chamas pelas quatro faces, com e sem revestimento contra incêndio;
- Expressar, em função do tempo de exposição ao incêndio padrão, as forças axiais de compressão e os momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio, dos

pilares de referência calculados à temperatura ambiente segundo o método simplificado de cálculo da ABNT NBR 14323 (2013);

- Avaliar as contribuições nas forças axiais de compressão e nos momentos fletores em situação de incêndio dos pilares avaliados, quando empregadas diferentes proteções térmicas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O INCÊNDIO

Para a ABNT NBR 13860 (1997) o fogo é o produto de uma reação química denominada combustão, que se caracteriza pelo desprendimento de luz e calor. Por sua vez, o incêndio pode ser compreendido como “[...] uma combustão rápida, que se propaga no tempo e no espaço de forma descontrolada” (HEISSLER *et al*, 2015, p. 2).

Segundo Campêlo (2008, p. 8) “O incêndio acontece quando o processo de combustão ocorre em determinado ambiente que não está preparado nem foi idealizado para a ocorrência desta reação fora de controle”.

O fogo é corriqueiramente expresso pelo tetraedro do fogo que é uma representação da combinação de determinados elementos essenciais à ocorrência e perpetuação das chamas. Os elementos que constituem este tetraedro são o combustível, o calor, o comburente (oxigênio) e a reação em cadeia, onde cada um desses elementos é representado por uma face do mesmo, como mostra a Figura 2.1.

Figura 2.1 – Tetraedro do fogo



Fonte: Seito *et al* (2008)

Segundo Silva (2016), todo o processo que leva a formação do fogo se inicia com a liberação de gases combustíveis devido à decomposição química do material combustível (pirólise), causada pela fonte de ignição. Esses gases reagem exotermicamente com o oxigênio, onde o calor liberado nessa reação causa a pirólise dos demais materiais combustíveis originando uma reação em cadeia de forma descontrolada, que perdura até a extinção de pelo menos uma das condições essenciais para a ocorrência do fogo.

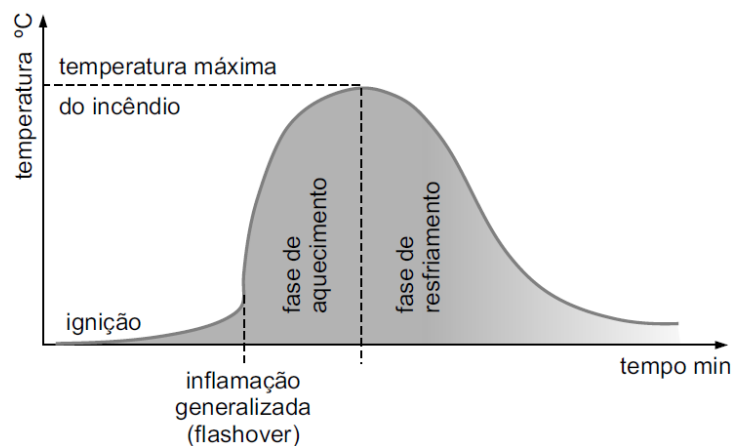
2.2 MODELO DE INCÊNDIO NATURAL

De acordo com Rodrigues (2017, p. 36) “Os incêndios naturais ou reais são aqueles que ocorrem na prática, suas características como a propagação, a intensidade e a duração são peculiares a cada incêndio, conforme cada local específico”.

Para Vargas e Silva (2003), no que diz respeito ao estudo das estruturas, a principal característica de um incêndio é a curva que fornece a variação da temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, uma vez que a partir dessa curva é possível se calcular a ação térmica.

Segundo Pierin (2011) a representação real do incêndio em edifícios é complexa devido à grande variabilidade das variáveis envolvidas (como o tipo e quantidade do combustível presente, as condições de ventilação e os elementos de vedação), sendo necessária uma representação simplificada dos cenários de incêndio utilizados na prática. Desta forma, o incêndio é modelado por meio de curvas temperatura-tempo, associando a elevação da temperatura ao tempo de duração do incêndio, conforme apresentado na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Modelo de incêndio natural



Fonte: Adaptado de Vargas e Silva (2003)

Esta curva explicita as três fases características do incêndio: a ignição, a fase de aquecimento e a fase de resfriamento.

A ignição é a etapa inicial do incêndio, a qual é caracterizada por baixas temperaturas e elevação gradual da temperatura. Nesta fase o incêndio não apresenta grandes proporções, e não há riscos consideráveis à estrutura. Para Velarde (2008) no caso de existirem medidas apropriadas de proteção contra incêndio no edifício, nesse intervalo de tempo nenhuma

verificação adicional da estrutura é necessária. “Porém, é a fase mais crítica do ponto de vista de salvamento dos ocupantes da edificação, pois são liberados gases tóxicos que provocam morte por asfixia” (PIERIN, 2011, p. 21).

A fase de aquecimento pode ser descrita como “[...] a etapa onde há um brusco aumento da temperatura e o incêndio começa a ser preocupante para a vida humana e para a preservação do patrimônio” (GUIMARÃES, 2007, p. 44). “Nessa fase, a temperatura é alta e os danos à estrutura, também, atingem o máximo. Essa é a fase mais relevante para a engenharia estrutural” (CALDAS, 2008, p.14).

No caso do incêndio continuar se atinge a fase de resfriamento, onde ocorre a “[...] diminuição gradual da temperatura do ambiente e das chamas” (HEISSLER *et al*, 2015, p. 3). Para Regobello (2007) esta diminuição na temperatura é proveniente da falta de carga combustível ou oxigênio, ou ainda pela intervenção de uma brigada de incêndio.

2.3 MODELO DE INCÊNDIO PADRÃO

Um modelo de incêndio padrão é uma formulação que busca uniformizar a variação da temperatura dos gases durante o tempo de incêndio mediante curvas padronizadas que “independem da dimensão ou tipo dos edifícios” (RIBEIRO, 2009, p.11).

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio possui muita variabilidade dos parâmetros envolvidos, convencionou-se adotar um modelo padronizado para a análise experimental de estruturas, de materiais de revestimento contra fogo, de portas corta fogo, etc., em fornos e institutos de pesquisas. Esse modelo é conhecido como incêndio padrão. (PIERIN, 2011, p.22).

Para a ABNT NBR 14432 (2001) o incêndio padrão é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, expressa pela Equação 2.1, que é a mesma formulação adotada pela ISO 834.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

Onde:

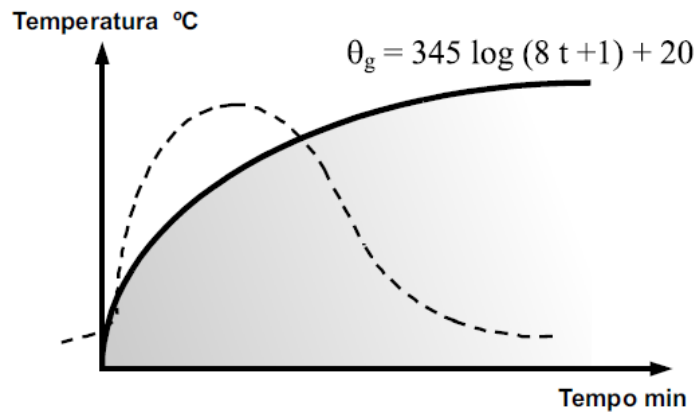
θ_g : é a temperatura dos gases no instante t (°C);

θ_0 : é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (°C), geralmente tomada igual a 20°C;

t : tempo, em minutos.

Comparando as curvas do incêndio padrão com o incêndio natural, verifica-se que a curva que define o incêndio padrão apresenta apenas o comportamento ascendente da temperatura variando com o tempo, desprezando completamente a fase de ignição, como pode ser visto na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Curva temperatura-tempo do incêndio padrão



Fonte: Adaptado de Vargas e Silva (2003)

2.4 TRANSFERÊNCIA DE CALOR

2.4.1 Condução

A condução é o mecanismo de transferência de calor característico dos materiais sólidos. Neste mecanismo a energia térmica é propagada de partícula a partícula por meio de choques e vibrações, fluindo de regiões de temperatura mais elevadas para regiões de temperaturas mais baixas (RODRIGUES, 2017).

A condução é regida pela Lei de Fourier da condução térmica (Equação 2.2) que relaciona o fluxo de calor com a condutividade térmica e o gradiente de temperatura do material.

$$\varphi_x = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.2)$$

Onde:

φ_x : é o fluxo de calor condutivo (W/m²);

λ : é a condutividade térmica do material ($\text{W}/\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}$), no qual o valor negativo indica que o calor deve fluir no sentido da temperatura decrescente;

$\partial\theta/\partial x$: é o gradiente da temperatura na direção do fluxo de calor ($^\circ\text{C}$).

2.4.2 Convecção

A convecção é o mecanismo de transferência de calor proveniente do deslocamento de um fluido (como o ar, por exemplo). Neste mecanismo a energia térmica é propagada através de um fluxo de fluidos que pode ocorrer naturalmente devido a diferença de densidade do fluido oriunda do gradiente térmico, ou de forma forçada, mediante uma força externa que pode ser, por exemplo, uma bomba ou ventilador (PIERIN, 2011).

A equação que rege o fluxo de calor na convecção foi deduzida por Isaac Newton, sendo conhecida como Lei de Arrefecimento de Newton, expressa por:

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_s) \quad (2.3)$$

Onde:

φ_c : é o fluxo de calor convectivo por unidade de área (W/m^2);

α_c : é o coeficiente de transferência de calor por convecção ($\text{W}/\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}$). Para efeitos práticos pode ser tomado igual a $25 \text{ W}/\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}$ no caso de exposição ao incêndio-padrão, ou $35 \text{ W}/\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}$ para incêndio natural;

θ_g : é a temperatura do fluido ($^\circ\text{C}$);

θ_s : é a temperatura da superfície aquecida ($^\circ\text{C}$).

2.4.3 Radiação

A radiação pode ser compreendida como a transferência de calor por meio de ondas eletromagnéticas. Neste mecanismo não é necessário um meio material para que ocorra a transmissão de calor, uma vez que as ondas eletromagnéticas se propagam até mesmo no vácuo.

Em um incêndio, a transferência de calor por radiação, ocorre principalmente pela difusão das chamas, onde o calor transmitido para determinado corpo por este meio pode ser,

parte refletida pela superfície do corpo, parte absorvida pelo corpo, e o restante transmitido pelo ambiente (RODRIGUES, 2017).

A equação que rege o fluxo de calor por radiação para corpos reais (como os elementos estruturais) pode ser deduzida a partir da Lei de Stefan-Boltzmann, sendo expressa pela Equação 2.4.

$$\varphi_r = \sigma \varepsilon_{res} \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4 \right) \quad (2.4)$$

Onde:

φ_r : é o fluxo de calor devido à radiação (W/m²);

σ : é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8}$ W/m². K⁴);

ε_{res} : emissividade resultante da superfície aquecida, podendo variar entre 0 e 1 sendo adotado $\varepsilon_{res} = 1$ se o material for um irradiador perfeito e $\varepsilon_{res} = 0$ para um espelho. Para efeitos práticos pode ser tomado $\varepsilon_{res} = 0,7$ no caso de estruturas metálicas;

θ_g : é a temperatura dos gases (°C);

θ_s : é a temperatura da superfície aquecida (°C).

2.4.4 Transmissão de calor para os elementos estruturais

A ABNT NBR 14323 (2013) recomenda o uso de formulações para determinar a elevação de temperatura de elementos estruturais, com e sem proteção, em situação de incêndio. Estas formulações serão abordadas nos tópicos a seguir.

2.4.4.1 Estrutura sem revestimento contra fogo

Para a ABNT NBR 14323 (2013) a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt é determinada conforme a Equação 2.5:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A_g)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (2.5)$$

Onde:

k_{sh} : é um fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1,0 (para seções tubulares) ou determinado conforme a Equação 2.6.

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{u/A_g} \quad (2.6)$$

Com:

$(u/A_g)_b$: é valor do fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e sua área da seção transversal (em uma seção I ou H com altura d e largura das mesas b , exposta ao incêndio pelos quatro lados, o perímetro é igual a $2(d+b)$ – se a seção for exposta ao incêndio pelos lados inferior e laterais, o perímetro é igual a $2d+b$);

u/A_g : é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo (m^{-1});

u : é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço (m);

A_g : é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural (m^2);

ρ_a : é a massa específica do aço (kg/m^3);

c_a : é o calor específico do aço ($J/kg.^{\circ}C$);

φ : é o valor do fluxo de calor por unidade de área (W/m^2);

Δt : é o intervalo de tempo (s). O intervalo de tempo tomado não pode ser superior a 5 segundos.

É importante frisar que a ABNT NBR 14323 (2013) despreza as contribuições da transferência de calor por condução para um elemento estrutural desprotegido em uma situação de incêndio, adotando o fluxo de calor como a soma das parcelas referentes à radiação e a convecção, como expressa a Equação 2.7.

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2.7)$$

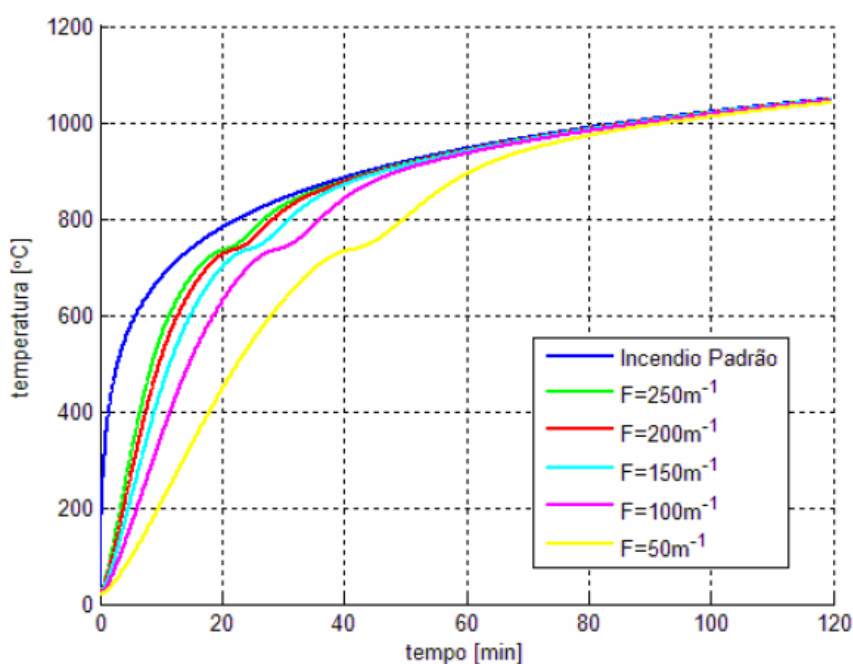
Onde:

φ_c : é o componente do fluxo de calor devido à convecção dado pela Equação 2.3 (W/m^2);

φ_r : é o componente do fluxo de calor devido à radiação dado pela Equação 2.4 (W/m^2).

Uma característica determinante no comportamento térmico de um perfil metálico é o fator de massividade. Velarde (2008) frisa que quanto maior o fator de massividade do perfil maior será o incremento da temperatura no tempo, existindo a tendência das temperaturas dos gases e do aço serem iguais, como pode ser observado na Figura 2.4. No caso de pilares metálicos a ABNT NBR 14432 (2001) define que os perfis desses elementos estruturais devem ter fator de massividade menor ou igual a 250 m^{-1} .

Figura 2.4 – Temperatura em uma barra de aço para diferentes valores de fator de massividade



Fonte: Velarde (2008)

2.4.4.2 Estrutura com revestimento contra fogo

Ao contrário da situação de um elemento estrutural sem proteção, o principal mecanismo de transferência de calor para um elemento com revestimento contra o fogo é a condução. Isto ocorre devido ao calor ser transferido para o elemento estrutural pelo material de proteção que recebe a energia térmica do meio por radiação e convecção.

Segundo a ABNT NBR 14323 (2013) a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius, de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contra fogo, durante um intervalo de tempo Δt pode ser determinada pela Equação 2.8. Nesta equação é importante ressaltar que $\Delta\theta_{a,t} \geq 0$ se $\Delta\theta_{g,t} > 0$.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m(u_m/A_g)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{1 + \xi/4} \Delta t - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{4/\xi + 1} \quad (2.8)$$

Com:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m \left(\frac{u_m}{A_g} \right) \quad (2.9)$$

Onde:

u_m/A_g : é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo (m^{-1});

u_m : é o perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo, igual ao perímetro da face interna do material de revestimento, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço (m);

c_m : é o calor específico do material de revestimento contra fogo (J/kg.°C);

t_m : é a espessura do material de revestimento contra fogo (m);

$\theta_{a,t}$: é a temperatura do aço no tempo t (°C);

$\theta_{g,t}$: é a temperatura dos gases no tempo t (°C);

λ_m : é a condutividade térmica do material de revestimento contra fogo (W/m.°C);

ρ_m : é a massa específica do material de revestimento contra fogo (kg/m³);

Δt : é o intervalo de tempo (s). O intervalo de tempo tomado não pode ser superior a 30 segundos.

2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DO AÇO

A variação das propriedades mecânicas e térmicas do aço com a elevação da temperatura é normatizada pela ABNT NBR 14323 (2013). Todas as propriedades térmicas são dadas em função da temperatura do aço, como será exposto a seguir.

2.5.1 Propriedades mecânicas

2.5.1.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

Para taxas de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min, a Tabela 2.1 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20 °C, da resistência ao escoamento e do módulo de

elasticidade do aço em temperatura elevada, respectivamente, $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, além do fator de redução, $k_{\sigma,\theta}$, para seções sujeitas à flambagem local.

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.10)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (2.11)$$

$$k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.12)$$

Onde:

$f_{y,\theta}$: é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ;

f_y : é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C;

E_θ : é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ_a ;

E : é o módulo de elasticidade do aço a 20 °C.

Tabela 2.1 – Fatores de redução do aço

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução da resistência ao escoamento ^a $k_{y,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade ^a $k_{E,\theta}$	Fator de redução ^a $k_{\sigma,\theta}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,900	0,890
300	1,000	0,800	0,780
400	1,000	0,700	0,650
500	0,780	0,600	0,530
600	0,470	0,310	0,300
700	0,230	0,130	0,130
800	0,110	0,090	0,070
900	0,060	0,068	0,050
1000	0,040	0,045	0,030
1100	0,020	0,023	0,020
1200	0,000	0,000	0,000

^a Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 14323 (2013)

2.5.1.2 Massa específica

A massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura, apresentado um valor constante igual a:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3 \quad (2.13)$$

2.5.2 Propriedades térmicas

2.5.2.1 Alongamento

O alongamento, ou dilatação térmica, do aço ($\Delta l_a/l_a$), pode ser determinado da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l_a}{l_a} &= 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l_a}{l_a} &= 1,1 \cdot 10^{-2} & 750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l_a}{l_a} &= 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} & 860^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (2.14)$$

Onde:

l_a : comprimento do elemento de aço a 20 °C;

Δl_a : expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

θ_a : é a temperatura do aço (°C).

De forma simplificada, a ABNT NBR 14323 (2013) permite que a relação entre o alongamento do aço e a temperatura seja considerada constante. Nesse caso, deve ser adotado o seguinte valor para o alongamento:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (2.15)$$

2.5.2.2 Calor específico

O calor específico (c_a) é a quantidade de calor necessária para aumentar em um grau a temperatura de uma massa unitária de material e é expresso em J/kg.°C. Para o aço, essa propriedade varia com sua temperatura (θ_a), e pode ser determinada da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 0,773 \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 & 20 \text{ °C} \leq \theta_a < 600 \text{ °C} \\
 c_a &= 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} & 600 \text{ °C} \leq \theta_a < 735 \text{ °C} \\
 c_a &= 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} & 735 \text{ °C} \leq \theta_a < 900 \text{ °C} \\
 c_a &= 650 & 900 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ °C}
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

De forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor deve ser assumido como:

$$c_a = 600 \text{ J/kg°C} \tag{2.17}$$

2.5.2.3 Condutividade térmica

Condutividade térmica (λ_a) é a taxa de calor transferida através de uma espessura unitária de material por diferença unitária de temperatura (W/m°C). Para o aço, essa propriedade varia com sua temperatura (θ_a), e é expressa pela Equação 2.18.

$$\begin{aligned}
 \lambda_a &= 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a & 20 \text{ °C} \leq \theta_a < 800 \text{ °C} \\
 \lambda_a &= 27,3 & 800 \text{ °C} \leq \theta_a < 1200 \text{ °C}
 \end{aligned} \tag{2.18}$$

De forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor pode ser tomado como:

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m°C} \tag{2.19}$$

2.6 PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIOS

As várias medidas de proteção a incêndios podem ser classificadas em dois tipos: a proteção ativa e a proteção passiva. A proteção ativa engloba os “[...] sistemas prediais que são ativadas somente em situação de emergência, na qual se incluem os sistemas de detecção, alarme e combate ao fogo” (SEITO *et al*, 2008, p. 124). Desta forma, a proteção ativa não será abordada no presente trabalho.

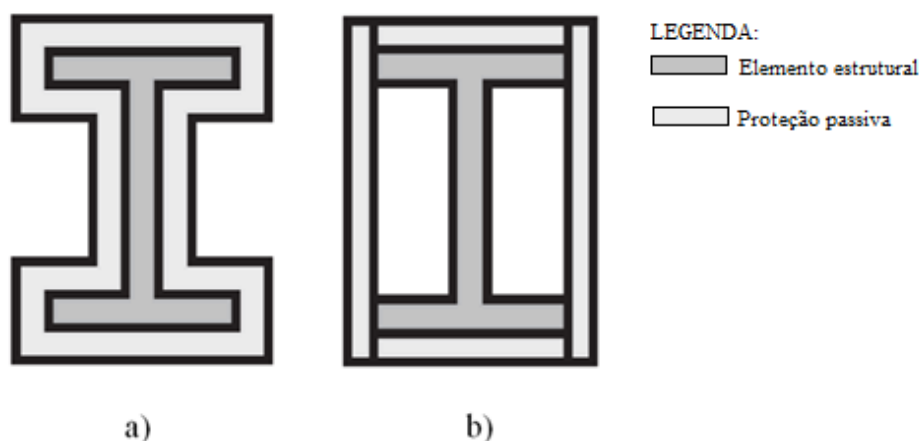
A proteção passiva pode ser compreendida como a aplicação de materiais com propriedades antitérmicas nos elementos estruturais visando reduzir a probabilidade de colapso estrutural sempre que ocorra um incêndio severo (PANNONI, 2011).

A proteção passiva dos elementos estruturais de aço pode ser realizada a partir do emprego de diferentes tipos de materiais que agem como revestimento dos perfis metálicos, tais como tintas intumescentes, argamassas projetadas, mantas cerâmicas ou de lã de rocha basáltica, gesso acartonado, entre outros.

Para Caldas (2008) um método de proteção contra incêndio deve retardar o calor transferido para o elemento estrutural, conseguindo-se um tempo maior de exposição ao incêndio, no qual, o material de proteção térmica deve contar com um alto calor específico, baixa condutividade térmica e alta massa específica (limitada a 700 kg/m^3 , para não aumentar exageradamente o peso da estrutura).

De acordo com a forma que o revestimento envolve o perfil metálico, ele pode ser classificado quanto como tipo contorno (se o revestimento contornar o perímetro da seção transversal do perfil) ou caixa (se o revestimento envolver como uma caixa a seção transversal do perfil). Estas configurações podem ser observadas pela Figura 2.5.

Figura 2.5 – Classificação da proteção contra incêndio quanto à morfologia: a) tipo contorno; b) tipo caixa



Fonte: Adaptado de Pannoni (2011)

2.6.1 Materiais de proteção

2.6.1.1 Materiais projetados

Os materiais projetados são materiais incombustíveis à base de fibras minerais (lã de rocha, fibra de vidro), agregados minerais (vermiculite, perlite) ou ligantes (cimento, gesso), com elevada resistência térmica e mecânica (GAVINA, 2014). Estes materiais são aplicados por projeção à baixa pressão, os quais, após sua secagem, trabalham monoliticamente com a estrutura, acompanhando seus movimentos, sem a ocorrência de fissuras ou desprendimento (PANNONI, 2007).

Este tipo de proteção, assim como as tintas intumescentes, também é um revestimento do tipo contorno, porém o seu acabamento estético não possui a mesma qualidade dos revestimentos intumescentes, o que pode ser relevante dependendo da situação. O aspecto final da aplicação pode ser visualizado na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Proteção contra incêndio através de materiais projetados



Fonte: Silva (2016)

2.6.1.2 Materiais rígidos e semirrígidos

Fazem parte de grupo de materiais de proteção, as placas rígidas e as mantas flexíveis ou semirrígidas compostas de vários materiais, tais como fibras cerâmicas, lã de rocha basáltica, gesso acartonado, placas de silicato de cálcio e vermiculita. Estes materiais são

fixados aos elementos estruturais a seco por meio de pinos, cliques ou sistemas próprios, como afirma Pannoni (2007).

As placas rígidas produzem um acabamento agradável e propiciam diversas possibilidades de acabamento. Sua aplicação resulta numa proteção do tipo caixa. Gavina (2014) explicita a existência de duas famílias de sistemas de proteção por placas: os de alta densidade (rígidos) e os de média densidade (semirrígidos), onde a escolha da aplicação de um dos tipos deve ser feita em função da exposição ao impacto.

Figura 2.7 – Proteção passiva conta incêndio através de painéis de silicato de cálcio



Fonte: TRIA (2018)

As mantas são aplicadas no contorno do elemento estrutural, através de pinos de aço soldados no perfil metálico. Seito *et al* (2008) revela que os problemas potenciais associados às fibras soltas podem ser minimizados pela utilização de um recobrimento composto de uma fina folha de alumínio.

Figura 2.8 – Manta cerâmica



Fonte: UNIFRAX (2018)

3 RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO DE PILARES METÁLICOS EM TEMPERATURA AMBIENTE

No Brasil as normas que regulamentam o dimensionamento de estruturas metálicas à temperatura ambiente são a ABNT NBR 8800 (2008) e a ABNT NBR 14762 (2010). No que diz respeito a ABNT NBR 8800 (2008), esta se baseia no método dos estados – limites, sendo aplicável a perfis de aço que sejam soldados ou laminados, ou de seção tubular com ou sem costura. Já a ABNT NBR 14762 (2010) se aplica a perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço-carbono ou aço de baixa liga, conectados por parafusos ou soldas e destinados a estruturas de edifícios.

Neste trabalho são analisadas as capacidades resistentes de um perfil laminado, empregado como pilar, logo, se utilizam as especificações da ABNT NBR 8800 (2008) para determinação das resistências desse elemento estrutural à temperatura ambiente.

3.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO À TEMPERATURA AMBIENTE

Para efeito de cálculo, a ABNT NBR 8800 (2008) estabelece algumas propriedades mecânicas gerais para aços estruturais à temperatura ambiente (20 °C), as quais se encontram expressas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do aço à 20 °C

Módulo de elasticidade	$E = 200000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu_a = 0,3$
Módulo de elasticidade transversal	$G = 77000 \text{ MPa}$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Massa específica	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800 (2008)

3.2 RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO PARA PILARES METÁLICOS

3.2.1 Barras comprimidas

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela Equação 3.1.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.1)$$

Onde:

χ : é o fator de redução associado à resistência à compressão, obtido de acordo com 3.2.1.2;

Q : é o fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor deve ser obtido conforme 3.2.1.1;

A_g : é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y : é a resistência ao escoamento do aço a 20 °C;

γ_{a1} : é o coeficiente de ponderação da resistência do aço para estados-limites últimos relacionados ao escoamento, flambagem e instabilidade, podendo ser tomado como $\gamma_{a1}=1,10$.

3.2.1.1 Fator Q

Quando se analisa a flambagem local em perfis metálicos é necessário classificar os elementos que compõem suas seções transversais de acordo com a vinculação dos mesmos. Desta forma, são classificados como AA os elementos que possuem duas bordas longitudinais vinculadas, e AL, aqueles que possuem apenas uma borda longitudinal vinculada.

Logo, o coeficiente de flambagem local “ Q ” é dividido em dois outros coeficientes: Q_s e Q_a , onde estes são os coeficientes de redução da resistência devido à flambagem local, em elementos AL e AA respectivamente. A ABNT NBR 8800 (2008) expressa o coeficiente de flambagem local da seguinte forma:

$$Q = Q_s Q_a \quad (3.2)$$

Deve-se ainda considerar que, se a seção possuir apenas elementos AL, $Q = Q_s$, e nos casos em que a seção possuir apenas elementos AA, $Q = Q_a$.

A relação determinante para a ocorrência, ou não, de flambagem local nos elementos componentes das seções transversais de perfis metálicos é a relação entre largura (b) e espessura (t) do elemento (relação b/t). Desta forma, as barras submetidas à força axial de compressão não sofrerão flambagem local nos casos em que todos os elementos componentes da seção transversal possuírem relações b/t que não superam valores limites ($(b/t)_{lim}$) dados

pela Tabela 3.2. Nessas situações não é necessário reduzir a resistência à compressão da barra em função dos efeitos da flambagem local, logo o fator redução total Q é tomado igual a 1,00.

Tabela 3.2 – Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> Mesas ou almas de seções tubulares retangulares Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções I, H ou U Mesas ou almas de seção-caixão Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ^a		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente k_c é dado em F.2.

Nas situações em que as relações b/t dos elementos da seção transversal de um perfil metálico superarem os valores limites estabelecidos na Tabela 3.2, os efeitos desfavoráveis da flambagem local na resistência as forças axiais de compressão não podem ser desprezados. Com isso, o produto $Q_s Q_a$ assume valores inferiores à unidade. As expressões utilizadas para o cálculo de Q_s e Q_a estão expressas na tabela abaixo.

Tabela 3.3 – Fatores de redução Q_s e Q_a

Elementos AL	Elementos AA
<p>Elementos do grupo 3</p> $Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $Q_s = \frac{0,53 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$ $A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t$ $b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$ <p>$c_a = 0,38$ - mesas e almas de seções tubulares retangulares $c_a = 0,34$ - para todos os demais elementos AA</p> <p>$\sigma = \chi f_y$ - Tensão máxima que pode atuar na seção. O valor χ de dever ser calculado inicialmente com $Q=1$.</p> <p>De forma conservadora pode-se adotar $\sigma = f_y$</p>
<p>Elementos do grupo 4</p> $Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
<p>Elementos do grupo 5</p> $Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$ $Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$ $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76$	
<p>Elementos do grupo 6</p> $Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	<p>Seções tubulares circulares</p> $Q = 1,00 \text{ se } \frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$ $Q = \frac{0,038 E}{D/t f_y} + \frac{2}{3} \text{ se } 0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$ $\frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$
<p>Simbologia</p> <p>h é a altura da alma; t_w é a espessura da alma; b e t são a largura e a espessura do elemento, respectivamente -Tabela 5.3; E é o módulo de elasticidade;</p>	<p>f_y é a resistência ao escoamento b_{ef} é a largura efetiva do elemento; A_{ef} é a área efetiva da seção; A_g é área bruta da seção. D é o diâmetro de seções tubulares</p>

Fonte: Adaptado de Souza (2011)

3.2.1.2 Fator χ

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado por:

$$\begin{aligned} \chi &= 0,658\lambda_0^2 & \lambda_0 \leq 1,5 \\ \chi &= \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \lambda_0 > 1,5 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Na sentença acima, o índice de esbeltez reduzido, λ_0 , é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (3.4)$$

Na Equação 3.4 o parâmetro N_e expressa a força axial de flambagem elástica. Segundo a ABNT NBR 8800 (2008) esta força (para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto) é dada pelas Equações 3.5 e 3.6 para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x ou y da seção transversal, respectivamente, e através da Equação 3.7, para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (3.5)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (3.6)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (3.7)$$

Onde:

$K_x L_x$: é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x (o coeficiente de flambagem K_x é dado pela Tabela 3.4);

I_x : é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$: é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y (o coeficiente de flambagem K_y é dado pela Tabela 3.4);

I_y : é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_z L_z$: é o comprimento de flambagem por torção, onde o coeficiente de flambagem por torção, K_z , pode ser tomado igual a 1,00, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre, e adotado $K_z = 2,00$, quando uma das extremidades da barra possuir rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livres e, a outra extremidade, rotação e empenamento impedidos.

E : é o módulo de elasticidade do aço;

C_w : é a constante de empenamento da seção transversal;

G : é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J : é a constante de torção da seção transversal;

r_0 : é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (3.8)$$

Em que r_x e r_y são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y, respectivamente, e x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, em relação ao centro geométrico da seção.

É importante ressaltar que, na Equação 3.4, N_e assume o valor mais crítico entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} . Os coeficientes de flambagem K_x e K_y são dados conforme as condições de apoio da barra comprimida. Os valores teóricos desses parâmetros são dados pela ABNT NBR 8800 (2008) para casos ideais de condições de contorno de elementos isolados, nos quais a rotação e a translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas. A norma ainda define que nos casos em que não se possa assegurar a perfeição do engaste, devem ser usados os valores recomendados apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

3.2.2 Momento fletor resistente de cálculo

A ocorrência de momento fletores em pilares é decorrente de esforços usualmente identificáveis nas edificações, como excentricidades nas cargas que chegam aos pilares e cargas laterais como empuxos de terra e carregamento de vento.

Pilares com geometria de seção transversal I ou H podem possuir um ou dois eixos de simetria. As formulações que serão expostas a seguir, para a determinação do momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , segundo a ABNT NBR 8800 (2008), são válidas para as seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos. As demais seções abrangidas nesta norma, e as seções I e H com apenas um eixo de simetria ou que possuem alma esbelta não serão abordadas nesse trabalho.

A ABNT NBR 8800 (2008) define que, na obtenção do momento fletor resistente de cálculo, devem ser considerados, conforme o caso, os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada. Ainda segundo a mesma norma, para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo não pode ser tomado maior que $1,50Wf_y/\gamma_{a1}$,

sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão.

Para os pilares com perfis I ou H, fletidos em relação ao eixo de maior inércia devem ser avaliados os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA). O momento fletor resistente de cálculo, para tal eixo de flexão, será o menor momento fletor capaz de causar instabilidade em relação aos estados-limites últimos citados. Para pilares com os mesmos perfis, porém fletidos em relação ao eixo de menor inércia, só o estado-limite FLM é passível de verificação.

As equações usadas na determinação do momento fletor resistente de cálculo variam, dependendo do intervalo em que o parâmetro de esbeltez, λ , se encontra. Neste contexto, os parâmetros de esbeltez que definem esses intervalos são aqueles correspondentes à plastificação (λ_p) e ao início do escoamento (λ_r). Todos esses parâmetros de esbeltez podem ser determinados conforme a Tabela 3.5, para seções I ou H laminadas.

Conforme o descrito acima, momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , para o estado-limite FLT, pode ser determinado da seguinte forma:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (3.9)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

Onde:

M_{pl} : é o momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico Z pela resistência ao escoamento do aço (f_y);

γ_{a1} : é o coeficiente de ponderação da resistência do aço;

M_r : é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, dado por:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W \quad (3.10)$$

Em que σ_r pode ser tomado como $0,3f_y$ e W é módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

M_{cr} : é o momento fletor de flambagem elástica, dado pela Equação 3.11, a seguir;

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{L_b^2}{C_w} \right)} \quad (3.11)$$

No qual:

C_b : é fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, obtido conforme 3.2.2.1;

C_w : constante do empenamento da seção transversal;

I_y : momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

L_b : é o comprimento destravado do pilar.

As equações usadas na determinação do momento fletor resistente de cálculo para os estados-limites FLM e FLA são as mesmas. Porém, os parâmetros de esbeltez λ , λ_p e λ_r , devem ser adotados conforme a Tabela 3.5, para cada estado-limite. Na análise da FLA, a situação em que $\lambda > \lambda_r$ não será abordada, uma vez que esta é a situação em que os perfis metálicos são classificados como perfis de alma esbelta. Desta forma, o momento fletor resistente de cálculo para os estados-limites FLM e FLA é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (3.12)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (Não aplicável à FLA)}$$

Onde:

M_{pl} : é o momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico Z pela resistência ao escoamento do aço (f_y);

γ_{a1} : é o coeficiente de ponderação da resistência do aço;

M_r : é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, dado pela Equação 3.13 para FLM e 3.14 para FLA:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W \quad (3.13)$$

$$M_r = f_y W \quad (3.14)$$

Em que σ_r pode ser tomado como $0,3f_y$ e W é módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

M_{cr} : é o momento fletor de flambagem elástica, dado por:

$$M_{cr} = \frac{0,69EW_c}{\lambda^2} \quad (3.15)$$

No qual, W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

Os parâmetros de esbeltez para os estados-limites apresentados anteriormente (FLT, FLM e FLA) são determinados com as expressões contidas na Tabela 3.5, na qual β_1 é dado por:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ} \quad (3.16)$$

Onde:

σ_r : é a tensão residual de compressão nas mesas, que pode ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento (f_y) do aço utilizado;

W : é módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

E : é o módulo de elasticidade do aço;

J : é a constante de torção da seção transversal.

Tabela 3.5 – Parâmetros de esbeltez λ , λ_p e λ_r para perfis I ou H laminados

Estado-limite	λ	λ_p	λ_r
FLT	$\frac{L_B}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}}$
FLM	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$
FLA	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800 (2008)

Nas formulações contidas na Tabela 3.5, b_f e t_f são a largura e a espessura da mesa do perfil, respectivamente, t_f é a espessura da alma e h é a altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados.

3.2.2.1 Parâmetro C_b

Na determinação do momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_B) analisado. Para seções I ou H este coeficiente é dado pela Equação 3.17, com exceção dos casos em que as barras com estas seções encontrarem-se fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, no qual uma das mesas encontrar-se livre para se deslocar lateralmente e a outra mesa possuir contenção lateral contínua contra esse tipo de deslocamento.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad (3.17)$$

Onde:

M_{max} : é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A : é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B : é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C : é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m : é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0,5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ para seções com eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

I_{yc} : é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

I_y : é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

No caso específico de trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre C_b pode ser tomado como igual a 1,00.

3.2.3 Combinação de esforços solicitantes

Em pilares, é fato comum a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores. Como uma medida adicional de segurança a ABNT NBR 8800 (2008) define que deve ser obedecida a limitação apresentada abaixo:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) &\leq 1,00, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,20 \\ \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) &\leq 1,00, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,20 \end{aligned} \quad (3.18)$$

Onde:

N_{Sd} : é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

N_{Rd} : é a força axial de compressão resistente de cálculo, calculada conforme 3.2.1;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$: são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$: são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, calculados conforme 3.2.2.

4 RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO DE PILARES METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A ABNT NBR 14323 (2013) é a norma que regulamenta, no Brasil, o dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio. Esta norma permite que o dimensionamento das estruturas seja feito através de resultados de ensaios ou por meios analíticos de cálculo. No que se refere aos métodos analíticos, pode ser utilizado o método simplificado de cálculo apresentado na norma ou métodos avançados de cálculo.

Neste trabalho será abordado o método simplificado de dimensionamento de estruturas de aço, com ênfase na determinação da capacidade resistente de pilares metálicos com e sem proteção contra incêndio.

Geralmente, os projetos de estruturas em situação de incêndio tomam, como referência, um tempo mínimo de resistência ao fogo, dependente do tipo e dimensões da edificação. Esse tempo mínimo de resistência é definido pela ABNT NBR 14432 (2001), sendo denominado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Os TRRF estabelecidos nessa norma são validos para um incêndio que obedece ao incêndio padrão. Desta forma, a estrutura deve suportar os esforços nela atuantes por, pelo menos, o período mínimo entendido como TRRF.

4.1 CONDIÇÕES DE SEGURANÇA

De acordo com critérios de projeto, um elemento estrutural permanecerá estável e funcional, numa situação de incêndio, enquanto as solicitações de cálculo nessa situação ($S_{fi,d}$) forem inferiores ou iguais a resistência do elemento para o estado-limite último em situação de incêndio ($R_{fi,d}$), como expresso abaixo.

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (4.1)$$

Na determinação dos esforços resistentes de cálculo para estados-limites últimos em situação de incêndio, a ABNT NBR 14323 (2013) especifica que o esforço resistente de cálculo deve ser determinado usando-se coeficiente de ponderação unitário. Com isso, o esforço resistente fica com o mesmo valor do esforço resistente nominal correspondente.

4.2 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE PILARES METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O método simplificado de cálculo que faz parte da ABNT NBR 14323 (2013) é de fácil utilização, geralmente conduz a resultados conservativos. As expressões apresentadas nesse método se aplicam à situação em que a distribuição de temperatura na seção transversal do perfil seja uniforme. Nas situações em que a distribuição da temperatura não for uniforme, essas expressões ainda podem ser utilizadas, de forma conservadora, com os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade correspondendo à maior temperatura da seção transversal, exceto quando indicado para alguma situação específica.

4.2.1 Barras submetidas à força axial de compressão

A norma ABNT NBR 14323 (2013) divide o dimensionamento de barras comprimidas de acordo com a possibilidade da ocorrência de flambagem local no perfil metálico em situação de incêndio. De acordo com a mesma, não apresentarão flambagem local em situação de incêndio as barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800 (2008) cujos elementos componentes da seção transversal possuem relação entre largura e espessura (b/t) inferior ao valor limite correspondente $(b/t)_{fi,lim}$. As barras que não atendem esse critério estão, por sua vez, sujeitas à flambagem local em situação de incêndio.

A relação (b/t) , para diferentes tipos de perfis metálicos, é definida de acordo com o exposto na seção 3.2.1.1, e o valor correspondente de $(b/t)_{fi,lim}$ é obtido pela Tabela 3.2, multiplicando-se $(b/t)_{lim}$ dessa tabela por um fator de correção igual a 0,85.

Para perfis não sujeitos a flambagem local, a força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço, no estado-limite último de instabilidade da barra como um todo, é expressa pela equação abaixo:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (4.2)$$

Em que:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (4.3)$$

Com:

$$\varphi_{0,fi} = 0,5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (4.4)$$

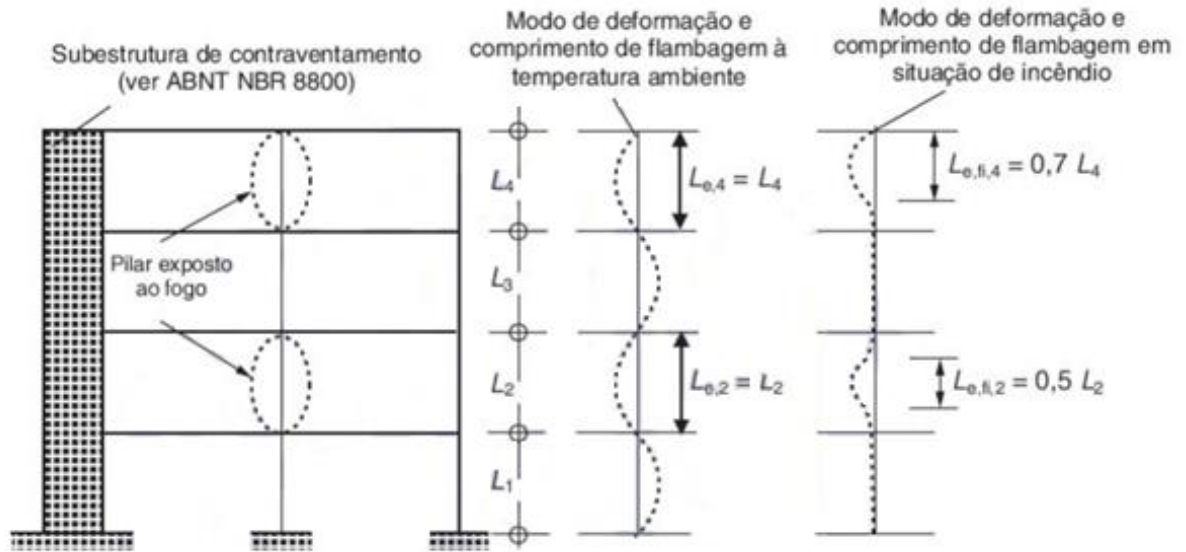
Onde α e $\lambda_{0,fi}$ são dados por:

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4.5)$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} \quad (4.6)$$

Na Equação 4.6, $\lambda_{0,fi}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio na qual λ_0 expressa o índice de esbeltez reduzido à temperatura ambiente, calculado conforme a ABNT NBR 8800 (2008), porém utilizando o comprimento de flambagem em situação de incêndio, $L_{e,fi}$, dado pela ABNT NBR 14323 (2013). De acordo com esta norma, em situação de incêndio o comprimento de flambagem para o dimensionamento pode ser determinado da mesma forma que no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, os pilares contínuos que se comportam como elementos contraventados dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam esse compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar (Figura 4.1). Os pilares do primeiro pavimento devem ser considerados com rotação impedida acima do compartimento incendiado, onde na base desses pilares, deve ser adotado o tipo de apoio efetivamente existente. Para os pilares do último pavimento devem ser considerados com rotação impedida apenas abaixo do compartimento incendiado.

Figura 4.1 – Comportamento estrutural de pilares em estruturas de pequena deslocabilidade



Fonte: ABNT NBR 14323 (2013)

4.2.2 Barras sujeitas a momento fletor

De acordo com a ABNT NBR 14323 (2013), para os perfis previstos pela ABNT NBR 8800 (2008), o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$, de uma barra fletida é obtido conforme as condições a seguir:

- para os estados-limites aplicáveis de flambagem local, definidos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), em pelo menos um dos elementos componentes da seção transversal:

$$\begin{aligned}
 M_{fi,Rd} &= \kappa k_{y,\theta} M_{pl}, \text{ para } \lambda < \lambda_{p,fi} \\
 M_{fi,Rd} &= \kappa k_{y,\theta} M_y, \text{ para } \lambda_{p,fi} \leq \lambda \leq \lambda_{r,fi} \\
 M_{fi,Rd} &= \kappa k_{\sigma,\theta} M_y, \text{ para } \lambda > \lambda_{r,fi} \text{ (exceto para FLA)}
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

Onde:

λ : é o parâmetro de esbeltez para os estados-limites últimos relacionados à atuação do momento fletor, determinado como no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008);

$\lambda_{p,fi}$: é o parâmetro de esbeltez correspondentes à plastificação em situação de incêndio, sendo determinado através dos procedimentos descritos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), multiplicando-se o valor de λ_p por 0,85.

$\lambda_{r,fi}$: é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em situação de incêndio, sendo determinado através dos procedimentos descritos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), multiplicando-se o valor de λ_r por 0,85.

M_{pl} : é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

κ : é o fator de correção que leva em conta o efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal, podendo assumir diversos valores: $\kappa = 1,00$ para uma barra com todos os quatro lados expostos ao fogo ou quando a temperatura na seção transversal não for obtida por um processo de distribuição uniforme; $\kappa = 1,15$ ou $\kappa = 1,40$ para uma barra envolvida ou não por material de revestimento contra fogo respectivamente, com três lados expostos ao fogo, e com a temperatura da seção transversal obtida através de um processo de distribuição uniforme da temperatura;

M_y : é o momento fletor corresponde ao início do escoamento à temperatura ambiente, desprezando-se as tensões residuais, cujo valor é igual ao produto Wf_y , com W igual ao módulo resistente elástico mínimo da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

- para o estado-limite de flambagem lateral com torção, quando aplicável segundo o Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{fi,Rd} = \kappa \chi_{fi} k_{y,\theta} M_{pl} \quad (4.8)$$

Onde:

χ_{fi} : é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado através da Equação 4.3, porém fazendo:

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{k_{E,\theta} M_{cr}}} \quad (4.9)$$

Com M_{cr} sendo o momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente dado pela Equação 3.11.

4.2.3 Combinação de esforços solicitantes em situação de incêndio

A ABNT NBR 14323 (2013) define que deve ser obedecida a limitação expressa pela Equação 4.10, no caso de atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio.

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \leq 1,00, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \geq 0,20$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{2N_{fi,Rd}} + \left(\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \leq 1,00, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} < 0,20$$
(4.10)

Onde:

$N_{fi,Sd}$: é a força axial de compressão solicitante de cálculo em situação de incêndio;

$N_{fi,Rd}$: é a força axial de compressão resistente de cálculo em situação de incêndio, calculada conforme 4.2.1;

$M_{x,fi,Sd}$ e $M_{y,fi,Sd}$: são os momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

$M_{x,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$: são os momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, calculados conforme 4.2.2.

5 METODOLOGIA

Como ferramenta para desenvolvimento dos cálculos necessários a obtenção das resistências a esforços fletores e de compressão de um pilar metálico, foram elaborados códigos e rotinas desenvolvidos no *software* Microsoft Excel 2010.

Como condições de cálculo, assumiram-se pilares intermediários internos a um ambiente compartimentado com características residenciais. Para tais pilares, adotaram-se as seguintes características:

- Possuem 3,00 metros de comprimento destravado;
- São constituídos pelos perfis laminados W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H);
- Fabricados com o aço estrutural ASTM A 572 grau 50;
- Condições de apoio: biengastados;
- Pertencentes ao primeiro pavimento de um edifício;
- Sujeitos a forças de compressão atuantes no centro geométrico de suas seções transversais e momentos fletores aplicados em seus topos (não há carregamento lateral).

As propriedades geométricas de suas seções transversais dos perfis analisados foram obtidas por meio da tabela de bitolas para perfis estruturais da Gerdau, em sua versão de setembro de 2017. Para as bitolas W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H), essas características se encontram sintetizadas nas tabelas a seguir.

Tabela 5.1 – Características do perfil W 150 x 29,8 (H)

				EIXO X-X		EIXO Y-Y			
M. linear (kg/m)	29,8	b_f (mm)	153	I_x (cm⁴)	1739	I_y (cm⁴)	556	d' (mm)	118
Área (cm²)	38,5	t_w (mm)	6,6	W_x (cm³)	221,5	W_y (cm³)	72,6	r_t (cm)	4,18
u (m²/m)	0,90	t_f (mm)	9,3	r_x (cm)	6,72	r_y (cm)	3,80	I_t (cm⁴)	10,95
d (mm)	157	h (mm)	138	Z_x (cm³)	247,5	Z_y (cm³)	110,8	C_w (cm⁶)	30277

Fonte: Adaptado de Gerdau (2017)

Tabela 5.2 – Características do perfil W 200 x 52,0 (H)

				EIXO X-X		EIXO Y-Y			
M. linear (kg/m)	52	b_f (mm)	204	I_x (cm ⁴)	5298	I_y (cm ⁴)	1784	d' (mm)	157
Área (cm ²)	66,9	t_w (mm)	7,9	W_x (cm ³)	514,4	W_y (cm ³)	174,9	r_t (cm)	5,61
u (m ² /m)	1,19	t_f (mm)	12,6	r_x (cm)	8,9	r_y (cm)	5,16	I_t (cm ⁴)	33,34
d (mm)	206	h (mm)	181	Z_x (cm ³)	572,5	Z_y (cm ³)	265,8	C_w (cm ⁶)	166710

Fonte: Adaptado de Gerdau (2017)

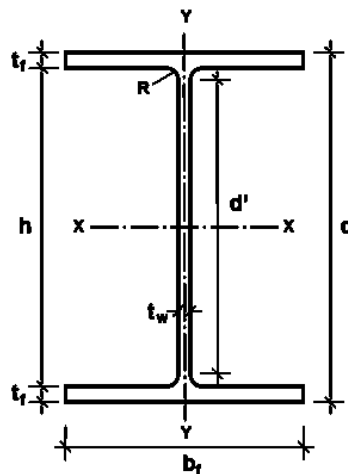
Tabela 5.3 – Características do perfil W 310 x 97,0 (H)

				EIXO X-X		EIXO Y-Y			
M. linear (kg/m)	97	b_f (mm)	305	I_x (cm ⁴)	22284	I_y (cm ⁴)	7286	d' (mm)	245
Área (cm ²)	123,6	t_w (mm)	9,9	W_x (cm ³)	1447	W_y (cm ³)	477,8	r_t (cm)	8,38
u (m ² /m)	1,79	t_f (mm)	15,4	r_x (cm)	13,43	r_y (cm)	7,68	I_t (cm ⁴)	92,12
d (mm)	308	h (mm)	277	Z_x (cm ³)	1594,2	Z_y (cm ³)	725	C_w (cm ⁶)	1558682

Fonte: Adaptado de Gerdau (2017)

Essas seções transversais possuem dupla simetria, tendo dois eixos de flexão principais, o eixo X-X caracterizado por possuir a maior inércia e o eixo Y-Y que por sua vez apresenta uma inércia inferior. A existência de eixos com diferentes inércias reflete na resistência à flexão do perfil, ou seja, existem momentos fletores resistentes distintos para cada um dos eixos principais de flexão.

Figura 5.1 – Seção transversal de um perfil I ou H



Fonte: Adaptado de Gerdau (2017)

A determinação dos momentos fletores resistentes de cálculo relativos aos eixos principais de flexão, e a resistência à compressão dos perfis avaliados foram realizadas para as situações de temperatura ambiente e em caso de incêndio, seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 14323 (2013), respectivamente, para tais situações.

Para efeito de cálculo, em situação de incêndio, para os cenários em que os pilares estavam totalmente desprotegidos à elevação da temperatura e no caso de haver algum tipo de proteção passiva nos elementos em questão, foi adotado que:

- A elevação da temperatura dos gases obedece a curva adotada pela ABNT NBR 14432 (2001), ou seja, a curva de incêndio padrão;
- Os pilares são expostos às chamas pelas quatro faces.

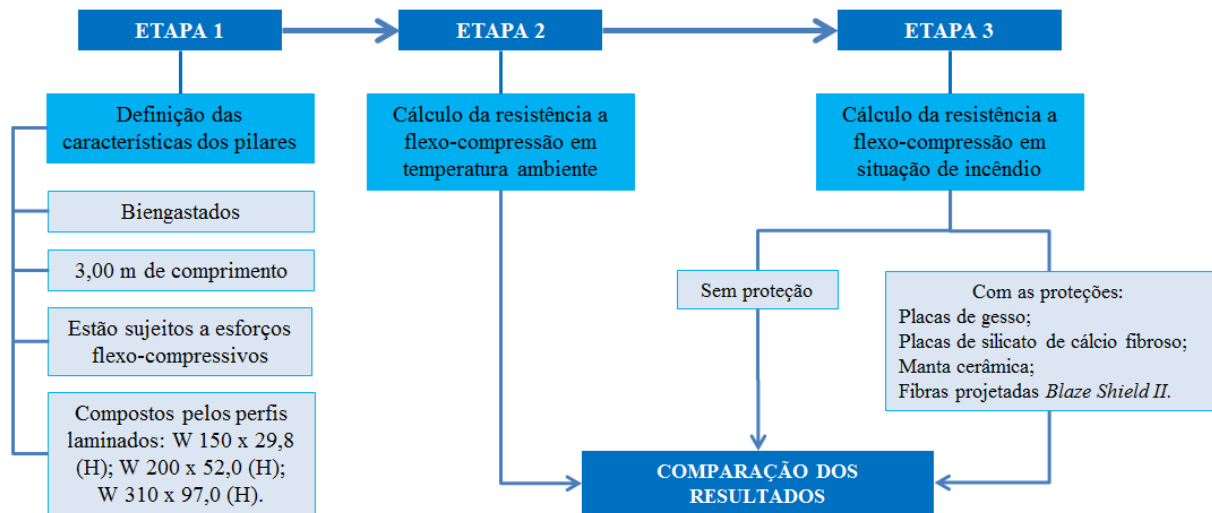
Foram adotadas quatro diferentes alternativas como proteções passivas dos pilares de aço: duas dessas proteções do tipo caixa e duas do tipo contorno. Essas proteções, todas na espessura de 12,50 mm, consistem em:

- Placas de gesso;
- Placas de silicato de cálcio fibroso;
- Manta cerâmica;
- Argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II*.

Visando ilustrar uma situação de dimensionamento, onde os pilares estão sujeitos à combinação de esforços solicitantes, foram adotados que, em todos os casos analisados, para a temperatura ambiente, os esforços compressivos de cálculo nos pilares correspondem a 60,00 % da resistência calculada nessa situação. Já os momentos solicitantes de cálculo atuantes nos eixos X-X e Y-Y, foram adotados representando 22,50 % de seus respectivos valores de cálculo. Esta configuração de carregamento foi escolhida pois quando empregada essa configuração na Equação 3.18, se obtém como resultado $1,00 \leq 1,00$, para todos os pilares, significando que estes elementos suportam a essa combinação de esforços.

Em resumo, a metodologia de cálculo apresentada segue os procedimentos ilustrados pelo fluxograma exposto na Figura 5.2 a seguir.

Figura 5.2 – Fluxograma da metodologia de cálculo



Fonte: Próprio autor

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO EM TEMPERATURA AMBIENTE

O cálculo das resistências à força normal, e aos momentos fletores de perfis laminados de aço, em temperatura ambiente, é regido pelas orientações e procedimentos descritos na ABNT NBR 8800 (2008).

Como condições de apoio dos pilares, foram adotadas que estes são biengastados (configuração (a) da Tabela 3.4) em temperatura ambiente. Logo, para esta configuração de apoios, se têm os coeficientes de flambagem $K_x=K_y=0,65$.

6.1.1 Resistência à compressão de cálculo

Nenhum dos perfis analisados está sujeito à flambagem local em seus elementos da seção transversal (mesas e alma), uma vez que a relação entre largura e espessura destes elementos são inferiores aos seus valores limite correspondentes, calculados de acordo com a Tabela 3.2. Estes parâmetros de esbeltez podem ser observados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Relações largura/espessura para os elementos da seção transversal dos perfis analisados à temperatura ambiente

Perfil	b/t		$(b/t)_{lim}$	
	Alma	Mesa	Alma	Mesa
W 150 x 29,8 (H)	17,88	8,23	35,87	13,48
W 200 x 52,0 (H)	19,87	8,10	35,87	13,48
W 310 x 97,0 (H)	24,75	9,90	35,87	13,48

Fonte: Próprio autor

Uma vez que não existem instabilidades locais nos perfis metálicos, o fator de redução total associado à flambagem local (Q), em todos os pilares, é tomado igual à unidade. Desta forma, se for considerado que a seções transversais desses elementos não sejam alteradas, as resistências à compressão dos mesmos variam somente com seus comprimentos destravados. Com isso, para os pilares avaliados, as variáveis que levam a determinação da força normal resistente de cálculo destes componentes estruturais se encontram dispostas na Tabela 6.2, onde todos os cálculos seguem os procedimentos contidos na seção 3.2 do presente trabalho.

Tabela 6.2 – Força normal resistente de cálculo a 20 °C dos pilares analisados

Perfil	N_e (kN)	λ_0	χ	$N_{c,Rd}$ (kN)
W 150 x 29,8 (H)	2528,93	0,725	0,803	969,20
W 200 x 52,0 (H)	5880,38	0,626	0,849	1780,35
W 310 x 97,0 (H)	17246,47	0,497	0,902	3495,43

Fonte: Próprio autor

6.1.2 Momentos fletores resistentes de cálculo

A determinação dos momentos fletores resistentes de cálculo de um elemento estrutural de aço depende da configuração de carregamentos e esforços atuantes no mesmo. Isto é evidente devido ao emprego do fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (C_b). Porém, para os casos analisados, este fator de correção possui valor igual à unidade, uma vez que os pilares não estão sujeitos a carregamentos laterais, e os esforços fletores se encontram localizados nos topos destes elementos, o que gera uma distribuição uniforme do momento fletor ao longo do comprimento dos pilares. Sendo assim, os momentos fletores resistentes de cálculo, M_{Rd} , relativos aos estados-limites últimos de FLT, FLM e FLA nos pilares em análise, estão expostos nas Tabelas 6.3, 6.4 e 6.5, para a situação em que os momentos causem flexões em relação aos eixos de maior inércia das seções transversais dos perfis.

Tabela 6.3 – M_{Rd} para o estado-limite FLT nos pilares analisados

Perfil	λ	λ_p	λ_r	M_{pl} (kN.m)	M_r (kN.m)	M_{cr} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	78,95	42,38	163,1	85,39	53,49	135,56	68,84
W 200 x 52,0 (H)	58,14	42,38	161,64	197,51	124,23	493,45	170,75
W 310 x 97,0 (H)	39,06	42,38	139,83	550,00	349,45	2568,29	500,00

Fonte: Próprio autor

Tabela 6.4 – M_{Rd} para o estado-limite FLM nos pilares analisados

Perfil	λ	λ_p	λ_r	M_{pl} (kN.m)	M_r (kN.m)	M_{cr} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	8,23	9,15	23,89	85,39	53,49	45,17	77,63
W 200 x 52,0 (H)	8,10	9,15	23,89	197,51	124,22	1083,23	179,56
W 310 x 97,0 (H)	9,90	9,15	23,89	550,00	349,45	2036,33	490,68

Fonte: Próprio autor

Tabela 6.5 – M_{Rd} para o estado-limite FLA nos pilares analisados

Perfil	λ	λ_p	λ_r	M_{pl} (kN.m)	M_r (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	17,88	90,53	137,24	85,39	76,42	77,63
W 200 x 52,0 (H)	19,87	90,53	137,24	197,51	177,47	179,56
W 310 x 97,0 (H)	24,75	90,53	137,24	550,00	499,22	500,00

Fonte: Próprio autor

A partir dos resultados dos momentos fletores obtidos nas Tabelas 6.4, 6.4 e 6.5, verifica-se que os pilares de 300,00 cm compostos pelos perfis W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H), sujeitos as configurações de solicitações descritas, suportam respectivamente, momentos fletores de 68,84 kN.m, 170,75 kN.m e 490,68 kN.m atuantes no eixo de maior inércia das seções transversais dos perfis. Por sua vez, a resistência aos esforços fletores atuantes no eixo de menor inércia dos mesmos é evidenciada na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – M_{Rd} dos pilares analisados em relação ao eixo de menor inércia

Perfil	λ	λ_p	λ_r	M_{pl} (kN.m)	M_r (kN.m)	M_{cr} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	8,23	9,15	23,89	38,23	17,53	148,07	34,75
W 200 x 52,0 (H)	8,10	9,15	23,89	91,70	42,24	368,31	83,36
W 310 x 97,0 (H)	9,90	9,15	23,89	250,13	115,39	672,40	221,13

Fonte: Próprio autor

6.2 CURVAS DE ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA

A elevação da temperatura dos pilares de aço segue as formulações da ABNT NBR 14323 (2013). Desta forma, adota-se que estes elementos estão expostos às chamas por suas quatro faces, de modo que o aquecimento dos mesmos seja tomado constante em todas as suas seções transversais. Para simular a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio se utilizou a curva do incêndio padrão (Equação 2.1). Nesta configuração os perfis W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H) apresentam fatores de massividade de $233,77 \text{ m}^{-1}$, $177,88 \text{ m}^{-1}$ e $144,82 \text{ m}^{-1}$, respectivamente. Os fatores de correção para o efeito de sombreamento (k_{sh}) dos perfis valem 0,62 em todos os casos.

As proteções contra incêndio, do tipo contorno, analisadas neste trabalho são a argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II* e as mantas cerâmicas. As características térmicas das fibras *Blaze Shield II* foram adotadas de acordo com as apresentadas por

Guimarães (2007). Já no caso da manta cerâmica, foram utilizados os valores propostos por Vargas e Silva (2003). Essas características térmicas se encontram dispostas na Tabela 6.7.

No que se refere às proteções contra incêndio do tipo caixa, foram analisadas as placas de gesso e as placas de silicato de cálcio fibroso. As características térmicas desses materiais foram tomadas conforme Vila Real (2003) *apud* Regobello (2007), cujos valores também estão presentes na Tabela 6.7.

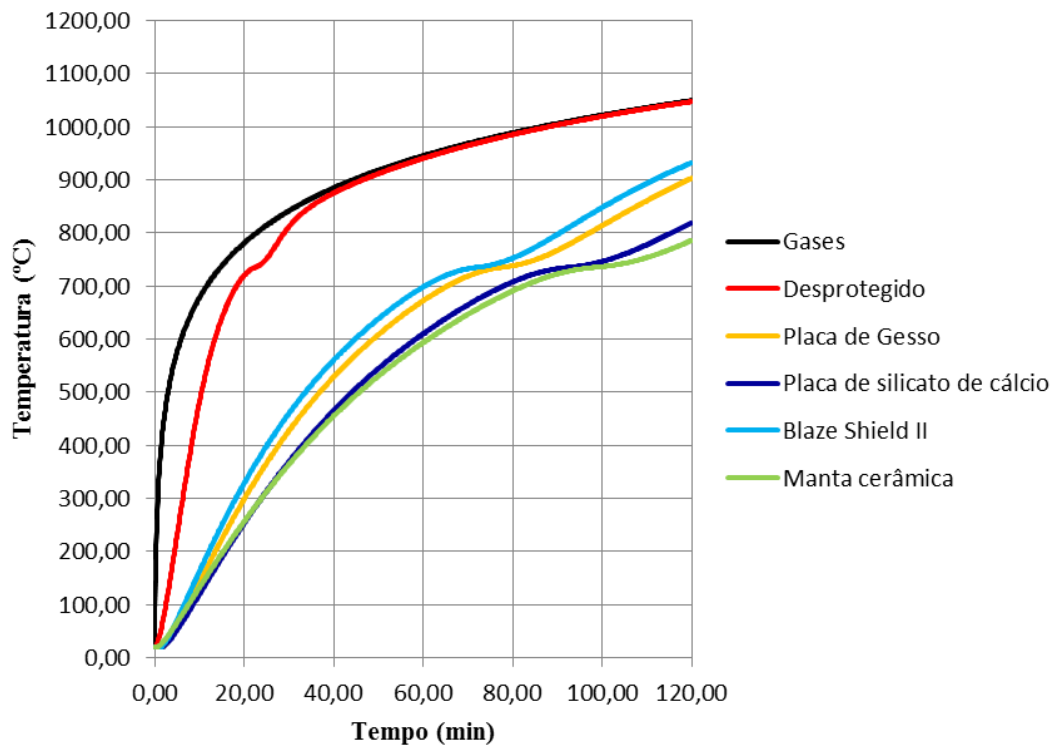
Tabela 6.7 – Propriedades térmicas das proteções tipo contorno

Material	Referência	Massa específica (kg/m³)	Condutividade térmica (W/m^oC)	Calor específico (J/kg^oC)
<i>Blaze Shield II</i>	Guimarães (2007)	240	0,15	2300
Manta cerâmica	Vargas e Silva (2003)	64	0,087	1130
Placas de gesso	Vila Real (2003) <i>apud</i> Regobello (2007)	600	0,20	1700
Placas de silicato de cálcio fibroso	Vila Real (2003) <i>apud</i> Regobello (2007)	600	0,15	1200

Fonte: Próprio autor

As curvas evidenciadas na Figura 6.1, representam a elevação da temperatura do pilar composto pelo perfil W 150 x 29,8 (H), em função do tempo de exposição ao incêndio, quando protegido com os revestimentos térmicos citados na Tabela 6.7. Todas as proteções avaliadas possuem espessuras de 12,50 mm. Nesta figura, também pode ser visualizado o aumento da temperatura do aço sem proteção, assim como a temperatura dos gases em um incêndio, segundo a curva de incêndio padrão.

Figura 6.1 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 150 x 29,8 (H)

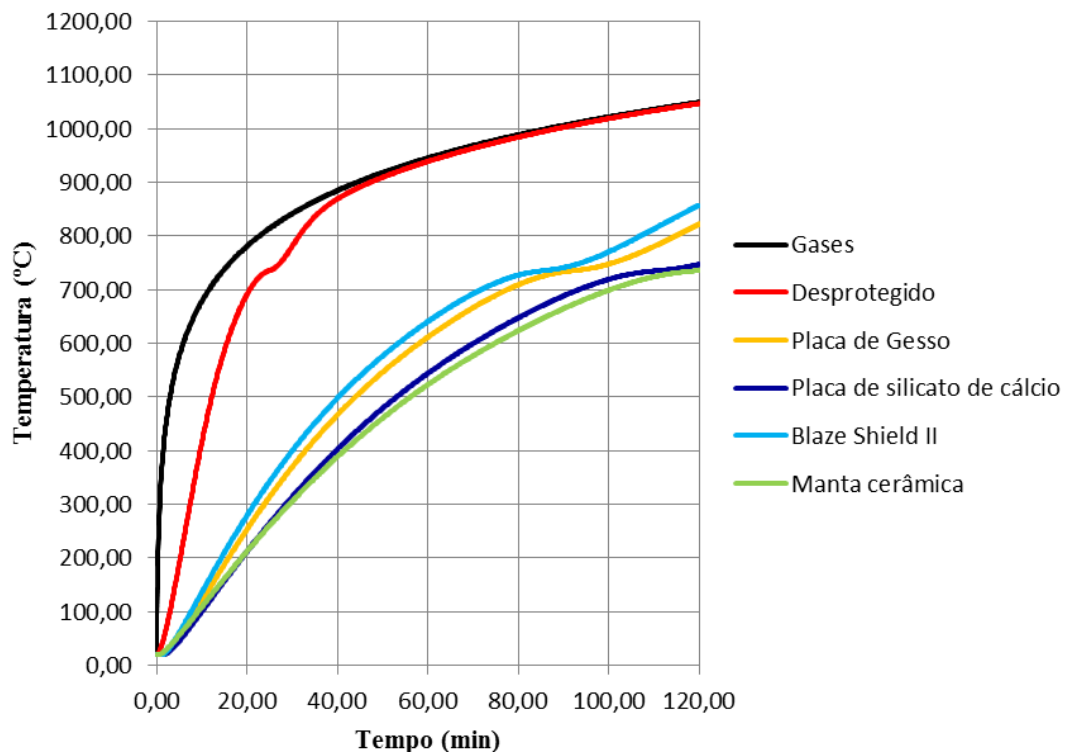


Fonte: Próprio autor

Como pode ser observado na Figura 6.1, a temperatura do aço sem proteção sofre uma elevação acentuada, principalmente nos primeiros minutos, atingindo valores muito próximos à curva de incêndio padrão (gases). A aplicação dos revestimentos térmicos resultou numa ascensão mais lenta da temperatura do aço, devido às características isolantes desses materiais.

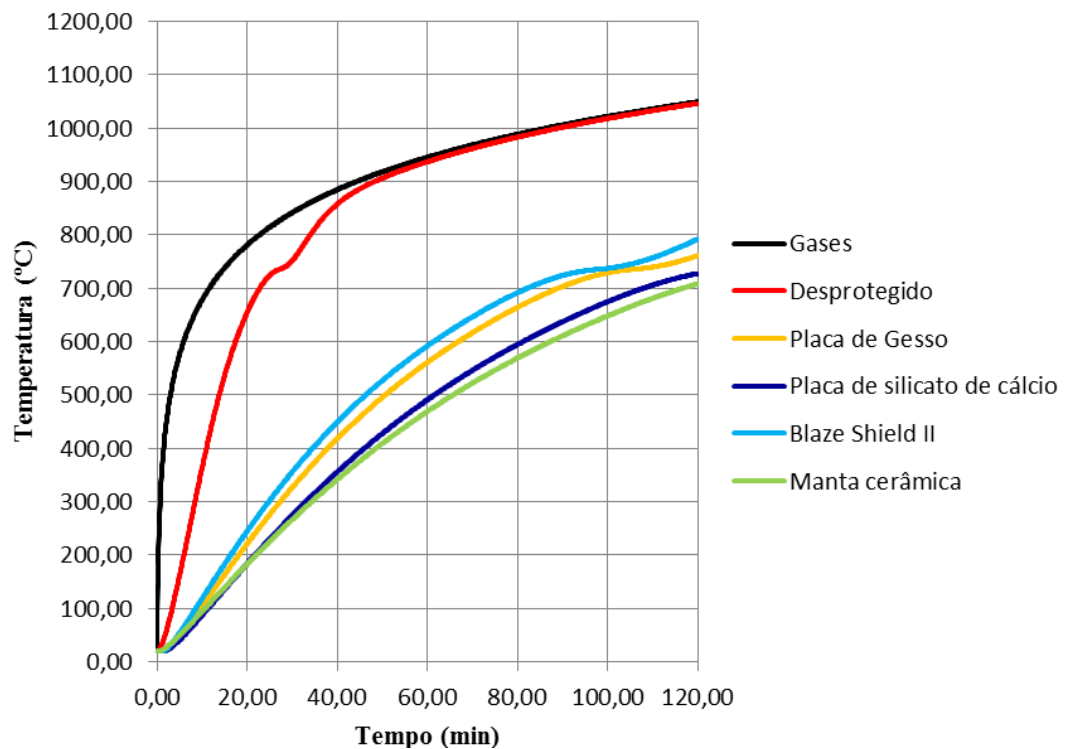
Quando se submetem os pilares de aço W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H), a mesma taxa de aquecimento (incêndio padrão), se obtém os resultados expostos nas Figuras 6.2 e 6.3, respectivamente.

Figura 6.2 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 200 x 52,0 (H)



Fonte: Próprio autor

Figura 6.3 – Efeito das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm na temperatura do pilar de aço W 310 x 97,0 (H)



Fonte: Próprio autor

Assim como verificado por Velarde (2008) a diminuição no fator de massividade dos perfis resulta num menor incremento da temperatura no tempo, quando a estrutura não é envolvida por uma proteção contra incêndio. Quando são analisadas as situações em que os pilares estão protegidos, a elevação da temperatura do aço também é mais lenta com a redução do fator de massividade.

Dentre as alternativas de proteções térmicas avaliadas, se destacam as proteções com manta cerâmica e de placas de silicato de cálcio. Embora a manta cerâmica possua massa e calor específicos inferiores às outras proteções, sua baixa condutividade térmica propicia um elevado desempenho no isolamento térmico dos pilares. Por sua vez, a combinação das propriedades térmicas do silicato de cálcio fibroso possibilita às placas moldadas com esse material exercerem um isolamento térmico ao aço muito similar ao da manta cerâmica nas situações aferidas.

As placas de gesso e a argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II*, também conferem um bom isolamento térmico ao elemento estrutural. Entretanto, esses materiais não demonstram um desempenho tão bom quanto às mantas cerâmicas e placas de silicato de cálcio como barreira térmica.

6.3 RESISTÊNCIA À FLEXO-COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

6.3.1 Resistência à compressão em situação de incêndio

Assim como em temperatura ambiente, em situação de incêndio nenhum dos perfis analisados está sujeito à flambagem local dos elementos constituintes de suas seções transversais (almas e mesas), uma vez que a relação entre largura e espessura destes elementos são inferiores aos seus valores limite correspondentes, calculados de acordo com a seção 4.2.1. Estes parâmetros de esbeltez podem ser observados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Relações largura/espessura para os elementos da seção transversal dos perfis analisados em situação de incêndio

Perfil	b/t		$(b/t)_{fi,lim}$	
	Alma	Mesa	Alma	Mesa
W 150 x 29,8 (H)	17,88	8,23	30,49	11,46
W 200 x 52,0 (H)	19,87	8,10	30,49	11,46
W 310 x 97,0 (H)	24,75	9,90	30,49	11,46

Fonte: Próprio autor

Em situação de incêndio, os pilares permanecem biengastados, resultando em comprimentos de flambagem idênticos aos utilizados na temperatura ambiente. Com isso, o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio ($\lambda_{0,fi}$) desses elementos podem ser obtidos pela simples divisão por 0,85 de seus respectivos valores em temperatura ambiente (λ_0), como indicado pela Equação 4.6. Logo, os fatores de redução associados à resistência à compressão em situação de incêndio (χ_{fi}), não apresentam variação com a temperatura, sendo apresentados na Tabela 6.9 para cada perfil.

Tabela 6.9 – Determinação do fator de redução associado a resistência à compressão em situação de incêndio dos pilares analisados

Perfil	$\lambda_{0,fi}$	α	$\Phi_{0,fi}$	χ_{fi}
W 150 x 29,8 (H)	0,853	0,530	1,089	0,566
W 200 x 52,0 (H)	0,737	0,530	0,967	0,628
W 310 x 97,0 (H)	0,585	0,530	0,826	0,710

Fonte: Próprio autor

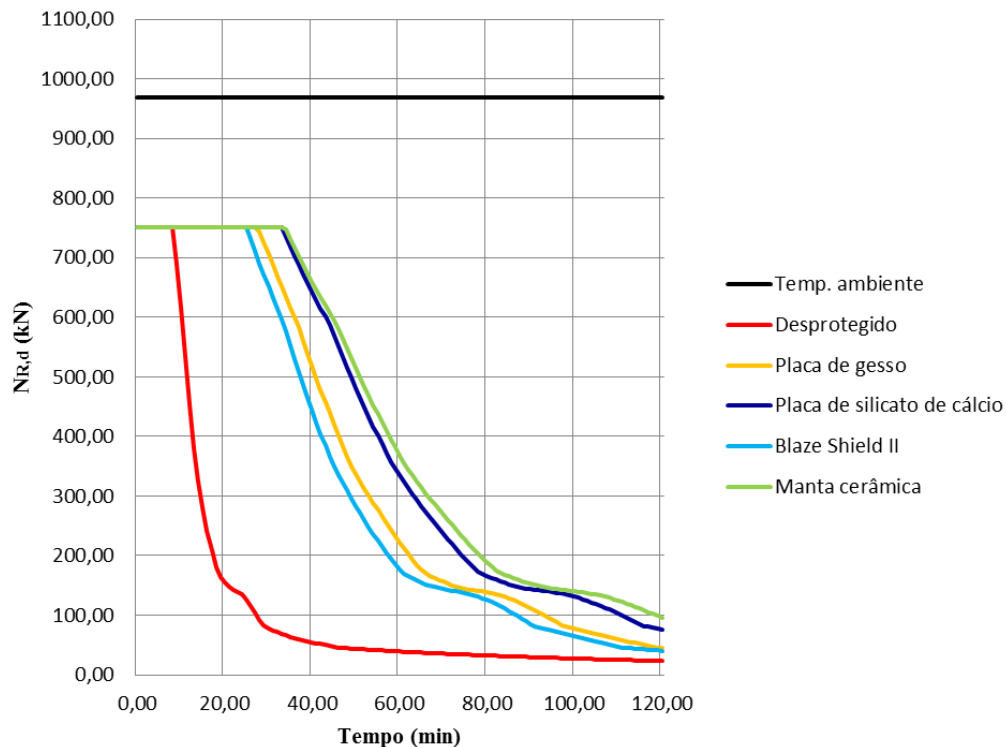
Dessa forma, as forças normais resistentes de cálculo dos pilares tem suas variações com a temperatura advindas da variação do coeficiente $k_{y,\theta}$ que expressa a redução de resistência ao escoamento do aço com o aumento da temperatura.

O emprego dos revestimentos térmicos analisados nesse trabalho não aumenta os valores de resistência à compressão do pilar, porém o uso dessas proteções, como já discutido, retarda o aquecimento do aço, implicando numa queda mais lenta da resistência à compressão com o tempo de exposição ao incêndio padrão.

A elaboração de curvas que simulam o comportamento da força normal e dos momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio auxilia na determinação desses parâmetros para vários instantes de tempo, possibilitando comparar a eficiência das proteções térmicas durante o aquecimento.

O pilar de aço composto pelo perfil W 150 x 29,8 (H), apresenta força normal resistente de cálculo variando conforme a Figura 6.4, para os casos com e sem proteção térmica no elemento estrutural.

Figura 6.4 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

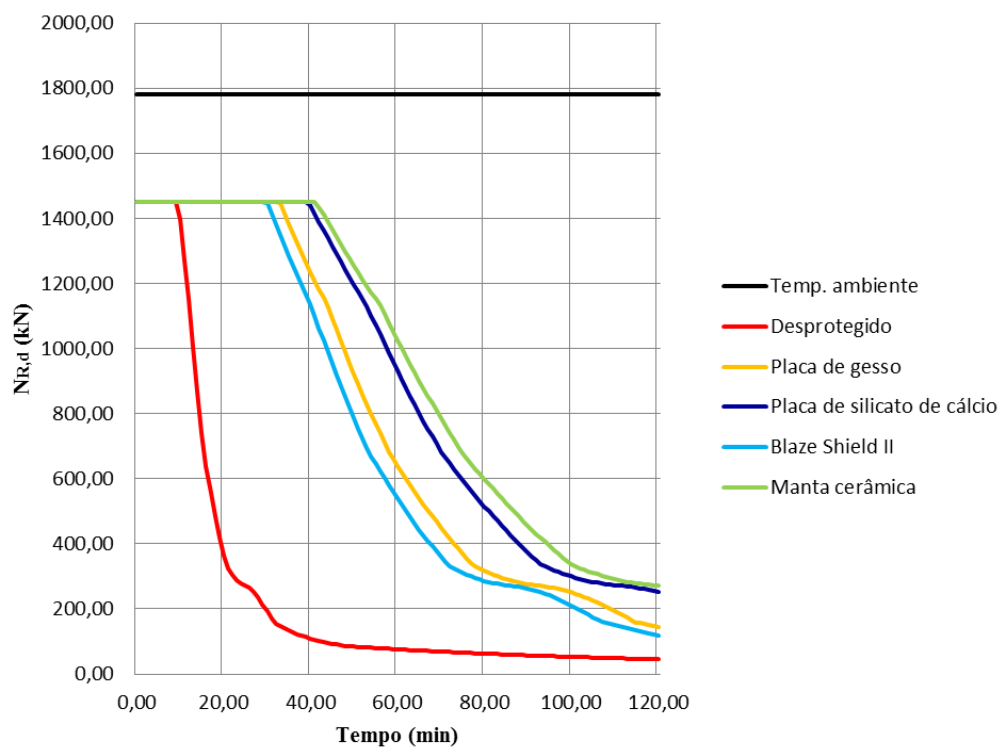
Na figura acima, observa-se uma diferença de 22,45 % entre os valores da força normal resistente de cálculo em temperatura ambiente e seu respectivo valor em situação de incêndio no tempo $t=0,00$ min. Em temperatura ambiente, como demonstrado na seção 6.1.1, o pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com 300,00 cm de comprimento suporta um esforço normal de 969,20 kN. Já em situação de incêndio, no o início do aquecimento $k_{y,\theta}$ é igual a 1,00 devido as baixas temperaturas do aço, resultando numa resistência à compressão, nesse estágio, de 751,60 kN. Essa divergência se deve, principalmente, a forma de calcular o fator de redução associado à resistência à compressão para ambas as situações. As equações que determinam esses coeficientes (3.3 para temperatura ambiente e 4.3 para situação de incêndio) são diferentes, resultando em valores finais distintos. Outro fator que gera divergência entre esses resultados é o coeficiente de ponderação da resistência do aço (γ_{a1}) presente na Equação 3.1. Porém, se γ_{a1} fosse considerado igual à unidade em ambos os casos, a diferença entre os valores da força normal de cálculo seriam ainda maiores.

Ainda a respeito da Figura 6.4, a queda na resistência à compressão do pilar é regida pelo fator $k_{y,\theta}$, como já mencionado. Essa redução começa quando a temperatura do aço ultrapassa os 400,00 °C, ou seja, aos 8,25 min para o pilar sem proteção e aos 33,75 min e

25,08 min, quando as proteções, na espessura de 12,50 mm, são a manta cerâmica e argamassa *Blaze Shield II*, respectivamente. Para as proteções com placas de gesso e placas de silicato de cálcio, na mesma espessura, essa redução na resistência ocorre aos 27,67 min e 33,00 min em respectivo.

A variação da força normal resistente de cálculo com a temperatura, para o pilar de aço composto pelo perfil W 200 x 52,0 (H) é expressa pela Figura 6.5.

Figura 6.5 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm

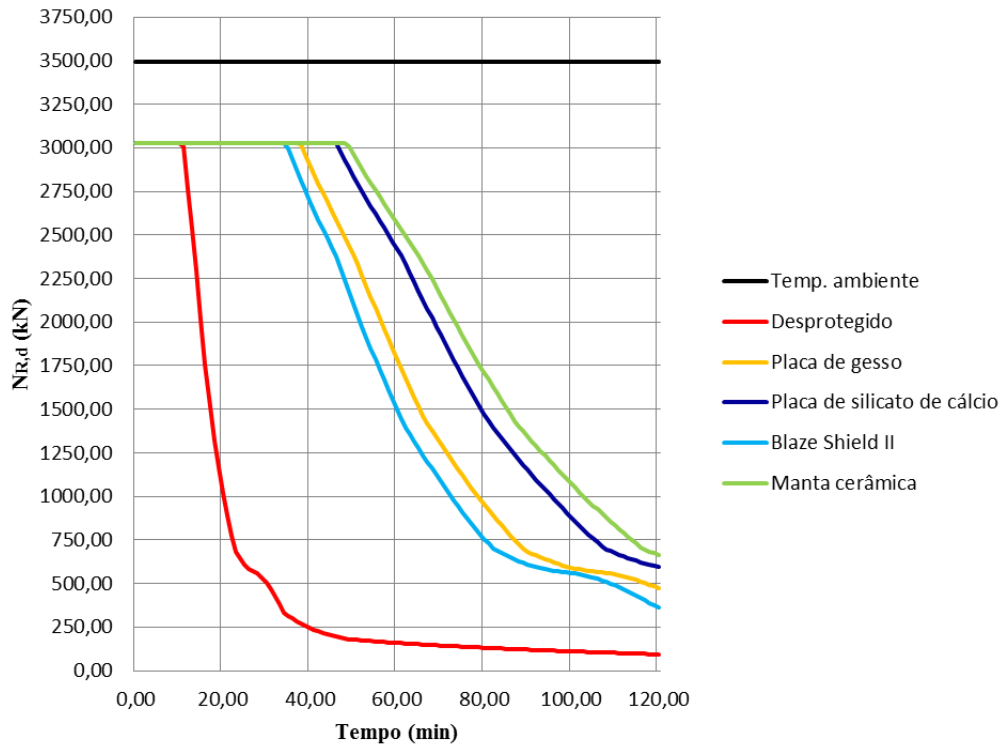


Fonte: Próprio autor

Assim como para o perfil W 150 x 29,8 (H), no caso do pilar composto pelo perfil W 200 x 52,0 (H) também há uma discrepância entre os valores da força normal resistente de cálculo em temperatura ambiente (1780,35 kN) e seu respectivo valor em situação de incêndio no tempo $t=0,00$ min (1449,28 kN), porém, nesse caso essa diferença é de 18,60 %. Como o aquecimento é mais lento devido as diferenças entre os perfis, os tempos em que o aço do pilar ultrapassa os 400,00 °C mudam, passando para 9,67 min quando o perfil não possui proteção, aos 30,00 min quando o isolamento térmico é de argamassa projetada *Blaze Shield II* e aos 41,50 min para o isolamento térmico com manta cerâmica. Para as proteções com placas de gesso e com placas de silicato de cálcio esse tempo é de 32,92 min e 39,67 min,

respectivamente. No caso do pilar composto pelo perfil W 310 x 97,0 (H), a variação da força normal resistente de cálculo com a temperatura, é dada pela Figura 6.6.

Figura 6.6 – Variação da força normal resistente de cálculo do pilar de aço W 310 x 97,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

No caso do pilar composto pelo perfil W 310 x 97,0 (H), o que foi discutido a respeito da divergência entre os valores da força normal de cálculo no início do aquecimento em situação de incêndio (3025,87 kN) e em temperatura ambiente (3495,43 kN), também se aplica nesta situação. Para tal, essa diferença é de 13,43 %.

Nessa situação, a redução no valor de 3025,87 kN relativo à força normal resistente de cálculo em situação de incêndio, inicia aos 11,00 min para o pilar sem proteção, aos 48,58 min e 34,50 min, quando a proteção é de manta cerâmica e argamassa *Blaze Shield II* respectivamente. Para as proteções com placas de gesso e placas de silicato de cálcio, essa redução na resistência ocorre aos 37,92 min e 46,00 min em respectivo.

A ABNT NBR 14432 (2001) define os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) em múltiplos de 30,00 min, onde estas especificações dependem da ocupação e altura do edifício. Visando comparar a força normal resistente de cálculo em situação de incêndio

dos pilares avaliados, a Tabela 6.10 relaciona essa resistência com os TRRF de 30 min, 60 min, 90 min e 120 min, como pode ser observado abaixo.

Tabela 6.10 – Força normal resistente de cálculo em situação de incêndio para TRRF específicos

Perfil	TRRF (min)	$N_{fi,Rd}$ (kN)				
		Sem proteção	Placa de gesso	Placa de silicato de cálcio	<i>Blaze Shield II</i>	Manta cerâmica
W 150 x 28,7 (H)	30,00	78,18	705,69	751,60	651,54	751,60
	60,00	39,02	222,38	334,66	175,64	367,75
	90,00	29,59	112,18	143,47	84,93	152,39
	120,00	22,98	44,65	75,48	40,26	95,20
W 200 x 52,0 (H)	30,00	191,80	1449,28	1449,28	1448,61	1449,28
	60,00	75,73	639,97	931,58	539,31	1026,01
	90,00	57,32	275,62	373,67	262,03	456,14
	120,00	44,49	143,41	251,23	117,88	271,71
W 310 x 97,0 (H)	30,00	506,37	3025,87	3025,87	3025,87	3025,87
	60,00	159,16	1785,60	2418,65	1496,95	2564,09
	90,00	120,22	684,01	1151,43	609,42	1343,44
	120,00	93,25	473,76	596,66	361,94	665,65

Fonte: Próprio autor

6.3.2 Resistência aos momentos fletores em situação de incêndio

Assim como para temperatura ambiente, a determinação dos momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio, atuante no eixo de maior inércia, dos pilares de aço W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H) são determinados pela análise dos estados-limites FLT, FLA e FLM.

Os momentos capazes de mobilizar os estados-limites FLM e FLA, nos perfis avaliados tem sua variação com a temperatura proporcional ao coeficiente $k_{y,\theta}$ (ou $k_{\sigma,\theta}$, para $\lambda > \lambda_{r,fi}$). Como os pilares estão expostos às chamas por suas quatro faces, o fator de correção κ é considerado unitário. As classificações dos parâmetros de esbeltez, referentes aos elementos da seção transversal dos pilares, em relação à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio podem ser observados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Parâmetros de esbeltez relativos à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio da seção transversal dos pilares analisados

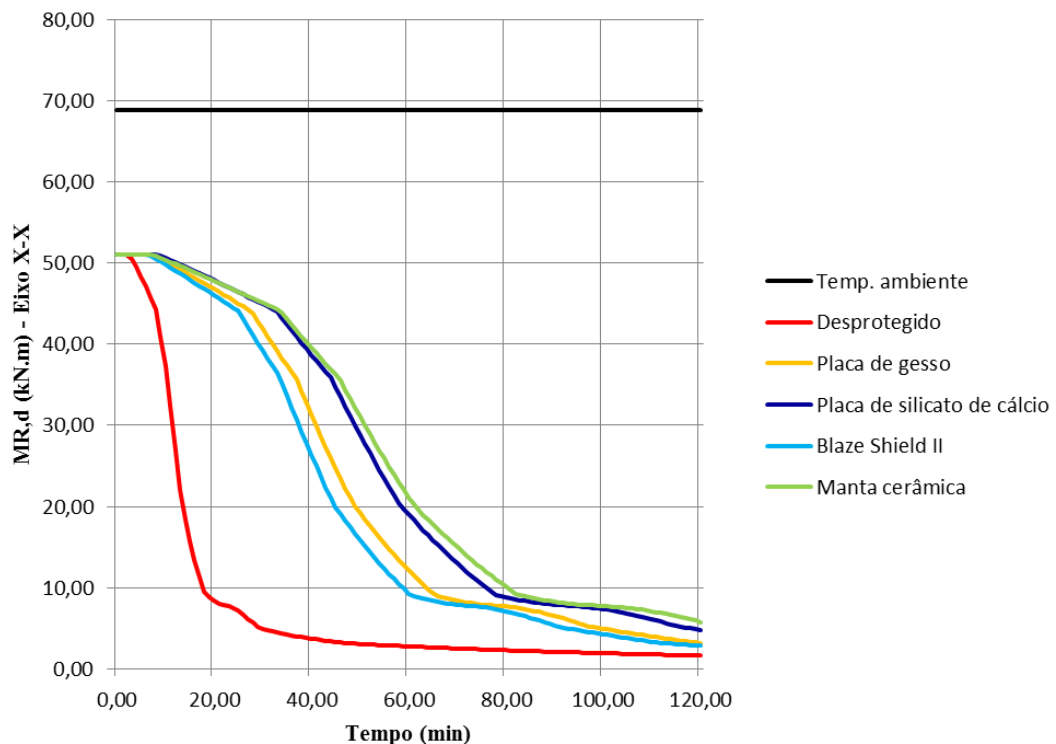
Perfil	Estado-Limite					
	FLM			FLA		
	λ	$\lambda_{p,fi}$	$\lambda_{r,fi}$	λ	$\lambda_{p,fi}$	$\lambda_{r,fi}$
W 150 x 29,8 (H)	8,23	7,78	20,30	17,88	76,95	116,65
W 200 x 52,0 (H)	8,10	7,78	20,30	19,87	76,95	116,65
W 310 x 97,0 (H)	9,90	7,78	20,30	24,75	76,95	116,65

Fonte: Próprio autor

Em relação ao estado-limite de FLT, o índice de esbeltez em situação de incêndio, para os casos analisados, varia com a temperatura do aço, (Equação 4.10), fazendo χ_{fi} assumir valores distintos conforme o aquecimento, para cada pilar.

A Figura 6.7 expressa a variação da resistência ao momento fletor em função do tempo de exposição ao incêndio, relativa ao eixo de maior inércia do perfil W 150 x 29,8 (H).

Figura 6.7 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm

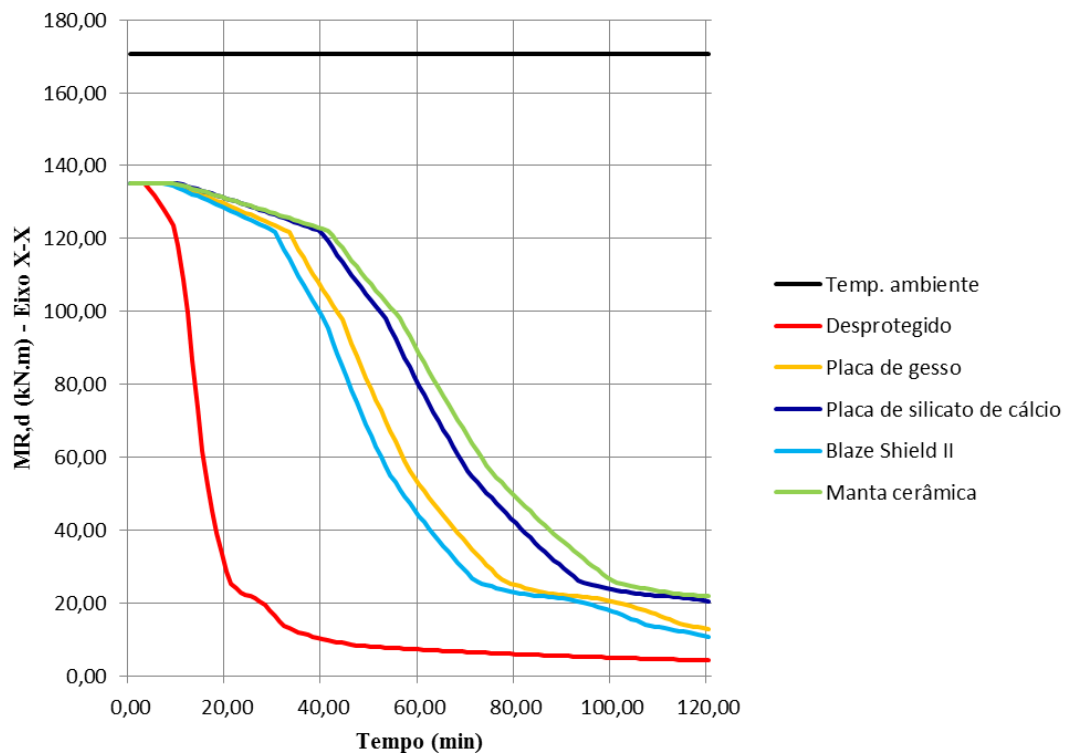


Fonte: Próprio autor

Assim como na resistência à compressão, os valores de momento fletor resistente de cálculo, obtidos via método simplificado da ABNT NBR 14323 (2013) se mostram conservadores. Em temperatura ambiente, a resistência a momentos fletores no eixo X-X é de 68,84 kN.m, como demonstrado na seção 6.1.2. Em situação de incêndio, este valor é reduzido para 51,01 kN.m, no tempo $t=0,00$ min, ou seja, uma diferença de 25,90 % entre os valores.

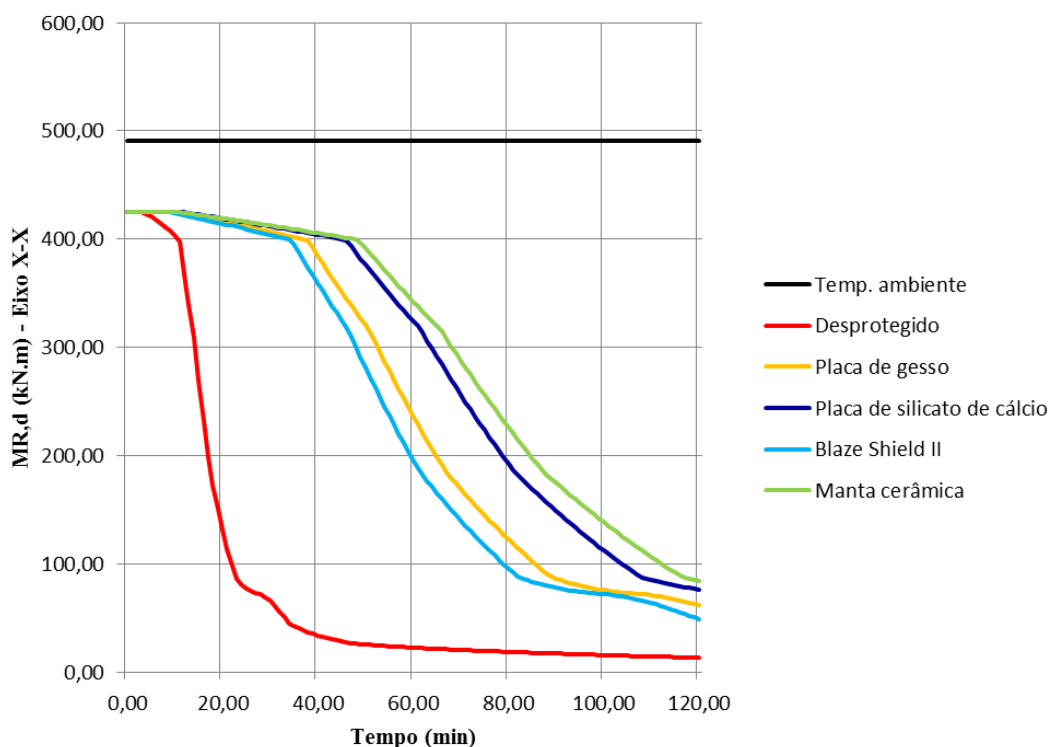
Na Figura 6.7, se destacam as proteções com manta cerâmica e placas de silicato de cálcio. Como foi visto na seção 6.2, em relação às demais proteções, as mantas cerâmicas fornecem um melhor isolamento térmico. Esse comportamento é refletido na resistência aos momentos fletores e esforço normal dos pilares protegido com esses materiais, uma vez que as formulações que definem essas resistências estão intrinsicamente ligadas à temperatura do aço. Esse comportamento também pode ser observado para os pilares compostos pelos perfis W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H).

Figura 6.8 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

Figura 6.9 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de maior inércia do pilar de aço W 310 x 97,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

Como a elevação de temperatura dos perfis W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H) se dá de forma mais lenta que para o perfil W 150 x 29,8 (H), a resistência aos momentos fletores atuantes nos eixos de maior inércia desses perfis também diminui de forma proporcional, quanto menor o fator de massividade do perfil.

Em situação de incêndio, os momentos fletores resistentes de cálculo expressos nas Figuras 6.8 e 6.9 partem de 135,14 kN.m e 425,12 kN.m, respectivamente, expressando assim, diferenças de 20,85 % e 13,36% em relação a seus valores à temperatura ambiente.

Tendo em vista a comparação entre os momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio, relativos ao eixo de maior inércia dos perfis avaliados, a Tabela 6.12 relaciona essas resistências com os TRRF de 30 min, 60 min, 90 min e 120 min.

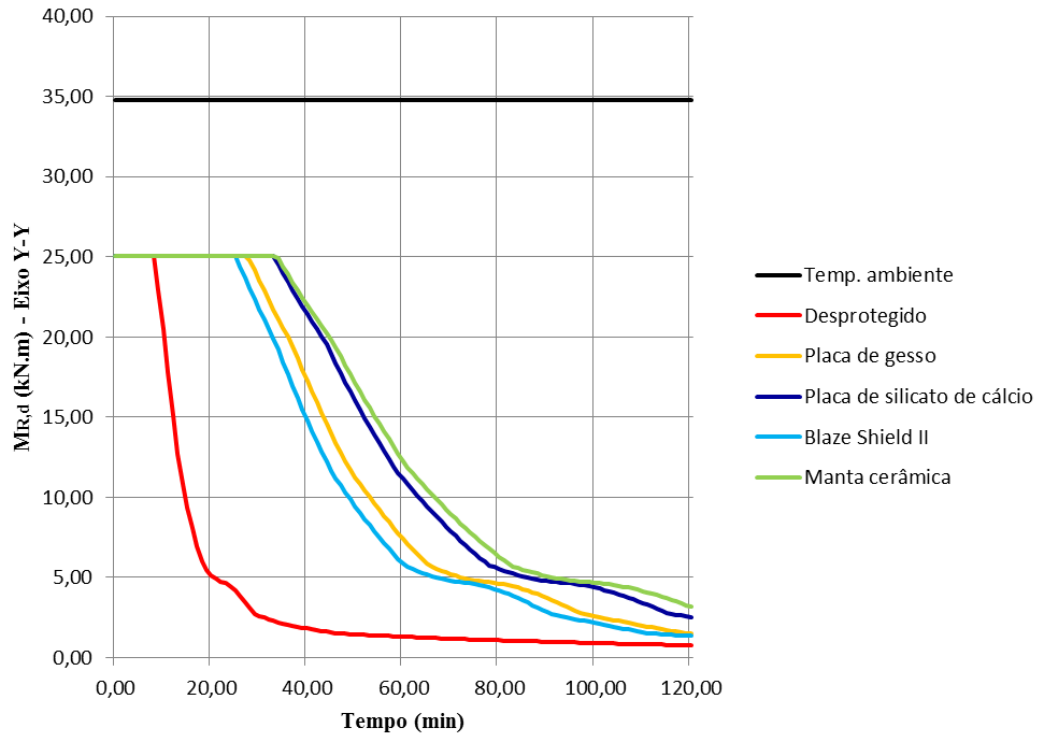
Tabela 6.12 – Momento fletor resistente de cálculo relativo ao eixo de maior inércia dos perfis em situação de incêndio para TRRF específicos

Perfil	TRRF (min)	$M_{x,fi,Rd}$ (kN.m)				
		Sem proteção	Placa de gesso	Placa de silicato de cálcio	<i>Blaze Shield II</i>	Manta cerâmica
W 150 x 28,7 (H)	30,00	4,96	41,80	44,93	39,12	45,06
	60,00	2,76	12,15	19,00	9,28	21,12
	90,00	2,09	6,53	7,88	5,30	8,26
	120,00	1,63	3,16	4,82	2,85	5,77
W 200 x 52,0 (H)	30,00	16,41	123,65	126,51	121,93	126,89
	60,00	7,27	52,63	79,61	43,91	88,38
	90,00	5,50	22,16	29,51	21,25	36,70
	120,00	4,27	12,85	20,52	10,85	21,90
W 310 x 97,0 (H)	30,00	65,89	407,16	411,99	404,27	412,69
	60,00	22,76	236,79	324,58	196,10	342,60
	90,00	17,18	86,35	149,15	77,82	174,94
	120,00	13,34	62,07	76,35	48,78	84,26

Fonte: Próprio autor

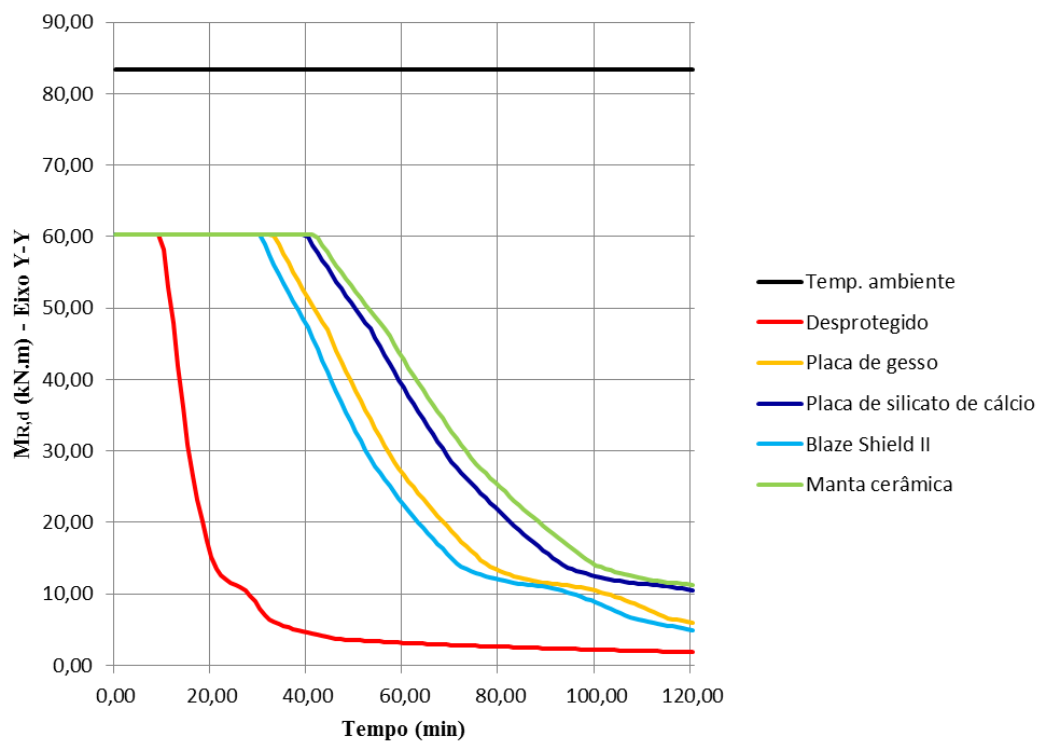
No que se refere às resistências aos momentos fletores nos eixos de menor inércia dos perfis, os comportamento destas se assemelham às curvas de resistência para o esforço normal em função do tempo de exposição às chamas, como pode ser visto nas Figuras 6.10, 6.11 e 6.12. Isto ocorre, porque essas resistências são referentes ao estado-limite FLM, no qual o único fator de redução de resistência em situação de incêndio é $k_{y,\theta}$ (Equação 4.7).

Figura 6.10 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 150 x 29,8 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



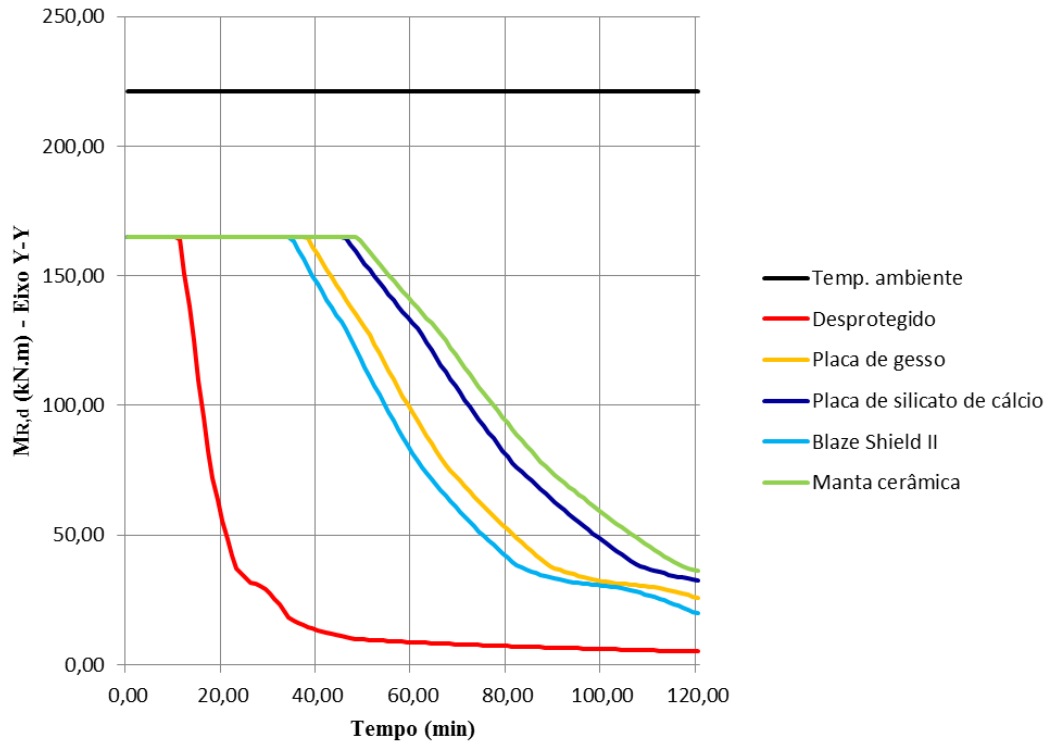
Fonte: Próprio autor

Figura 6.11 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

Figura 6.12 – Variação do momento fletor resistente de cálculo para o eixo de menor inércia do pilar de aço W 200 x 52,0 (H) com o emprego das proteções térmicas com espessuras de 12,50 mm



Fonte: Próprio autor

Na Figura 6.10 os valores de M_{Rd} partem de 25,05 kN.m, no caso da situação de incêndio, e de 34,75 kN.m em temperatura ambiente (diferença de 27,92 %). Por sua vez, nas Figuras 6.11 e 6.12, os valores de M_{Rd} partem, respectivamente, de 60,34 kN.m e 164,84 kN.m, no caso da situação de incêndio, e de 83,36 kN.m e 221,13 kN.m em temperatura ambiente, expressando assim uma diferença de 27,62 % e 25,45% entre esses valores.

Como nas demais situações, a resistência ao momento fletor atuante no eixo Y-Y do perfil metálico cai de maneira mais lenta quando o elemento estrutural está protegido com algum revestimento térmico, em relação ao estado sem proteção. Além desse fato, assim como para as curvas de força normal resistentes de cálculo, as reduções nas resistências se iniciam quando o aço dos perfis ultrapassarem os 400,00 °C, o que acontece nos tempos descritos na seção 6.3.1.

Assim como para as demais resistências avaliadas, a influência das proteções térmicas no momento fletor resistente referente ao eixo de menor inércia dos perfis em situação de incêndio, também é exposta para os TRRF de 30 min, 60 min, 90 min e 120 min. Estes parâmetros podem ser observados na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Momento fletor resistente de cálculo relativo ao eixo de menor inércia dos perfis em situação de incêndio para TRRF específicos

Perfil	TRRF (min)	$M_{y,fi,Rd}$ (kN.m)				
		Sem proteção	Placa de gesso	Placa de silicato de cálcio	<i>Blaze Shield II</i>	Manta cerâmica
W 150 x 28,7 (H)	30,00	2,61	23,52	25,05	21,71	25,05
	60,00	1,30	7,41	11,15	5,85	12,26
	90,00	0,99	3,74	4,78	2,83	5,08
	120,00	0,77	1,49	2,52	1,34	3,17
W 200 x 52,0 (H)	30,00	7,99	60,34	60,34	60,31	60,34
	60,00	3,15	26,65	38,79	22,45	42,72
	90,00	2,39	11,48	15,56	10,91	18,99
	120,00	1,85	5,97	10,46	4,91	11,31
W 310 x 97,0 (H)	30,00	27,59	164,84	164,84	164,84	164,84
	60,00	8,67	97,27	131,76	81,55	139,68
	90,00	6,55	37,26	62,73	33,20	73,19
	120,00	5,08	25,81	32,50	19,72	36,26

Fonte: Próprio autor

6.3.3 Resistência à combinação de esforços solicitantes

Tanto a ABNT NBR 14323 (2013) quanto a ABNT NBR 8800 (2008), trazem em seus textos seções referentes à combinação de esforços solicitantes. Porém, as inequações apresentadas nessas normas requerem os valores dos esforços solicitantes para serem satisfeitas. Para saciar essa condição utilizou-se a configuração de carregamento descrita na metodologia do presente trabalho ($N_{fi,Sd}=0,6N_{c,Rd}$, $M_{fi,x,Sd} = 0,225 M_{x,Rd}$ e $M_{fi,y,Sd} = 0,225 M_{y,Rd}$). Esses esforços podem ser observados na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Esforços solicitantes de cálculo em temperatura ambiente

Perfil	$N_{fi,Sd}$ (kN)	$M_{fi,x,Sd}$ (kN.m)	$M_{fi,y,Sd}$ (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	581,52	15,49	7,82
W 200 x 52,0 (H)	1068,21	38,42	18,76
W 310 x 97,0 (H)	2097,26	110,40	49,75

Fonte: Próprio autor

Em situação de incêndio, considerando uma estrutura de pequena deslocabilidade, a ABNT NBR 14323 (2013), permite, de modo simplificado, que os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio sejam tomados iguais a 70,00 % dos esforços empregados no dimensionamento à temperatura ambiente, tomando-se apenas as contribuições de ações que não incluem vento. Com isso, em situação de incêndio, os valores desses esforços são dados pela Tabela 6.15.

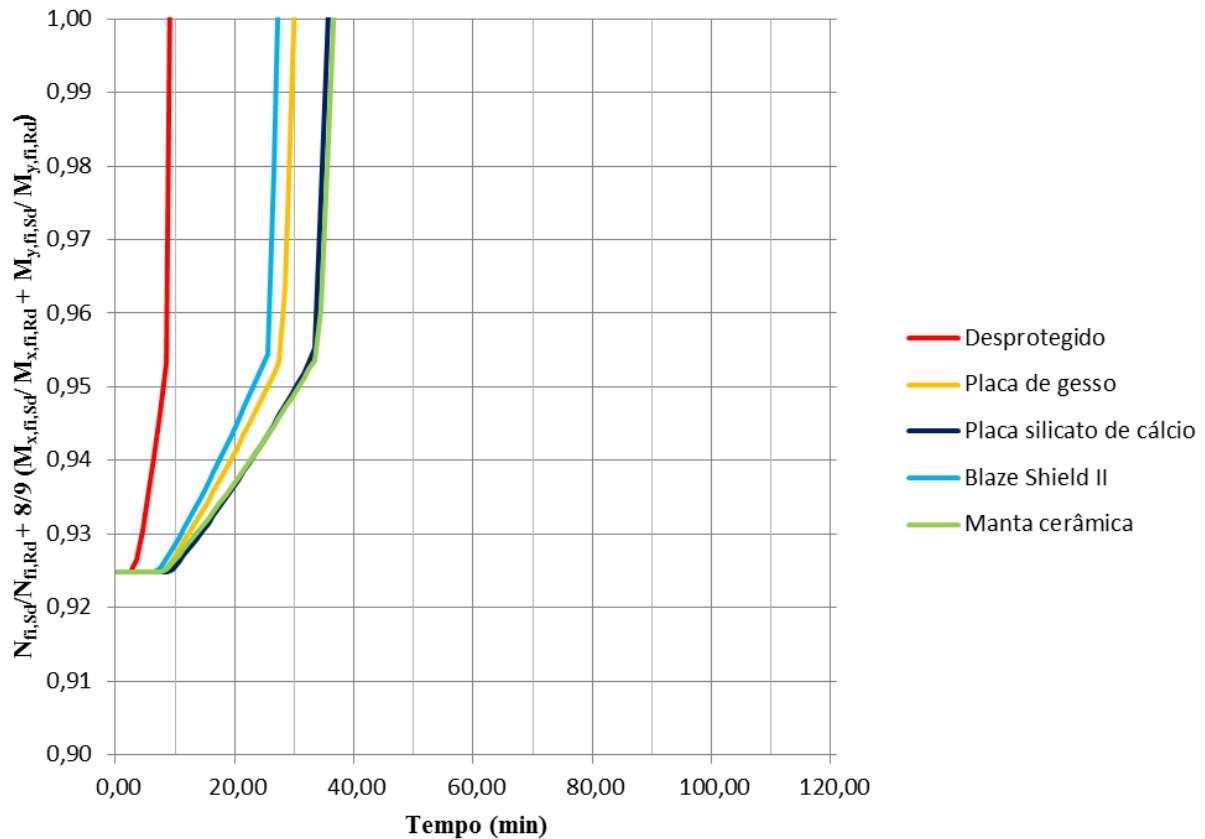
Tabela 6.15 – Esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio adotados

Perfil	$N_{fi,Sd}$ (kN)	$M_{fi,x,Sd}$(kN.m)	$M_{fi,y,Sd}$ (kN.m)
W 150 x 29,8 (H)	407,07	10,84	5,47
W 200 x 52,0 (H)	747,75	26,89	13,13
W 310 x 97,0 (H)	1468,08	77,28	34,83

Fonte: Próprio autor

As solicitações presentes na Tabela 6.14 são tomadas constantes com o tempo de exposição dos elementos estruturais ao incêndio. Porém, a resistência à flexo-compressão do pilar cai com o tempo, causando uma variação dos valores obtidos pela Equação 4.10. Os resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio nos perfis W 150 x 29,8 (H), W 200 x 52,0 (H) e W 310 x 97,0 (H) são $0,54 \leq 1,00$, $0,52 \leq 1,00$ e $0,49 \leq 1,00$ representando que os pilares em questão suportam satisfatoriamente as solicitações no início do aquecimento. Desta forma, com o passar do tempo, a relação $N_{fi,Sd}/N_{fi,Rd}$, aumenta devido a diminuição resistência à compressão em situação de incêndio. Assim como $N_{fi,Rd}$, $M_{fi,x,Rd}$ e $M_{fi,y,Rd}$ também diminuem com o passar do tempo, o que resulta em num crescimento dos valores obtidos através da Equação 4.10, como exposto nas Figuras 6.13, 6.14 e 6.15 a seguir.

Figura 6.13 – Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 150 x 29,8 (H)

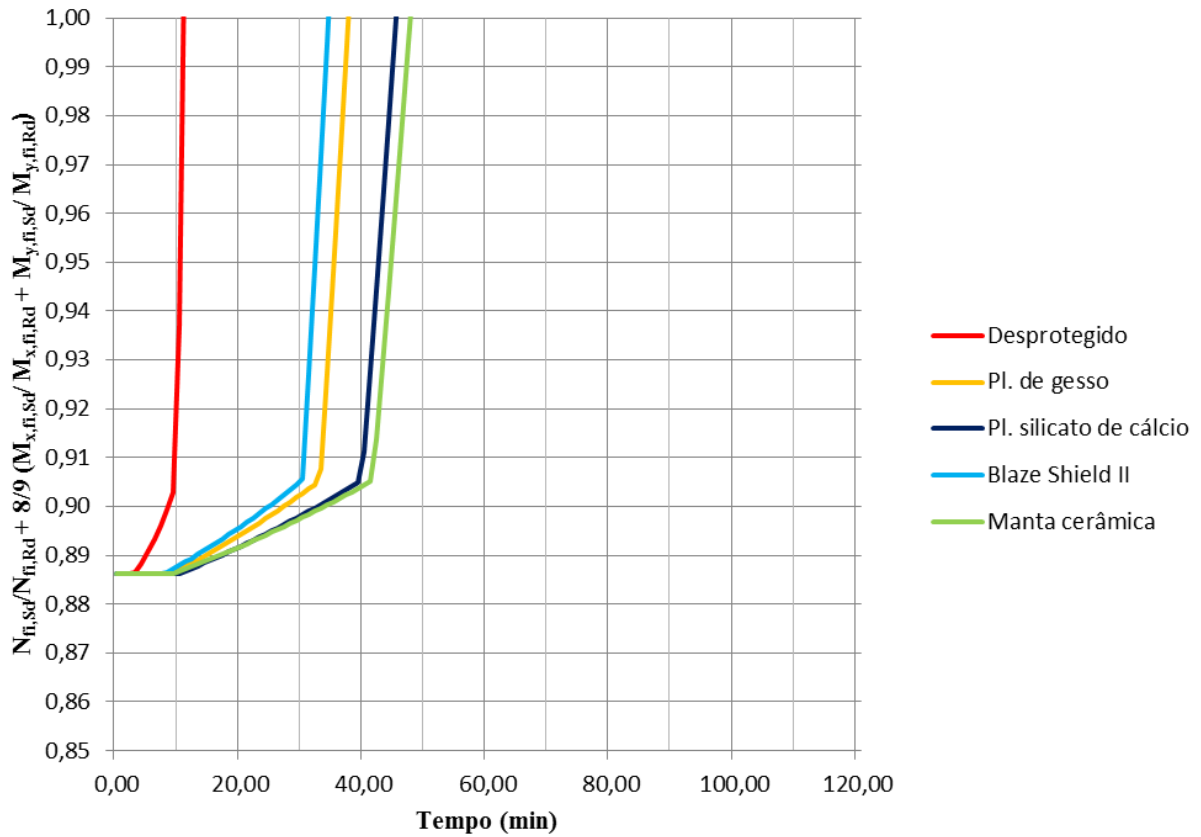


Fonte: Próprio autor

Através da Figura 6.13 verifica-se que o pilar de aço W 150 x 29,8 (H), sem proteção resiste à combinação esforço normal e momentos fletores adotados, por um período de apenas 8,00 min. Quando há algum tipo de proteção térmica no pilar, esse tempo mais que triplica para as proteções térmicas com a argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II* (26,00 min de resistência) e placas de gesso (29,00 min de resistência). Para as proteções com manta cerâmica e com silicato de cálcio fibroso os períodos que o pilar resiste aos esforços adotados são de 36,00 min e 35,00 min respectivamente.

A variação da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 200 x 52,0 (H) encontram-se expostas na Figura 6.14.

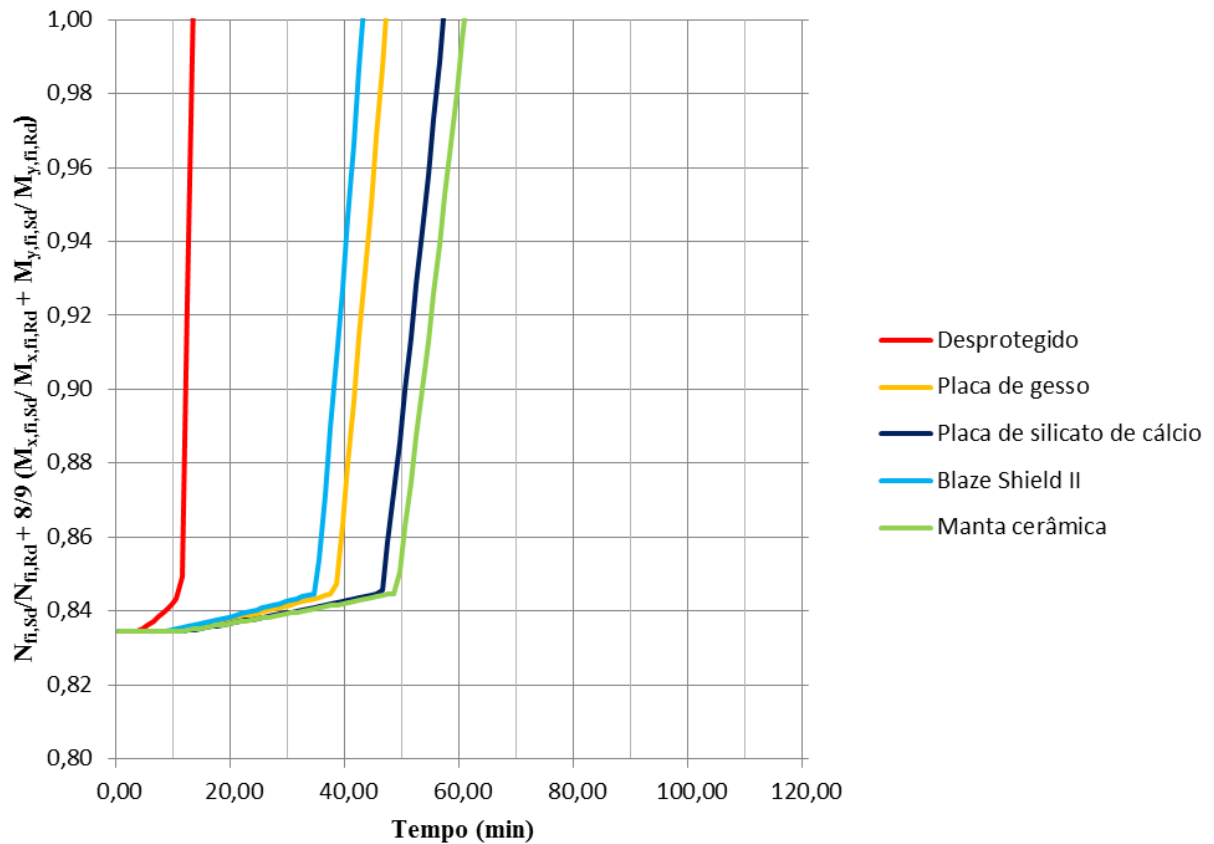
Figura 6.14 – Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 200 x 52,0 (H)



Fonte: Próprio autor

Nesta figura por sua vez, observa-se que o pilar de aço W 200 x 52,0 (H), sem proteção resiste à combinação de esforços, por um período de 10,00 min. Quando as proteções térmicas são compostas pela argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II* e pelas placas de gesso esse tempo passa para 34,00 min e 37,00 min respectivamente. Para as proteções com manta cerâmica e com silicato de cálcio fibroso os períodos que o pilar resiste aos esforços adotados são de 45,00 min e 47,00 min.

Figura 6.15 – Resultados da inequação referente a atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio para as solicitações no pilar W 310 x 97,0 (H)



Fonte: Próprio autor

A Figura 6.15 revela os resultados da inequação referente à atuação simultânea de compressão e de momentos fletores em situação de incêndio quando o pilar em análise é o composto pelo perfil W 310 x 97,0 (H). Para tal, quando não há material de proteção envolvendo o perfil, o mesmo resiste às solicitações por um período de aproximadamente 13,00 min. Quando as proteções térmicas são compostas pela argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II* e pelas placas de gesso esse tempo passa para 42,00 min e 46,00 min respectivamente. Para as proteções com manta cerâmica e com silicato de cálcio fibroso os períodos que o pilar resiste aos esforços solicitantes são de 60,00 min e 57,00 min.

7 CONCLUSÕES

A partir do que foi apresentado é possível verificar a queda da capacidade resistente dos pilares de aço com o aumento da temperatura. Na situação em que este elemento estrutural se encontra desprotegido, essa queda é rápida, e muito acentuada nos primeiros 30,00 minutos de incêndio, para os casos avaliados.

O emprego de proteções térmicas faz com que o aquecimento do aço aconteça de maneira mais lenta. Como verificado, outro parâmetro que reduz essa velocidade de aquecimento das seções transversais é a redução no fator de massividade dos perfis. De maneira geral, a queda generalizada das capacidades resistentes dos pilares em situação de incêndio ocorre quando as temperaturas dos mesmos ultrapassam os 400,00 °C. O perfil W 200 x 52,0 (H) possui um fator de massividade 23,91% inferior ao do W 150 x 29,8 (H). Quando comparados os perfis W 310 x 97,0 (H) e W 150 x 29,8 (H), essa diferença é de 38,05%. Essas reduções fazem com que a temperatura do aço desses perfis ultrapasse os 400,00 °C, em média, com tempos 19,80% e 38,25% superiores ao pilar de aço W 150 x 29,8 (H), demonstrando uma proporcionalidade entre os fatores de massividade e o aquecimento dos perfis.

Diante às opções de proteções passivas contra incêndio analisadas neste trabalho, se destacaram a manta cerâmica e as placas de silicato de cálcio fibroso. Esses materiais forneceram um isolamento térmico superior quando comparados com os demais. Como a força normal e os momentos fletores resistentes de cálculo em situação de incêndio tem sua variação intrinsecamente ligadas à temperatura da seção transversal, o emprego destes materiais resulta numa resistência a um determinado nível de carregamento por tempos superiores, em caso de incêndio.

De modo geral, as resistências em situação de incêndio analisadas nesse trabalho, quando os pilares são protegidos por placas de gesso, diferem, em média, 647%, 709%, 353% e 234% dos seus valores sem proteção para os TRRF de 30,00 min, 60,00 min, 90,00 min e 120,00 min, respectivamente. Por sua vez, as placas de silicato de cálcio fibroso, nos mesmos TRRF, conferem diferenças médias de 670%, 1058%, 563% e 390% das resistências desses pilares quando desprotegidos.

Da mesma forma, a argamassa de fibras projetadas *Blaze Shield II* confere (em relação à situação sem proteção), nos TRRF de 30,00 min, 60,00 min, 90,00 min e 120,00 min, diferenças médias de 624%, 568%, 299% e 172% respectivamente, nos valores das resistências avaliadas. Quando o material de proteção é a manta cerâmica, esse acréscimo é de

671%, 1156%, 670% e 453% nos TRRF descritos, demonstrando a superioridade desse material na preservação da capacidade resistente dos elementos estruturais submetidos a altas temperaturas.

No caso da combinação de esforços solicitantes em situação de incêndio, verificou-se que para a mesma configuração de carregamento nos pilares, onde os carregamentos eram proporcionais às resistências desses elementos estruturais, ocorreram acréscimos nos tempos em que os mesmos suportavam tais esforços com a redução do fator de massividade. Isto ocorreu para a exposição ao incêndio com e sem proteção térmica.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros ficam listadas as opções abaixo:

- Comparar a resistência à flexo-compressão de pilares de aço quando submetidos ao incêndio padrão e ao incêndio natural;
- Analisar a relação custo-benefício do uso de proteções contra incêndio para pilares de aço em situação de incêndio;
- Analisar a capacidade resistente de perfis soldados de alma esbelta quando empregados como elementos estruturais em situação de incêndio;
- Comparar os resultados obtidos através do método simplificado de cálculo da ABNT NBR 14323 (2013) com os adquiridos via métodos avançados (*softwares* baseados no método dos elementos finitos, por exemplo), para a capacidade resistente de pilares de aço revestidos com materiais de proteção térmica.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndios.** Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios** Rio de Janeiro, 2008.

CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio.** 2008. 249 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CAMPÊLO, L. S. **Estudo numérico e analítico para determinação em situação de incêndio natural da carga crítica de vigas de aço com carga concentrada.** 2008. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

GAVINA, R. P. R. P. **Desenvolvimento de ferramentas BIM no âmbito do cálculo estrutural em situação de incêndio.** 2014. 260 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto Politécnico do Porto, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2014.

GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau:** tabela de bitolas. 2017. Disponível em: <[https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf](https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf)>. Acesso em: 24 maio 2018.

GUIMARÃES, P. P. O. **Sobre o dimensionamento do revestimento contra fogo de estruturas de aço.** 2007. 266 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

HESSLER, R. F, *et al.* **Análise de parede pré-fabricada em concreto protendido quando submetida à resistência ao fogo – Estudo de caso.** COMPAT 2015. Lisboa 08-10 Set.

PANNONI, F. D. **Coletânea do uso do aço: princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio**. 4. ed. Belo Horizonte: Perfil Gerdau Açominas, 2007.

PANNONI, F. D. **Coletânea do uso do aço: princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio**. 5. ed. Belo Horizonte: Perfil Gerdau Açominas, 2011.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2009

PIERIN, I. **A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio**. 2011. 251 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. 2007. 269 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

RIBEIRO, J. C. L. **Ferramenta computacional para simulação via método dos elementos finitos do comportamento termomecânico tridimensional de estruturas em situação de incêndio**. 2009. 284 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

RODRIGUES, F. M. **Análise numérica de pilares curtos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio**. 2017. 277 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2017.

SEITO, A. I. *et al.* **A segurança contra incêndios no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora. 2008.

SILVA, B. M. S. **Integração do cálculo estrutural ao fogo em projeto através de uma ferramenta BIM**. 2016. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto Politécnico do Porto, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2016.

SOUZA, A. S. C. **Dimensionamento de elementos estruturais em aço: Segundo a NBR 8800:2008**. São Carlos: EduFSCar, 2011.

TRIA. **Proteção passiva contra incêndios em edifícios**. Disponível em: <<http://www.tria.pt/areas/ppcie/protecao-de-estruturas-metalicas-betao-e-madeira/item/tria-paineis-de-silicato-de-calcio>>. Acesso em: 24 maio 2018.

UNIFRAX. **Mantas**. Disponível em:

<<http://www.unifrax.com.br/index.php?pag=produtos/mantas>>. Acesso em: 24 maio 2018.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. **Manual da construção em aço**: Resistência ao fogo das estruturas de aço. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA, 2003.

VELARDE, J. S. S. **Sobre o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio**. 2008. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

VILA REAL, P. **Incêndio em estruturas metálicas**: Cálculo estrutural. Mafra: Edições Orion, 2003.