

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia – Departamento Engenharia de Estruturas
Programa de Pós-Graduação em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto
Armado e Aço

Jardel Antônio Couto Thomaz

**VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COMERCIAL DESTINADO A
ESCRITÓRIOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Belo Horizonte

2019

Jardel Antônio Couto Thomaz

**VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COMERCIAL DESTINADO A
ESCRITÓRIOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço.

Orientador: Prof. Rodrigo Barreto Caldas

Belo Horizonte

2019

T465v

Thomaz, Jardel Antônio Couto.

Verificação estrutural de edifício comercial destinado a escritórios em situação de incêndio [recurso eletrônico] / Jardel Antônio Couto Thomaz. – 2019.

1 recurso online (130 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

“Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais” .

Inclui bibliografia.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas. 2. Estruturas - Dimensionamento. 3. Edifícios comerciais. 4. Incêndios e prevenção de incêndio I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624



ATA DA DEFESA

**“Verificação Estrutural de Edifício Comercial Destinado a Escritórios em
Situação de Incêndio”**

JARDEL ANTONIO COUTO THOMAZ

Trabalho Final defendido perante a banca
examinadora, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de
“Especialista em Análise e
Dimensionamento de Estruturas de Concreto
Armado e Aço”

Aprovada em 03 de dezembro de 2019

Por:

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas
Avaliador 1 – Orientador

Nota:

95

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
Avaliador 2

Nota:

95

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por ter me dado saúde, força e a oportunidade de poder chegar até a conclusão de mais um grande sonho.

Em especial, agradeço a todos meus familiares pelo apoio incondicional, minha esposa Mara Gabriela Rezende pela paciência, compreensão e por confiar seguramente, que alcançaria este objetivo. Minha filha Paula Cristina Thomaz, por me dar a razão de viver todos os dias da minha vida.

Ao meu Professor orientador Rodrigo Barreto Caldas, por me auxiliar na elaboração deste presente trabalho, através das suas sugestões e conhecimentos técnico-científicos.

Dedico este trabalho aos amigos e colegas de classe e aos demais professores do Curso de Pós-graduação lato senso em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço da Escola de Engenharia da UFMG, que foram fundamentais no meu crescimento pessoal e profissional na área da engenharia.

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo da análise estrutural em situação de incêndio de um edifício comercial utilizado como escritórios de acordo com a norma ABNT NBR 14323:2013. Neste estudo, são apresentados os fundamentos da norma para a verificação dos elementos estruturais de aço em situação de incêndio, a obtenção do tempo requerido de resistência ao fogo, a proteção contra incêndio que vai envolver os elementos estruturais, os métodos para a obtenção da elevação da temperatura nos elementos estruturais, os métodos para obtenção das resistências de cálculo e a variação das propriedades do aço com a elevação da temperatura. O programa computacional Cype 3D, vai auxiliar no modelamento da estrutura e obtenção de esforços solicitantes de cálculo.

Palavras-chave: *Engenharia de Estruturas. Dimensionamento Estrutural. Resistência ao Fogo. Edifício Comercial.*

ABSTRACT

The present work consists of a study of a structural analysis in fire situation of a commercial building used as office according to ABNT NBR 14323: 2013. In this study, we present the fundamentals of the standard for the verification of steel structural elements in fire conditions, obtaining the required fire resistance time, the fire protection that will involve the structural elements, the methods for obtaining the temperature elevation at structural elements, the methods to obtain the design resistances and the variation of the steel properties with the temperature growth. The software Cype 3D, will assist in the structure modeling and obtaining requesting efforts of calculation.

Keywords: Structural engineering. Structural sizing. Fire resistance. Commercial buildings.

INDÍCE

1. INTRODUÇÃO	11
2. OBJETIVO	12
3. CARACTÉRISTICA DO INCÊNDIO E O TEMPO DE RESISTÊNCIA.....	13
3.1. Critérios de Resistência ao Fogo.....	13
3.2. Carga de Incêndio	13
3.3. Determinar o Tempo Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF)	14
3.4. Curva Nominais do Incêndio	14
3.4.1. Incêndio Padrão	14
3.4.2. Incêndio Externo.....	15
3.4.3. Incêndio de Matérias Hidrocarbonetos.....	16
4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	17
4.1. Aço de Perfis Estruturais	17
4.1.1. Propriedades Mecânicas	17
4.1.1.1. Limite de Escoamento e Módulo de Elasticidade.....	17
4.1.1.2. Massa Específica.....	19
4.1.2. Propriedades Térmicas	19
4.1.2.1. Alongamento.....	19
4.1.2.2. Calor Específico.....	20
4.1.2.3. Condutividade Térmica.....	21
5. PROTEÇÃO DA ESTRUTURA DE AÇO.....	23
5.1. Generalidades.....	23
5.2. Classificação dos Revestimentos	24
5.3. Propriedades dos Revestimentos	25
6. VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	27
6.1. Métodos Utilizados	27
6.2. Condição de Segurança.....	27
6.3. Combinações de Ações para os Estados-limites Últimos.....	28
6.4. Esforço Resistente de Cálculo	30
6.5. Determinação dos Esforços Solicitantes de Cálculo.....	30
6.6. Estados Limites Últimos e Determinação dos Esforços Resistentes de Cálculo	31
6.7. Capacidade Resistente dos Elementos Estruturais de Aço	31

6.7.1.	Barras Submetidas à Força Axial de Tração	31
6.7.2.	Barras Submetidas à Força Axial de Compressão.....	32
6.7.2.1.	Perfis Não Sujeitos à Flambagem Local	32
6.7.2.2.	Comprimento de Flambagem.....	33
6.7.2.3.	Perfis Sujeitos à Flambagem Local.....	34
6.7.3.	Barras submetidas a Momento Fletor e Força Cortante	34
6.7.3.1.	Efeito do Momento Fletor.....	35
6.7.3.1.1.	Fator de Correção k	37
6.7.4.	Barras Submetidas a Força Cortante	37
6.7.5.	Barras Submetidas à Combinação de Esforços Solicitantes.....	37
6.7.6.	Ligações.....	38
6.8.	Elevação da Temperatura do Aço	39
6.8.1.	Elementos Estruturais Pertencentes a Estruturas Internas.....	39
6.8.1.1.	Elementos Estruturais Sem Revestimento Contra Fogo	39
6.8.1.2.	Elementos Estruturais Envolvidos por Material de Revestimento Contra Fogo	42
6.8.2.	Elementos Estruturais Pertencentes a Estruturas Externas.....	44
6.8.3.	Elementos Estruturais Pertencentes a Elementos de Compartimentação	44
6.8.4.	Ligações.....	44
7.	ESTUDO PRÁTICO – ANÁLISE COMPUTACIONAL	45
7.1.	Apresentação do Edifício Comercial	45
7.2.	Ações Atuante na Estrutura	48
7.3.	Lançamento da Estrutura	49
7.4.	Cargas Permanentes	51
7.4.1.	Cargas Permanentes Atuantes nos Pórticos Internos.....	52
7.4.2.	Cargas Permanentes Atuantes nos Pórticos Externos.....	54
7.5.	Sobrecarga.....	56
7.5.1.	Sobrecargas Atuantes nos Pórticos Internos	57
7.5.2.	Sobrecargas Atuantes nos Pórticos Externos.....	58
7.6.	Cargas Devidas ao Vento Transversal	60
7.6.1.	Vento Transversal Atuante nos Pórticos Internos	61
7.6.2.	Vento Transversal Atuante nos Pórticos Externos	63
7.7.	Cargas Devida ao Vento Longitudinal.....	66
7.7.1.	Vento Longitudinal Atuante nos Pórticos Internos	67
7.7.2.	Vento Atuantes nos Pórticos Externos	72
7.8.	Resumo da Verificação em Temperatura Ambiente	74
8.	VERIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	76
8.1.	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).....	76

8.2.	Cálculo dos Esforços Solicitantes em Situação de Incêndio	76
8.3.	Verificação dos Pilares Sem Proteção	78
8.3.1.	Pilar Sem Proteção Submetido à Força Axial de Compressão	80
8.3.2.	Pilar Sem Proteção Submetido a Momento Fletor	84
8.3.3.	Pilar Sem Proteção Submetido a Efeitos Combinados	87
8.3.4.	Pilar Sem Proteção Submetido a Força Cortante.....	87
8.4.	Verificação dos Pilares Com Proteção.....	88
8.4.1.	Pilar Com Proteção Submetido a Força Axial de Compressão	90
8.4.2.	Pilar Com Proteção submetido a Momento Fletor	90
8.4.3.	Pilar Com Proteção Submetido a Efeitos Combinados	91
8.4.4.	Pilar Com Proteção Submetido a Força Cortante.....	91
8.5.	Verificação da Viga do Pórtico Sem Proteção.....	92
8.5.1.	Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Força Axial de Compressão	93
8.5.2.	Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Momento Fletor.....	94
8.5.3.	Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Esforço Cortante.....	97
8.6.	Verificação da Viga do Pórtico Com Proteção	98
8.6.1.	Viga do Pórtico Com Proteção Submetida a Momento Fletor	100
8.6.2.	Viga do Pórtico Com proteção Submetida a Força Cortante.....	101
8.7.	Verificação da Viga do Piso V2 Sem Proteção	102
8.7.1.	Viga do piso V2 Sem Proteção Submetida a Momento Fletor.....	104
8.7.2.	Viga do piso V2 Sem Proteção Submetida a Força Cortante	105
8.8.	Verificação da Viga do Piso V2 Com Proteção.....	106
8.8.1.	Viga do Piso V2 Com Proteção Submetida a Momento Fletor.....	108
8.8.2.	Viga do Piso V2 Com proteção Submetida a Força Cortante	109
8.9.	Verificação dos Banzos da Cobertura Sem Proteção.....	110
8.9.1.	Banzo Inferior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Tração.....	112
8.9.2.	Banzo Inferior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Compressão	112
8.9.3.	Banzo Superior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Compressão	112
8.10.	Verificação dos Banzos da Cobertura Com Proteção	115
8.10.1.	Banzo Superior Com Proteção Submetido a Força Axial de Compressão.....	117
8.11.	Verificação dos Montantes Sem Proteção	117
8.11.1.	Montante Sem Proteção Submetida a Força Axial de Tração	119
8.11.2.	Montante Sem Proteção Submetida a Força Axial de Compressão	120
8.12.	Verificação das Diagonais sem Proteção.....	123
8.12.1.	Diagonal sem proteção submetida a força axial de tração.....	123
8.13.	Eliminação da proteção na cobertura.....	124
8.14.	Verificação do Contraventamento Vertical Sem Proteção	124
8.14.1.	Contraventamento Sem Proteção Submetido a Força Axial de Tração.....	126

9.	CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	127
9.1.	Conclusão.....	127
9.2.	Sugestão Para Trabalhos Futuros.....	128
10.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129

1. INTRODUÇÃO

No Brasil o uso do aço na construção vem crescendo a cada ano, porém, este avanço fica muito atrás quando comparados a outras potências econômicas mundiais. O país conta com diversas referências arquitetônicas feitas em aço, utilizadas tanto em edificações urbanas quanto em grandes pontes e estádios de futebol. As estruturas metálicas imprimem maior produtividade e velocidade construtiva aos projetos. Em comparação com processos convencionais, como a alvenaria, podem reduzir em até 40% o tempo de execução da obra.

Ao se projetar um edifício com estrutura de aço, no entanto, deve-se também levar em conta o desempenho desta estrutura em caso de ocorrência de incêndio. Isto porque as propriedades mecânicas reduzem com o aumento de temperatura, o que pode ocasionar o colapso parcial de um elemento estrutural ou ligação, ou até mesmo colapso total da edificação, causando inclusive perda de vidas humanas e materiais em grande proporção.

É neste contexto, que entra a norma ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio, que rege as exigências de resistência ao fogo dos elementos de aço, tais como vigas, pilares, contraventamentos e lajes.

Assim, o estudo proposto, apresenta de forma detalhada a composição de cargas atuantes no edifício comercial destinado a escritórios conforme ABNT NBR 6120:2019. Dessa forma, as mesmas serão usadas no dimensionamento da estrutura pelo método dos estados limites conforme a ABNT NBR 8800:2008, com auxílio computacional do programa Cype 3D, realizando as combinações de ações necessárias para obter os esforços solicitantes de cálculo e deslocamento da estrutura. Após esta análise inicial, seguindo as exigências da ABNT NBR 14323:2013, inicia-se uma abordagem prática para verificação em situação de incêndio dos pilares, vigas, contraventamentos verticais e elementos da treliça da cobertura.

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

2. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é apresentar a metodologia prática para composição das cargas atuantes na edificação, com intuito de realizar o dimensionamento em temperatura ambiente, com auxílio de um programa computacional. Além de, realizar a verificação analítica em situação de incêndio, seguindo os parâmetros estabelecidos na norma ABNT NBR 14323:2013. Pretende-se demonstrar também, conceitos e exemplos de sistemas atuais utilizados na proteção contra fogo dos elementos estruturais de aço. Enfatizar através de resultados apresentados a importância desta análise em edificações que por obrigação, tem que apresentar um projeto de combate a incêndio, buscando a segurança de seus usuários e minimizar as perdas materiais. O trabalho tem como meta, promover e contribuir com conceitos e informações para estudos futuros, na área da Construção em Aço.

3. CARACTÉRISTICA DO INCÊNDIO E O TEMPO DE RESISTÊNCIA

3.1. Critérios de Resistência ao Fogo

Os critérios de resistência ao fogo consideram a severidade ou potencial destrutivo dos incêndios, condicionados por fatores associados ao tipo de uso e ocupação, à área dos compartimentos e à altura da edificação. Esta classificação se dá segundo a ABNT NBR 14432:2000 e segundo a IT-06 (Segurança Estrutura das Edificações) do CBMG (corpo de bombeiro do estado de minas gerais), no decreto n° 46.595, de 10/09/2014.

3.2. Carga de Incêndio

É a soma das energias caloríficas possíveis de serem liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive os revestimentos das paredes, divisórias, pisos e tetos. Sua densidade é o valor da carga de incêndio dividido pela área de piso do espaço considerado, expresso em megajoule (MJ) por metro quadrado (m²) ou em quilogramas equivalentes de madeira seca.

- ✓ Para determinação da carga de incêndio específica das edificações aplica-se a Tabela 1. apresentada no ANEXO A da IT09, sendo que para edificações, destinadas a depósitos (Grupo “J”), explosivos (Grupo “L”) e ocupações especiais (Grupo “M”) aplica-se a metodologia constante adotada no ANEXO B da IT-09.
- ✓ Ocupações não listadas na Tabela 1. do ANEXO A da IT-09 devem ter os valores da carga de incêndio específica determinados por similaridade, a critério do responsável técnico do projeto de segurança contra incêndio. Pode-se admitir a similaridade entre as edificações comerciais (grupo “C”) e industriais (grupo “I”).
- ✓ O levantamento da carga de incêndio específica constante do Anexo B da IT-09 deve ser realizado em módulos de área em que a distribuição da carga de incêndio seja considerada uniforme, a critério do responsável técnico do projeto de segurança contra incêndio, sendo de no máximo 500 m². Excepcionalmente, módulos maiores de 500 m² podem ser utilizados quando o espaço analisado possuir materiais combustíveis com potenciais caloríficos semelhantes e uniformemente distribuídos.

- ✓ A carga de incêndio específica do piso analisado deve ser tomada como sendo o maior entre a média das cargas de incêndio dos dois módulos de maior valor ou 85% da carga de incêndio do módulo de maior valor.
- ✓ Considerar que 1 kg (um quilograma) de madeira seca equivale a 19 megajoules.

CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES E ÁREAS DE RISCO QUANTO À CARGA INCÊNDIO	
Risco	Carga Incêndio MJ/m ²
Baixo	Até 300 MJ/m ²
Médio	Acima de 300 até 1.200 MJ/m ²
Alto	Acima de 1.200 MJ/m ²

Tabela 1: classificação das edificações e áreas de risco quanto à carga de incêndio

3.3. Determinar o Tempo Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF)

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) é o tempo que indica, com base na curva-padrão, a temperatura do incêndio a ser usada no cálculo, tanto maior quanto forem o tamanho e a carga de incêndio da edificação. O TRRF deve ser determinado conforme Tabelas da ABNT NBR 14432:2000 ou IT-06 do CBMG.

3.4. Curva Nominais do Incêndio

3.4.1. Incêndio Padrão

Em procedimentos de projeto e em ensaios padronizados a temperatura é calculada segundo a curva do incêndio padrão, conforme Eurocode 1 parte 1.2, 2002; ABNT NBR 14432:2000, ISSO 834-1:1999; ABNT NBR 5628:2001. A expressão apresentada é utilizada para incêndios à base de materiais celulósicos.

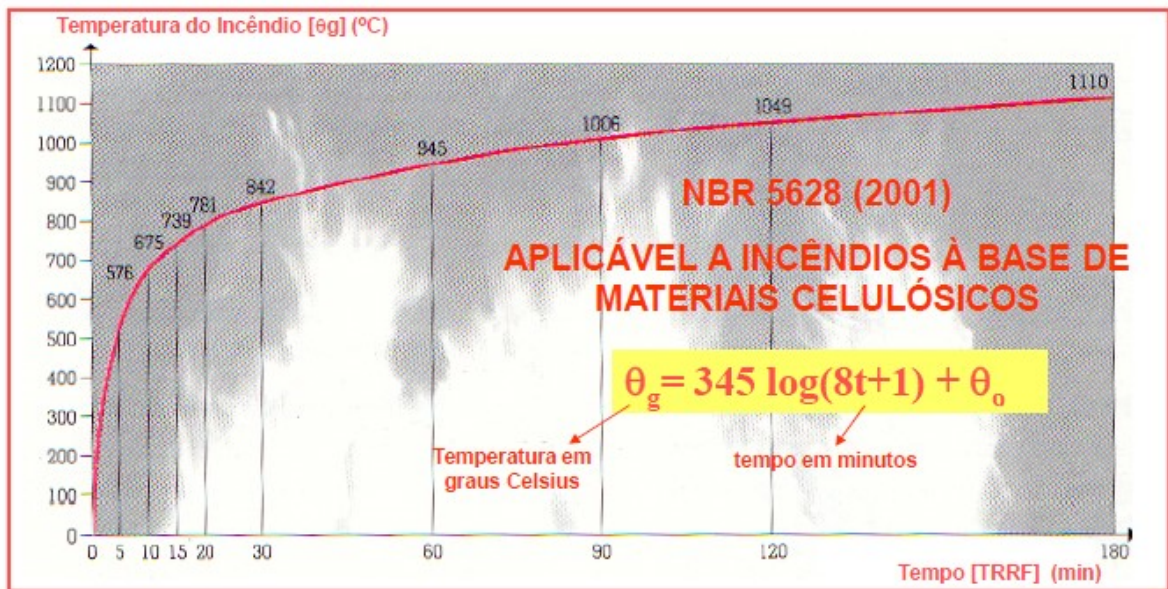


Figura 1: Curva do incêndio padrão.

Onde:

θ_g - é a temperatura dos gases no incêndio;

θ_o - é a temperatura ambiente antes do aquecimento tomada com igual a 20° C;

t - é o tempo de exposição ao incêndio em minutos.

3.4.2. Incêndio Externo

Para estruturas externas, localizadas fora do compartimento incendiado, mas que, sofrem a ação do incêndio através de aberturas, o Eurocode 1 parte 1.2:2002 apresenta:

$$\theta_g = \theta_o + 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t})$$

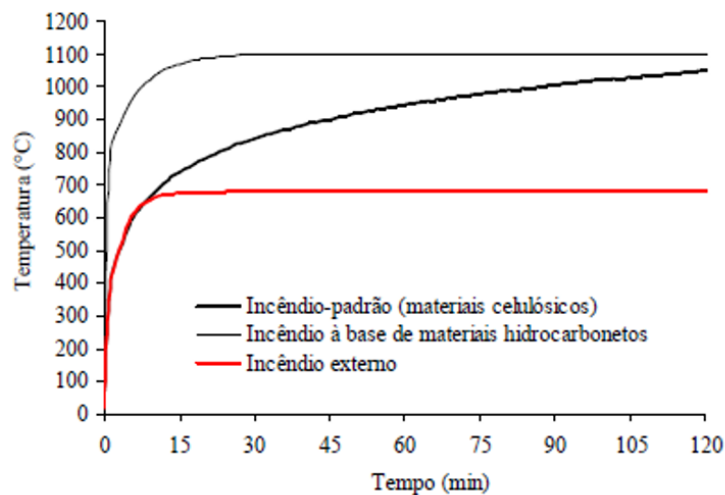


Figura 2: Curva para incêndio externo.

Onde:

θ_g - é a temperatura dos gases no incêndio

θ_0 - é a temperatura ambiente antes do aquecimento tomada com igual a 20° C

t - é o tempo de exposição ao incêndio em minutos

3.4.3. Incêndio de Matérias Hidrocarbonetos

Para incêndio devido a combustão de materiais formados por hidrocarbonetos, a relação entre temperatura e tempo se dá no Eurocode 1 Parte 1.2:2002.

$$\theta_g = \theta_0 + 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t})$$

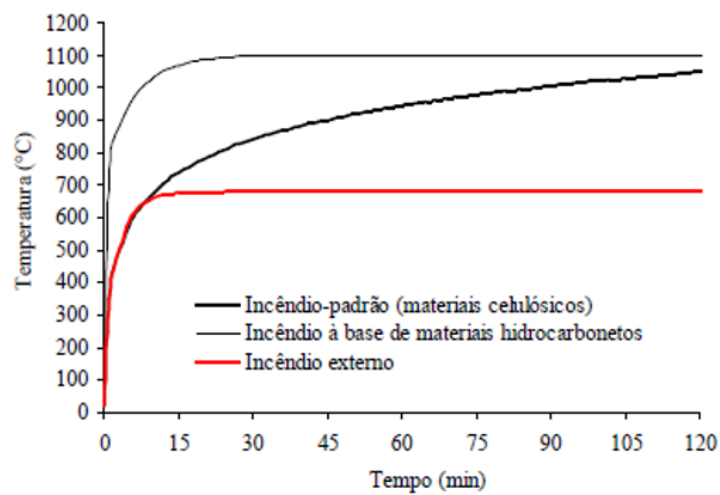


Figura 3: Curva para incêndio devido combustão de materiais formado por hidrocarbonetos.

4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.1. Aço de Perfis Estruturais

As propriedades mecânicas e térmicas apresentadas respectivamente em 4.1.1 e 4.1.2 aplicam-se, em princípio, em temperatura elevada, aos aços estruturais permitidos pela ABNT NBR 8800:2008. Caso algum aço estrutural possua propriedades diferentes das apresentadas, ou fique com propriedades diferentes em virtude de trabalhos realizados para formação ou revestimento de perfis ou composição da estrutura, os valores dessas novas propriedades devem ser utilizados. Tais valores, todavia, devem ser obtidos de literatura aceita cientificamente ou de ensaios.

4.1.1. Propriedades Mecânicas

4.1.1.1. Limite de Escoamento e Módulo de Elasticidade

Para taxa de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min, a Tabela 2 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20 °C, da resistência ao escoamento, do escoamento de seções sujeitas à flambagem local e do módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada, respectivamente $k_{y\theta}$, $k_{\sigma\theta}$ e $k_{E\theta}$.

$$k_{y\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad ; \quad k_{\sigma\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad ; \quad k_{E\theta} = \frac{E_{,\theta}}{E}$$

Onde:

$F_{y\theta}$ - é a resistência ao escoamento do aço a 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.

Temperatura do aço θ_a	Fator de Redução da Resistência ao escoamento	Fator de Redução	Fator de redução do módulo de elasticidade
°C	$K_{y\theta}$	$K_{\sigma\theta}$	$K_{E\theta}$
20	1,000	1,000	1,000

°C	$K_{y\theta}$	$K_{\sigma\theta}$	$K_{E\theta}$
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,890	0,900
300	1,000	0,780	0,800
400	1,000	0,650	0,700
500	0,780	0,530	0,600
600	0,470	0,300	0,310
700	0,230	0,130	0,130
800	0,110	0,070	0,090
900	0,060	0,050	0,068
1000	0,040	0,030	0,045
θ_a	$K_{y\theta}$	$K_{\sigma\theta}$	$K_{E\theta}$
1100	0,020	0,020	0,023
1200	0,000	0,000	0,000

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

Tabela 2: Valores de $k_{y\theta}$, $k_{\sigma\theta}$ e $k_{E\theta}$.

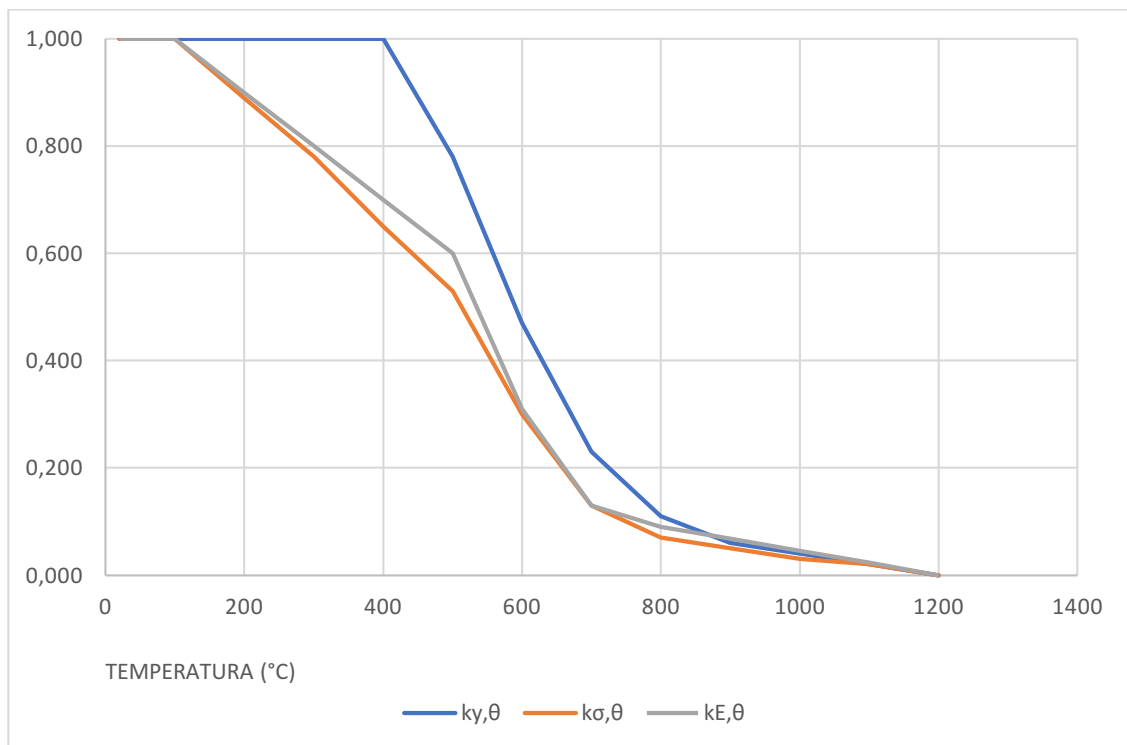


Figura 4: Gráfico de redução do limite de escoamento e módulo de elasticidade do aço.

4.1.1.2. Massa Específica

A massa específica do aço pode ser considerada independente da temperatura e igual a:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

4.1.2. Propriedades Térmicas

As variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica dos aços de perfis estruturais com a temperatura são dadas na sequência. Deve-se, no entanto, observar o disposto em 4.1 para aços estruturais com propriedades diferentes das apresentadas.

4.1.2.1. Alongamento

O alongamento do aço pode ser determinado da seguinte forma:

– para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \rightarrow$ temos:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$$

– para $750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \rightarrow$ temos:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \times 10^{-2}$$

– para $860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \rightarrow$ temos:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$$

Onde:

l_a - é o comprimento da peça de aço a 20°C ;

Δl_a - é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

θ_a - é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius (°C).

De forma simplificada, a relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, deve ser adotado o seguinte valor para o alongamento:

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

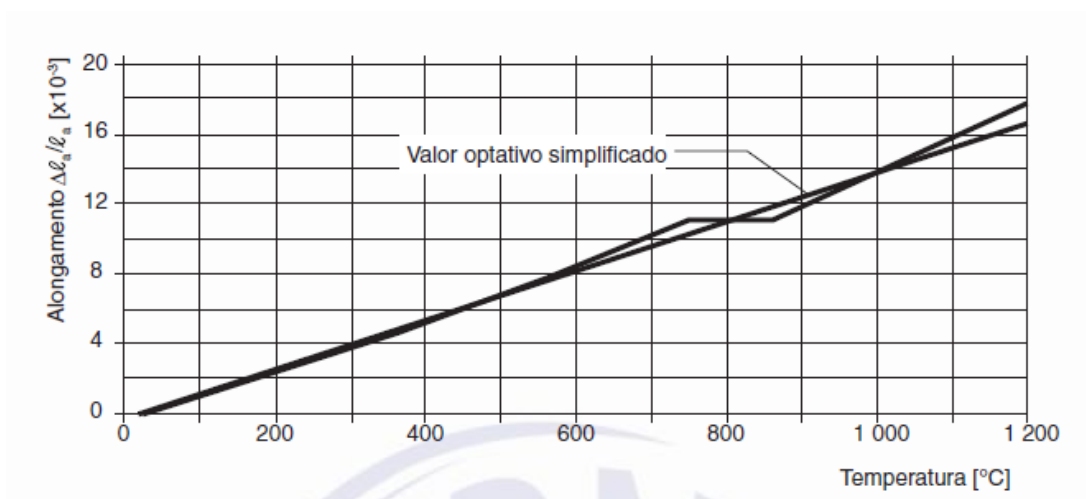


Figura 5: Alongamento do aço em função da temperatura.

4.1.2.2. Calor Específico

O calor específico do aço, expresso em joules por quilograma e por grau celsius (J/kg °C), pode ser determinado da seguinte forma:

-para $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600\text{ }^{\circ}\text{C}$ → temos:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3$$

-para $600\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735\text{ }^{\circ}\text{C}$ → temos:

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

–para $735\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow$ temos:

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

–para $900\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow$ temos:

$$c_a = 650\text{ J/kg }^{\circ}\text{C}$$

Onde:

θ_a - é a temperatura do aço, expressa em graus celsius ($^{\circ}\text{C}$).

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

$$c_a = 600\text{ J/kg }^{\circ}\text{C}$$

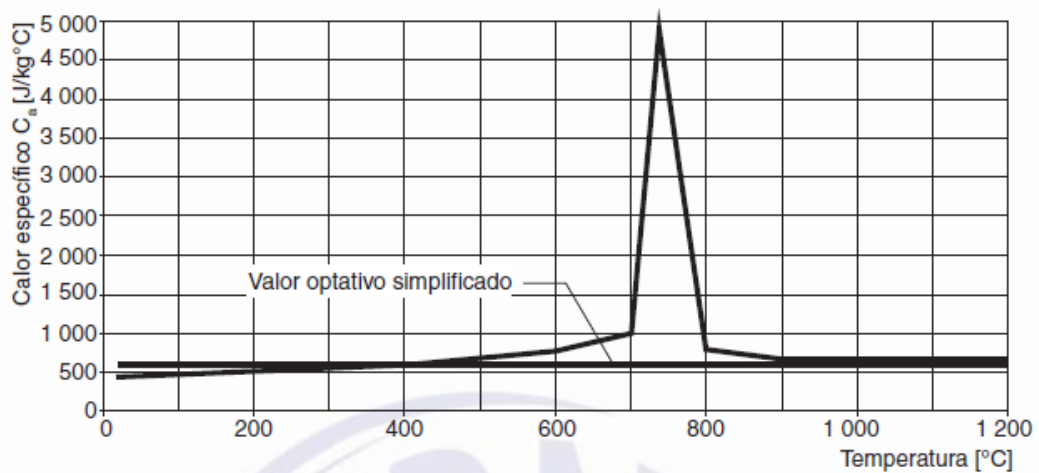


Figura 6: Calor específico do aço em função da temperatura.

4.1.2.3. Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço, expressa em watts por metro e por grau celsius ($\text{W/m }^{\circ}\text{C}$), pode ser determinada da seguinte forma:

– para $20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow$ temos:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a$$

– para $800\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow$ temos:

$$\lambda_a = 27,3\text{ W/m }^{\circ}\text{C}$$

Onde:

θ_a - é a temperatura do aço, expressa em graus celsius ($^{\circ}\text{C}$).

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

$$\lambda_a = 45\text{ W/m }^{\circ}\text{C}$$

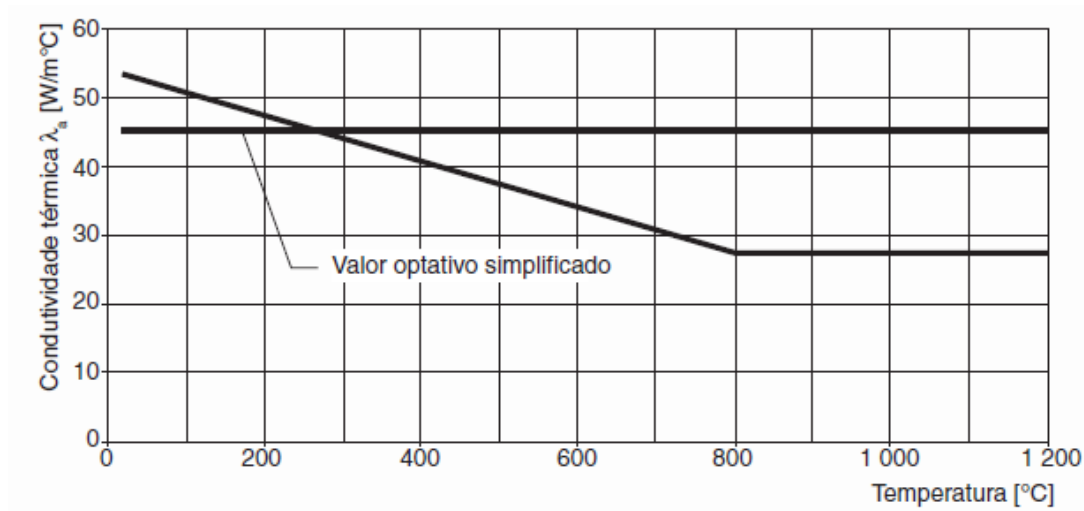


Figura 7: Condutividade térmica do aço em função da temperatura

5. PROTEÇÃO DA ESTRUTURA DE AÇO

5.1. Generalidades

A solução mais frequente empregada para aumentar a resistência de uma estrutura de aço em situação de incêndio, é revesti-las com materiais de proteção térmica. Inicialmente, empregavam-se materiais e técnicas já existentes, como a execução de alvenarias contornando pilares ou o embutimento de pilares ou vigas em concreto conforme indica Figura 8.

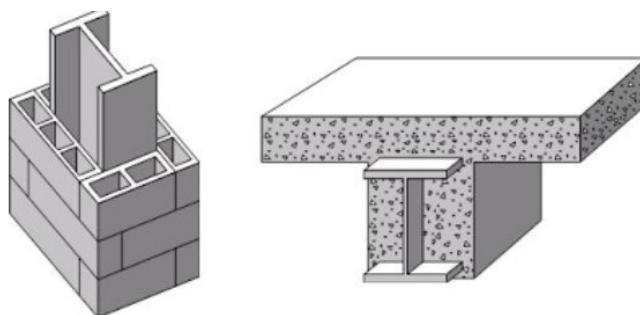


Figura 8: Proteções clássicas contra incêndio da estrutura de aço

Atualmente, outros procedimentos são empregados, sendo que os mesmos devem possuir as seguintes características:

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

Alguns cuidados e observações adicionais também devem ser feitos quanto aos materiais de proteção:

- ✓ devem acompanhar os movimentos da estrutura sem apresentar fissuras ou deslocamento;
- ✓ devem penetrar em todos os espaços vazios da estrutura;
- ✓ não podem conter asbestos ou qualquer material novo à saúde;
- ✓ não podem apresentar desprendimentos por ressecamento superficial;

- ✓ devem ter durabilidade igual à da estrutura e, no caso de danos, permitir a recomposição;
- ✓ não podem ser higroscópicos, ou seja, absorver umidade além da permitida;
- ✓ não podem ser combustíveis ou propagadores de chama;
- ✓ não podem conter espaços vazios, nem permitir a proliferação de fungos ou bactérias em seu interior.

5.2. Classificação dos Revestimentos

Os revestimentos podem ser classificados segundo o material constituinte, a morfologia e a técnica de colocação.

Quanto ao material constituinte, pode-se ter alvenaria, concreto de cimento Portland, concreto leve (de agregados leves ou concreto celular), argamassa à base de cimento, de fibras minerais, de vermiculita ou de gesso, mantas de fibras cerâmicas, de fibras minerais ou de lã de rocha, tintas intumescentes e outros.

Quanto à morfologia, os revestimentos podem ser classificados em tipo contorno ou tipo caixa. Nesse último caso, podem se apresentar com ou sem vãos, conforme mostra a Figura 9, para situações típicas de pilares e vigas sobrepostas por laje de concreto.

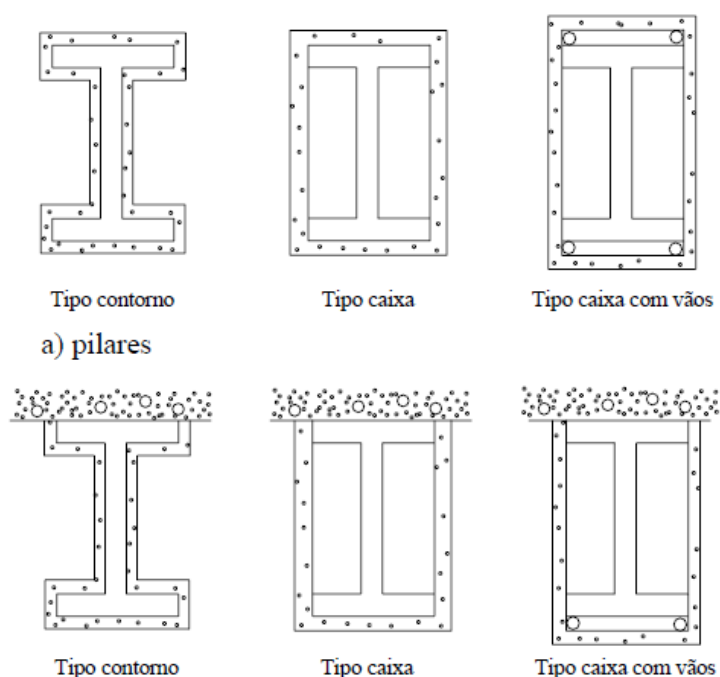


Figura 9: Revestimento tipo contorno e tipo caixa.

Quanto à técnica de colocação, os revestimentos geralmente são:

- ✓ moldados com uso de formas;
- ✓ aplicados manualmente;
- ✓ aplicados por jateamento;
- ✓ fixados por dispositivos apropriados.

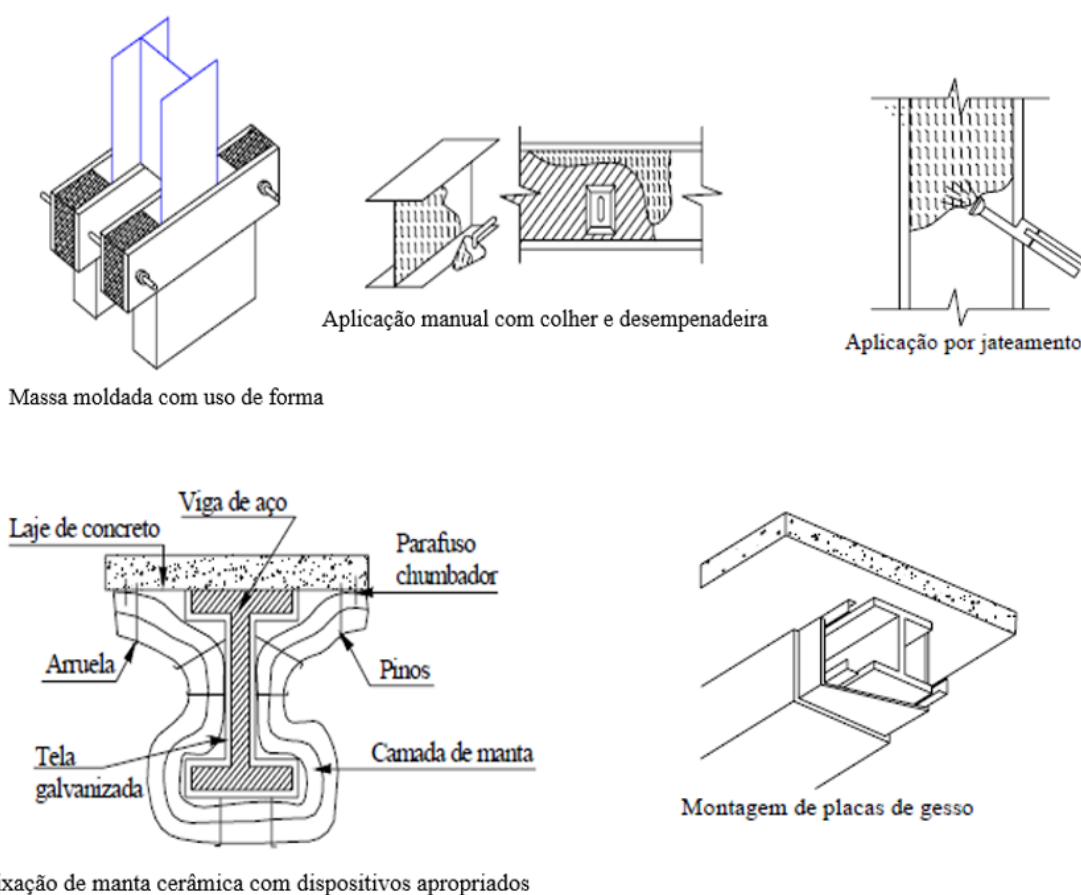


Figura 10: Técnicas de execução dos revestimentos em estrutura de aço.

5.3. Propriedades dos Revestimentos

As propriedades mecânicas e térmicas de materiais isolantes térmicos específicos são fornecidas pelos respectivos fabricantes. Apresentamos como referência, alguns dados genéricos para consulta, ver Tabela 3.

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (kg/m³)	CALOR ESPECÍFICO (J/kg °C)	CONDUTIVIDADE TÉRMICA (W/m °C)
Argamassa de fibras minerais	200-350	1050	0,08-0,10
Spray de fibra mineral	250-350	1050	0,10
Manta de fibra mineral	100-500	1500	0,23-0,25
Argamassa de vermiculita	300-800	920	0,06-0,15
Placa de vermiculita	150-300	1200	0,12-0,17
MATERIAL	(kg/m³)	(J/kg °C)	(W/m °C)
Placa de gesso	800	1200	0,15
Argamassa de gesso	500-800	1700	0,20-0,23
Mantas cerâmicas	64-192	1067	0,10-0,25
Concreto celular	300-1000	1200	0,12-0,40
Concreto com ar incorporado	1600	1200	0,30
concreto de baixa densidade	1600	1200	0,80
concreto de densidade normal	2200	1200	1,70

	(kg/m³)	(J/kg °C)	(W/m °C)
Argamassa Blaze Shield II			
a temperatura de 0 °C		2093	
a temperatura de 96 °C		2093	
a temperatura de 100 °C			0,061
a temperatura de 104 °C		837	
a temperatura de 150 °C		1675	
a temperatura de 200 °C		1770	0,08
a temperatura de 400 °C	240	2148	0,112
a temperatura de 482 °C		2303	0,147
a temperatura de 600 °C		2343	0,173
a temperatura de 800 °C		2411	
a temperatura de 1093 °C		2512	0,208
a temperatura de 1200 °C		2512	

Tabela 3: Propriedades típicas de materiais isolantes térmicos

6. VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

6.1. Métodos Utilizados

O dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser feito por meio de resultados de ensaios, ou por meio de métodos analíticos de cálculo. Para este, pode ser usados os métodos simplificados de dimensionamento, ou um método avançado de dimensionamento, ou, ainda, uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

O dimensionamento por meio de métodos analíticos deve ser feito levando-se em consideração que as propriedades mecânicas do aço se debilitam progressivamente com o aumento de temperatura e, como consequência, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural ou ligação como resultado de sua incapacidade de resistir às ações aplicadas.

Este estudo visa utilizar os métodos simplificados de dimensionamento descritos na Seção 8 e na Seção 9 da ABNT NBR 14323:2013, apresentados no item 6.5 até o 6.8 deste trabalho.

6.2. Condição de Segurança

As condições de segurança de uma estrutura em situação de incêndio podem ser expressas por:

$$\Phi(S_{fi,d} \leq R_{fi,d}) \geq 0$$

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços solicitantes, as condições de segurança podem ser expressas da seguinte forma simplificada:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d}$$

Onde:

$S_{fi,d}$ - é esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir das combinações de ações apresentadas em 6.3.

$R_{fi,d}$ - é o esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio, determinado obedecendo-se ao estabelecimento em 6.4.

6.3. Combinações de Ações para os Estados-limites Últimos

As combinações de ações para os estados limites últimos em situação de incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a ABNT NBR 8681:2002. Deve-se considerar que as ações transitórias excepcionais, ou seja, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio têm um tempo de atuação muito pequeno. Dessa forma, as combinações de ações podem ser expressas por:

- em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21 F_{Q,k}$$

- em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Q,k}$$

- Em bibliotecas, arquivos, depósito, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 F_{Q,k}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ - é o valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ - é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$ - é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_g - é o valor do coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis à segurança e dado pela Tabela 4 ou, opcionalmente, pela tabela 5, para ações permanentes desfavoráveis à segurança.

Ações permanentes diretas	γ_g
Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	1,15
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,30

Tabela 4: Coeficiente γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Tipo de edificação	γ_g
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5 kN/m ² .	1,15
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5 kN/m ² .	1,20

Tabela 5: Coeficiente γ_g para ações permanentes diretas agrupadas.

- As barras da estrutura em que o único esforço solicitante seja o decorrente da ação do vento, além do peso próprio delas mesmas e de eventuais ações térmicas, devem ser dimensionadas para a seguinte combinação última de ações:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,20 F_{W,k}$$

Onde:

$F_{W,k}$ - é o valor característico das ações devidas ao vento, determinadas conforme a ABNT NBR 6123:1987.

6.4. Esforço Resistente de Cálculo

Para os estados-limites últimos em situação de incêndio, o esforço resistente de cálculo deve ser determinado usando-se coeficiente de ponderação unitário. Dessa forma, esse esforço resistente fica com o mesmo valor do esforço resistente nominal correspondente. Assim, nesta norma, por simplicidade, o coeficiente de ponderação da resistência não aparece explicitado na expressão do esforço resistente de cálculo.

6.5. Determinação dos Esforços Solicitantes de Cálculo

1. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, os esforços solicitantes de cálculo podem ser obtidos por meio de análise estrutural global elástica linear, com as propriedades dos materiais à temperatura ambiente, obedecendo-se item 2 desta sub-seção. Deve ser considerado o efeito local decorrente da não linearidade geométrica (efeito $P - \delta$). Nessas estruturas, os efeitos das imperfeições iniciais podem ser desprezados. Nas estruturas de média e grande deslocabilidades, os esforços solicitantes de cálculo devem ser determinados usando-se os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008, com as propriedades dos materiais à temperatura ambiente, obedecendo-se item 2 desta sub-seção. A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais deve ser feita à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 8800:2008.
2. Devem ser utilizadas as combinações de ações dadas em 6.3. No caso de ser adotada a exposição ao incêndio-padrão no dimensionamento das barras, adicionalmente:
 - ✓ os efeitos das deformações térmicas resultantes dos gradientes térmicos ao longo da altura da seção transversal das barras podem ser desprezados caso o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), obtido da ABNT NBR 14432:2000, não seja igual ou inferior a 30 min;
 - ✓ os efeitos das expansões térmicas das barras podem ser sempre desprezados.
3. Simplificadamente, nas estruturas de pequena e média deslocabilidades, em vez das prescrições de 6.3 e item 1 desta seção, permite-se adotar, para os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio, um valor igual a 70 % dos esforços empregados no

dimensionamento à temperatura ambiente, realizado conforme a ABNT NBR 8800:2008, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento, exceto para as barras citadas em 6.3, onde o único esforço solicitante seja o decorrente da ação do vento, além do peso próprio delas mesmas e de eventuais ações térmicas, devem adicionar ainda 20 % dos esforços decorrentes do vento empregados no dimensionamento à temperatura ambiente.

6.6. Estados Limites Últimos e Determinação dos Esforços Resistentes de Cálculo

Os estados limites últimos a serem verificados são os mesmos previstos pela ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento à temperatura ambiente, com exceção daqueles relacionados à ruptura da seção líquida, que não precisam ser considerados em situação de incêndio.

Os esforços resistentes de cálculo para os estados limites últimos aplicáveis, $R_{d,fi}$, devem ser determinados observando-se o disposto em 6.4 e considerando a variação das propriedades mecânicas do aço com a temperatura, conforme apresentado em 4.1.1. Em 6.7, $R_{d,fi}$ torna-se $M_{Rd,fi}$, $N_{Rd,fi}$, etc., separadamente ou em combinação, e o valor correspondente do esforço solicitante, $S_{d,fi}$, torna-se $M_{Sd,fi}$, $N_{Sd,fi}$, etc.

6.7. Capacidade Resistente dos Elementos Estruturais de Aço

6.7.1. Barras Submetidas à Força Axial de Tração

Está sub-seção aplica-se a barras de aço axialmente tracionadas, com perfis previstos pela ABNT NBR 8800:2008. Sendo a força axial resistente de cálculo de uma barra de aço axialmente tracionada, para o estado-limite último de escoamento da área bruta, igual a:

$$N_{t,Rd,fi} = K_{y\theta} \times A_g \times f_y$$

Onde:

$K_{y\theta}$ - é o fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura dado em 4.1.1.1;

A_g - é a área bruta da seção transversal.

6.7.2. Barras Submetidas à Força Axial de Compressão

6.7.2.1. Perfis Não Sujeitos à Flambagem Local

As barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800:2008 que não apresentam flambagem local em situação de incêndio, são aquelas cujos elementos componentes da seção transversal, não possuem relação entre largura e espessura (b/t) superior ao valor correspondente $(b/t)_{fi,lim}$. A relação (b/t) é definida na ABNT NBR 8800:2008, Anexo F, e o valor correspondente de $(b/t)_{fi,lim}$ é obtido multiplicando-se $(b/t)_{lim}$, dado na Tabela F.1 deste mesmo anexo, por um fator de correção igual a 0,85.

A força axial resistente de cálculo de uma barra de aço considerando o estado limite último de instabilidade da barra como um todo, é dada por:

$$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{y\theta} \times A_g \times f_y$$

Onde:

χ_{fi} - é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio.

O valor de χ_{fi} deve ser obtido pela expressão:

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

Com

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

e

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

sendo

$\lambda_{0,fi}$ - o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado por:

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85}$$

Onde

λ_0 - é o índice de esbeltez reduzido à temperatura ambiente, calculado conforme a ABNT NBR 8800:2008 com o comprimento de flambagem em situação de incêndio de acordo com 6.7.2.2.

6.7.2.2. Comprimento de Flambagem

O comprimento de flambagem para o dimensionamento em situação de incêndio, $L_{e,fi}$, pode ser determinado como no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, os pilares contínuos que se comportam como elementos contraventados dos andares intermediários de edifícios de vários andares 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 conforme apresenta Figura 11. Os pilares do primeiro pavimento devem ser considerados com rotação impedida acima do compartimento incendiado (na base, deve ser adotado o tipo de apoio efetivamente existente). Os pilares do último pavimento devem ser considerados com rotação impedida apenas abaixo do compartimento incendiado.

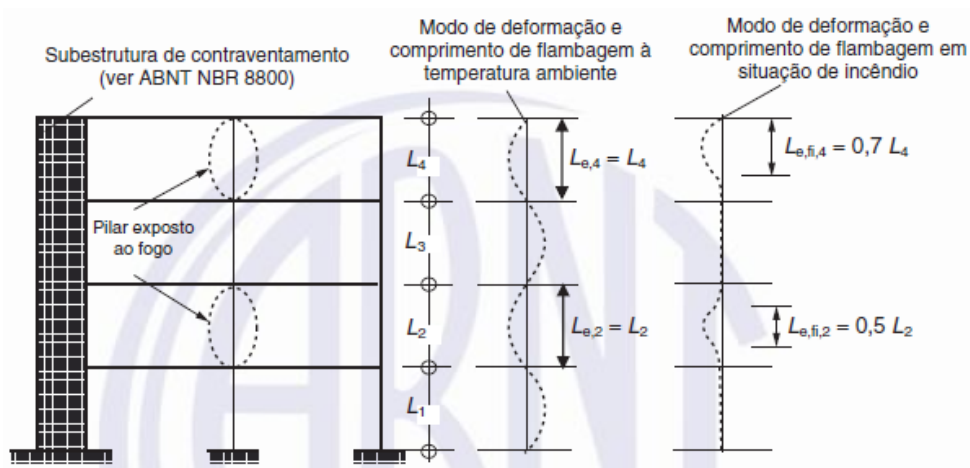


Figura 11: Comportamento de pilares em estruturas de pequena deslocabilidade

6.7.2.3. Perfis Sujeitos à Flambagem Local

As barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800:2008 sujeitas flambagem local em situação de incêndio, tem a força axial resistente de cálculo de uma barra de aço considerando o estado limite último de instabilidade da barra como um todo, é dada por:

$$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{\sigma\theta} \times A_{ef} \times f_y$$

Onde:

$K_{\sigma\theta}$ - é o fator de redução dado em 4.1.1.1;

A_{ef} - é a área efetiva da seção transversal, obtida multiplicando-se o valor da área bruta pelo fator de redução total, Q, dado pela ABNT NBR 8800:2008.

χ_{fi} - é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio conforme 6.7.2.1.

6.7.3. Barras submetidas a Momento Fletor e Força Cortante

Nesta sub-seção são apresentadas as prescrições para dimensionamento aos efeitos do momento fletor e da força cortante de barras de aço fletidas que atendam às condições previstas na ABNT NBR 8800:2008, Anexo G e Anexo H.

Os fatores de redução $K_{y\theta}$, $K_{\sigma\theta}$ e $K_{E\theta}$, nos casos de estados limites últimos de flambagem local e escoamento decorrente do momento fletor e de flambagem da alma por força cortante, referem-se ao elemento tratado e, no caso de estado-limite último de flambagem lateral com torção, à mesa comprimida. Para se obter a temperatura nos elementos citados, permite-se, quando aplicável, o uso do método de aquecimento da seção transversal em elementos interno A.2.1 da ABNT NBR 14323:2013, ou um método mais rigoroso, de acordo com 10.2 da mesma norma. Simplificadamente, os fatores de redução podem ser determinados usando a temperatura uniforme da seção transversal, obtida conforme item 6.8.

6.7.3.1. Efeito do Momento Fletor

Os perfis com seção I ou H soldada com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregados nesse plano, com relação entre altura e espessura da alma (h/t_w) superior a $4,84\sqrt{E/f_y}$, devem ser dimensionados conforme Anexo H da ABNT NBR 8800:2008, multiplicando-se a resistência ao escoamento, f_y , e o módulo de elasticidade do aço, E , por $K_{\sigma\theta}$ e $K_{E\theta}$, respectivamente. Os demais perfis devem ser dimensionados conforme apresentado na sequência desta seção, com valor do parâmetro de esbeltez, λ , para os estados limites últimos relacionados à situação do momento fletor como determinado no Anexo G da ABNT NBR 8800:2008.

Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio, respectivamente $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, devem ser determinados usando-se os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008, Anexo G, multiplicando-se respectivamente os valores de λ_p e λ_r por 0,85.

O momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, de uma barra fletida é igual a:

- 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:

$$\rightarrow \text{se } \lambda \leq \lambda_{p,fi}$$

$$M_{Rd,fi} = k K_{y,\theta} M_{pl}$$

$$\rightarrow \text{se } \lambda_{p,fi} \leq \lambda \leq \lambda_{r,fi}$$

$$M_{Rd,fi} = k K_{y,\theta} M_y$$

$$\rightarrow \text{se } \lambda > \lambda_{r,fi}$$

$$M_{Rd,fi} = k K_{\sigma,\theta} M_y \text{ (exceto para flambagem local da alma)}$$

Onde:

M_{pl} - é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente cujo valor é igual ao produto $Z f_y$, com Z respectivo ao eixo de flexão;

k - é o fator de correção dado no item 6.7.3.1.1;

M_y - é o momento fletor correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente, desprezando-se as tensões residuais, cujo valor é igual ao produto $W f_y$, 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:

$$M_{Rd,fi} = k \chi_{fi} K_{y,\theta} M_{pl}$$

Onde:

χ_{fi} - é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio conforme 6.7.2.1, porém fazendo:

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{K_{y,\theta} M_{pl}}{K_{E\theta} M_{cr}}}$$

Sendo

M_{cr} - é o momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente obtido da ABNT NBR 8800:2008. De forma simplificada, pode ser adotado:

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{0,85 M_{cr}}}$$

6.7.3.1.1. Fator de Correção k

- ✓ para uma viga com todos os quatro lados expostos ao fogo ou quando a temperatura na seção transversal não for obtida por um processo de distribuição uniforme, como, por exemplo, o descrito em 6.8: 1,00;
- ✓ para uma viga envolvida por material de revestimento contra fogo, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado, com a temperatura na seção transversal obtida por um processo de distribuição uniforme, como, por exemplo, o descrito em 6.8: 1,15;
- ✓ para uma viga sem material de revestimento contra fogo, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado, com a temperatura na seção transversal obtida por um processo de distribuição uniforme, como, por exemplo, o descrito em 6.8: 1,40.

6.7.4. Barras Submetidas a Força Cortante

A força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio, deve ser determinada usando-se o prescrito na ABNT NBR 8800:2008, tomando-se o coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} igual a 1,0, e:

- ✓ multiplicando-se os valores de λ_p e λ_r por 0,85, para obtenção de $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, respectivamente (deve-se usar $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ no lugar de λ_p e λ_r , respectivamente);
- ✓ multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade E por $K_{E\theta}$;
- ✓ multiplicando-se, nas seções em que λ não supere $\lambda_{r,fi}$, a resistência ao escoamento f_y por $K_{y\theta}$ e, nas seções em que λ supere $\lambda_{r,fi}$, por $K_{\sigma\theta}$.

6.7.5. Barras Submetidas à Combinação de Esforços Solicitantes

Para combinação de força axial e momentos fletores em barras com perfis previstos pela ABNT NBR 8800:2008, as barras de aço em situação de incêndio cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria, sujeitas aos efeitos combinados de força axial de tração ou compressão e momento fletor em torno de um ou dos dois eixos centrais de inércia da seção transversal, deve ser atendida a expressão de interação:

$$\rightarrow \text{se } \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} \geq 0,2 \text{ usa - se:}$$

$$\frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{X,Sd,fi}}{M_{X,Rd,fi}} + \frac{M_{Y,Sd,fi}}{M_{Y,Rd,fi}} \right) \leq 1,0$$

$$\rightarrow \text{se } \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} < 0,2 \text{ usa - se:}$$

$$\frac{N_{Sd,fi}}{2 N_{Rd,fi}} + \frac{M_{X,Sd,fi}}{M_{X,Rd,fi}} + \frac{M_{Y,Sd,fi}}{M_{Y,Rd,fi}} \leq 1,0$$

Onde:

$N_{Sd,fi}$ - é a força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio, de tração ou compressão, considerada constante ao longo da barra;

$N_{Rd,fi}$ - é a força axial resistente de cálculo em situação de incêndio, determinada conforme 6.7.1 para barras tracionadas, ou 6.7.2 para barras comprimidas, considerada constante ao longo da barra;

$M_{X,Sd,fi}$ - é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em relação ao eixo X;

$M_{Y,Sd,fi}$ - é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio, na seção considerada, em relação ao eixo Y;

$M_{X,Rd,fi}$ - é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em relação ao eixo X, determinado conforme 6.7.3.1.

$M_{Y,Rd,fi}$ - é o momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em relação ao eixo Y, determinado conforme 6.7.3.1.

6.7.6. Ligações

Pode-se dispensar a verificação das ligações entre elementos estruturais de aço em situação de incêndio, se elas forem envolvidas por material de revestimento contra fogo com a maior espessura entre aquelas dos elementos estruturais conectados (se todos os elementos

conectados puderem ficar sem material de revestimento contra fogo, a ligação também pode ficar nessa condição).

6.8. Elevação da Temperatura do Aço

6.8.1. Elementos Estruturais Pertencentes a Estruturas Internas

6.8.1.1. Elementos Estruturais Sem Revestimento Contra Fogo

Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura, em graus Celsius, de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo, pode ser determinada por:

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

Onde:

K_{sh} - é um fator de correção para efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1,0 ou determinado conforme na sequência;

u/A_g - é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, expresso em metros a menos um (m^{-1});

u - é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, expresso em metros (m);

A_g - é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural, expressa em metros quadrados (m^2);

ρ_a - é a massa específica do aço, conforme 4.1.1.2, expressa em quilogramas por metro cúbico (kg/m^3);

c_a - é o calor específico do aço, conforme 4.1.2.2, expresso em joules por quilograma e por graus celsius ($J/kg \text{ } ^\circ C$);

φ - é o valor do fluxo de calor por unidade de área, expresso em watts por metro quadrado (W/m^2);

Δt - é o intervalo de tempo, expresso em segundos (s) e que não pode ser tomado como maior que 5 s.

Em seções I ou H expostas ao incêndio padrão, o fator de correção para o efeito de sombreamento é dado por:

$$K_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \rightarrow \text{valor de } \frac{u}{A_g} \text{ não pode ser tomado como menor que } 10 \text{ m}^{-1}$$

Onde $(u/A_g)_b$ é o valor do fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e a área da seção transversal do perfil (em uma seção I ou H com altura d e largura das mesas b , exposta ao incêndio pelos quatro lados, o perímetro é igual a $2(d + b)$ e, se a seção for exposta ao incêndio pelo lado inferior e pelas laterais, o perímetro é igual a $(2d + b)$). Em seções transversais fechadas, como as seções caixão e tubulares, circulares e retangulares e seções sólidas, como as retangulares, totalmente expostas ao incêndio, K_{sh} é tomado igual a 1,0.

Algumas expressões para o fator de massividade u/A_g para peças de aço sem revestimento contra fogo são dadas na Tabela 6.

O valor do fluxo de calor φ , em watts por metro quadrado, é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r$$

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$$

e,

$$\varphi_r = 6,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right]$$

Onde

φ_c - é o componente do fluxo de calor devido à convecção, expresso em watts por metro quadrado (W/m^2);

- φ_r - é o componente do fluxo de calor devido à radiação, expresso em watts por metro quadrado (W/m^2);
- α_c - é o coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos, como igual a $25 W/m^2 \text{ } ^\circ C$, no caso de exposição ao incêndio padrão, ou $35 W/m^2 \text{ } ^\circ C$, para incêndio natural (ver da ABNT NBR 14432:2000, 3.17);
- θ_g - é a temperatura dos gases, expressa em graus celsius ($^\circ C$);
- θ_a - é a temperatura na superfície do aço, expressa em graus celsius ($^\circ C$);
- ε_{res} - é a emissividade resultante, podendo ser tomada para efeitos práticos como igual a 0,7.

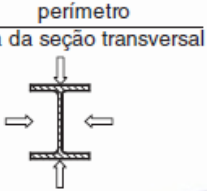
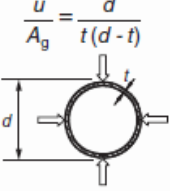
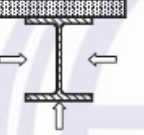
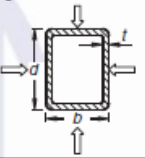
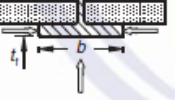
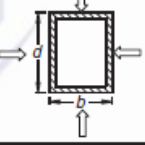
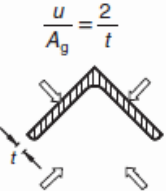
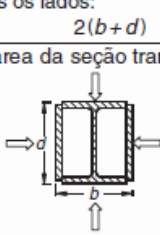
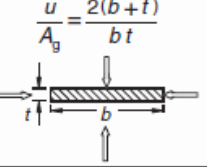
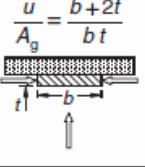
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção-caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I ou H exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção-caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2}{t}$ 	<p>Seção I ou H com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t}{bt}$ 

Tabela 6: Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem material de revestimento.

6.8.1.2. Elementos Estruturais Envolvidos por Material de Revestimento Contra Fogo

Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura, de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contra fogo, pode ser determinada pelos cálculos apresentados a seguir, ou por ensaios, observando-se que, não pode ser aplicado quando o material de revestimento contra fogo é uma tinta intumescente ou algum material que apresente comportamento similar ao dessas tintas em situação de incêndio.

A elevação de temperatura, 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, pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m(u_m/A_g)(\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{t_m c_a \rho_a} \frac{1}{1 + (\xi/4)} - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{(4/\xi) + 1}, \text{ mas } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \text{ se } \Delta\theta_{g,t} > 0$$

Com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (U_m/A_g)$$

Onde:

u_m/A_g - é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo, expresso em metros a menos um 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 expresso em metros (m);

c_m - é o calor específico do material de revestimento contra fogo, especificados por ensaios, e expresso em joules por quilograma e por grau Celsius (J/kg/ °C);

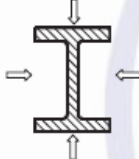
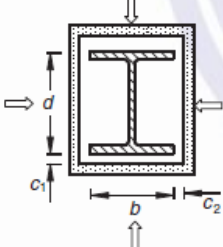
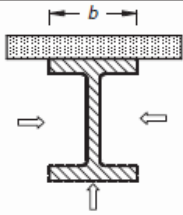
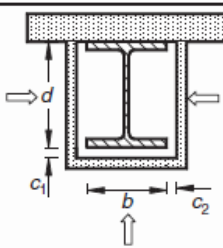
t_m - é a espessura do material de revestimento contra fogo, expressa em metros (m);

$\theta_{a,t}$ - é a temperatura do aço no tempo t, expressa em graus Celsius (°C);

$\theta_{g,t}$ - é a temperatura dos gases no tempo t, expressa em graus Celsius (°C);

- λ_m - é a condutividade térmica do material de revestimento contra fogo, especificadas por ensaios, expressa em watts por metro e por grau Celsius ($Wm/^\circ C$);
- ρ_m - é a massa específica do material de revestimento contra fogo, especificadas por ensaios, expressa em quilogramas por metro cúbico (kg/m^3);
- Δt - é o intervalo de tempo, expresso em segundos (s), e que, não pode ser tomado como maior que 30 s.

Algumas expressões para determinação de valores de cálculo do fator de massividade u_m/A_g para elementos estruturais de aço envolvidos por material de revestimento contra fogo são dadas na Tabela 7. Nessa Tabela, o material de revestimento contra fogo pode contornar o perímetro da seção transversal do elemento (revestimento tipo contorno) ou envolver como caixa a seção transversal do elemento (revestimento tipo caixa).

SITUAÇÃO	Descrição	Fator de massividade (u_m/A_g)
	Seção com revestimento tipo contorno, de espessura uniforme, exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^{a)} , de espessura uniforme, exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo contorno de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^{a)} de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d+b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

^a Válido apenas para c_1 e c_2 inferiores ou iguais a $d/4$.

Tabela 7: Fator de massividade para alguns elementos estruturais com material de revestimento

Para materiais de revestimento contra fogo que apresentem umidade, o cálculo da elevação da temperatura do aço pode ser modificado para levar em conta um retardo no aumento da temperatura do aço. Esse retardamento deve ser determinado por meio de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro.

6.8.2. Elementos Estruturais Pertencentes a Estruturas Externas

A elevação da temperatura na estrutura externa pode ser determinada usando os métodos fornecidos no Eurocode 3 Parte 1-2. As máximas temperaturas nas regiões internas do edifício próximas à estrutura externa, as dimensões e as temperaturas das chamas que emanam dessas regiões e os fluxos de calor devidos à radiação e à convecção podem ser obtidas do Eurocode 1, Parte 1-2.

A elevação da temperatura nas estruturas externas pode também ser determinada, conservadoramente, usando-se o procedimento indicado em 6.8.1.

6.8.3. Elementos Estruturais Pertencentes a Elementos de Compartimentação

A elevação da temperatura em elementos estruturais pertencentes a elementos de compartimentação deve ser determinada por análise térmica adequada, conforme apresentada os métodos avançados de dimensionamento:

- ✓ o desenvolvimento e a distribuição de temperatura nas peças estruturais (análise térmica);
- ✓ o comportamento mecânico da estrutura ou de alguma de suas partes (análise estrutural).

6.8.4. Ligações

Caso não se faça uma análise térmica mais precisa, a temperatura de uma ligação pode ser considerada, conservadoramente, igual à maior temperatura entre aquelas dos elementos estruturais conectados. Alternativamente, pode ser empregado o método simplificado de definição da temperatura nos componentes da ligação previsto pelo Eurocode 3, Parte 1-2.

7. ESTUDO PRÁTICO – ANÁLISE COMPUTACIONAL

7.1. Apresentação do Edifício Comercial

A edificação escolhida para servir como estudo prático do presente trabalho é um edifício comercial de dois pavimentos destinado a escritórios, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura. Prédio possui vão livre de 12 metros, comprimento de 42 metros, sendo a distância entre pórticos de 7 metros, e o pé direito de 6,5 metros.

Existe alvenaria em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e os eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior. Nas Fachadas transversais (eixo 1 e 7), existem vidros estanques ao vento.

O piso do segundo pavimento é composto por uma laje maciça de concreto armado com 10 cm de espessura, armada apenas na direção do menor lado de cada painel (a relação entre os lados dos painéis supera a 2).

Existem forros falsos nos tetos do primeiro e do segundo pavimento e possuem aberturas que permitem a passagem de vento. Na cobertura são utilizadas telhas trapezoidais de aço galvanizadas e pintadas.

Os pórticos são todos iguais e possuem pilares engastados na base na sua direção e rotulados na direção longitudinal. A viga do piso do segundo pavimento está ligada rigidamente a esses pilares. As vigas secundárias estão ligadas aos pilares e a viga primária por meio de ligações rotuladas, assim como as ligações da treliça da cobertura. A laje de concreto do piso do 2º pavimento e a cobertura, pelo fato de possuir contraventamentos também no sentido longitudinal do edifício, comportam-se como diafragmas.

As imagens apresentadas na sequência exemplificam as medidas externas do edifício, assim como, toda a tipologia da estrutura das ligações utilizadas no projeto.

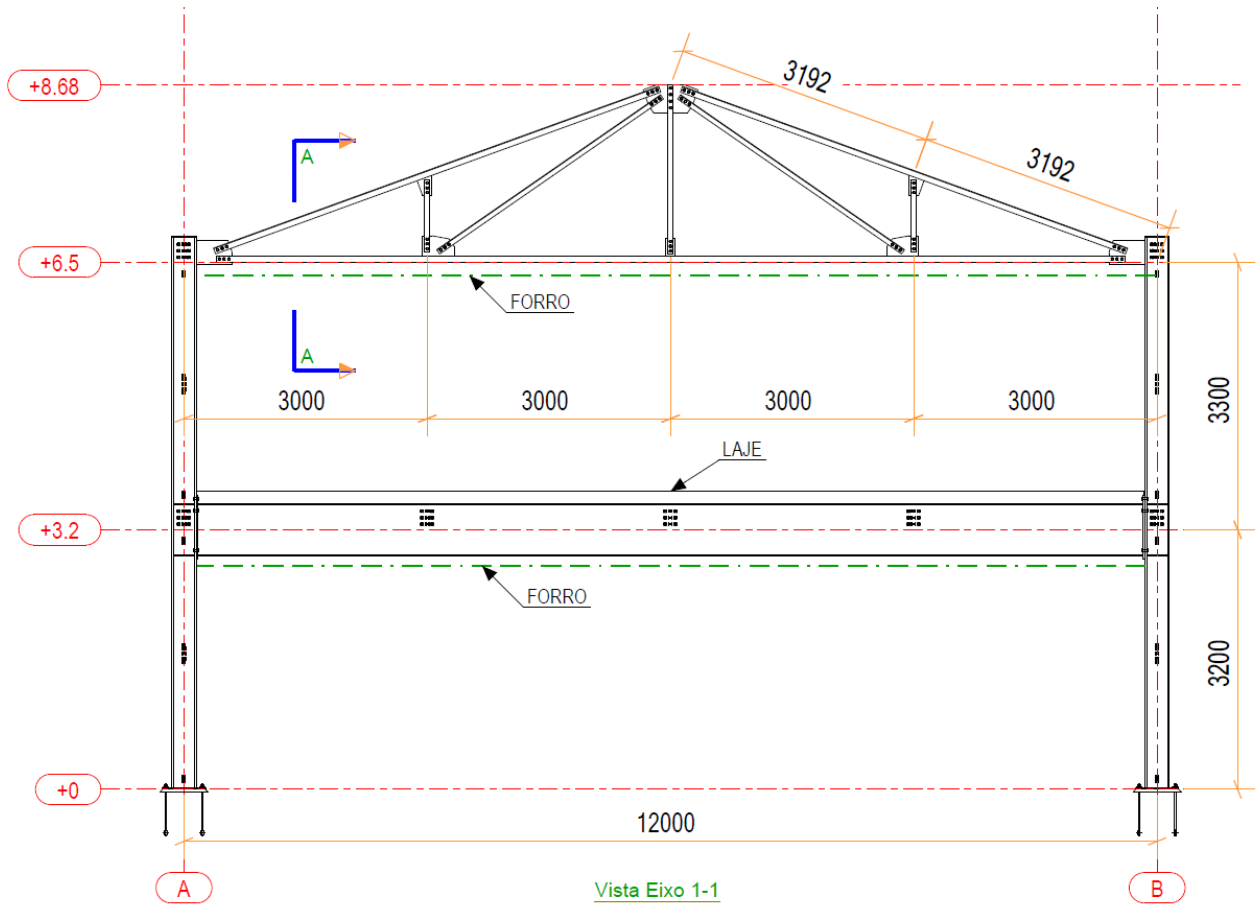


Figura 12: Vista do Eixo 1-1 do Edifício Comercial

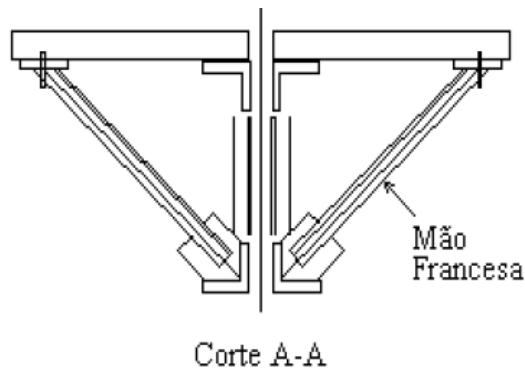


Figura 13: Corte A-A da Vista do Eixo 1-1

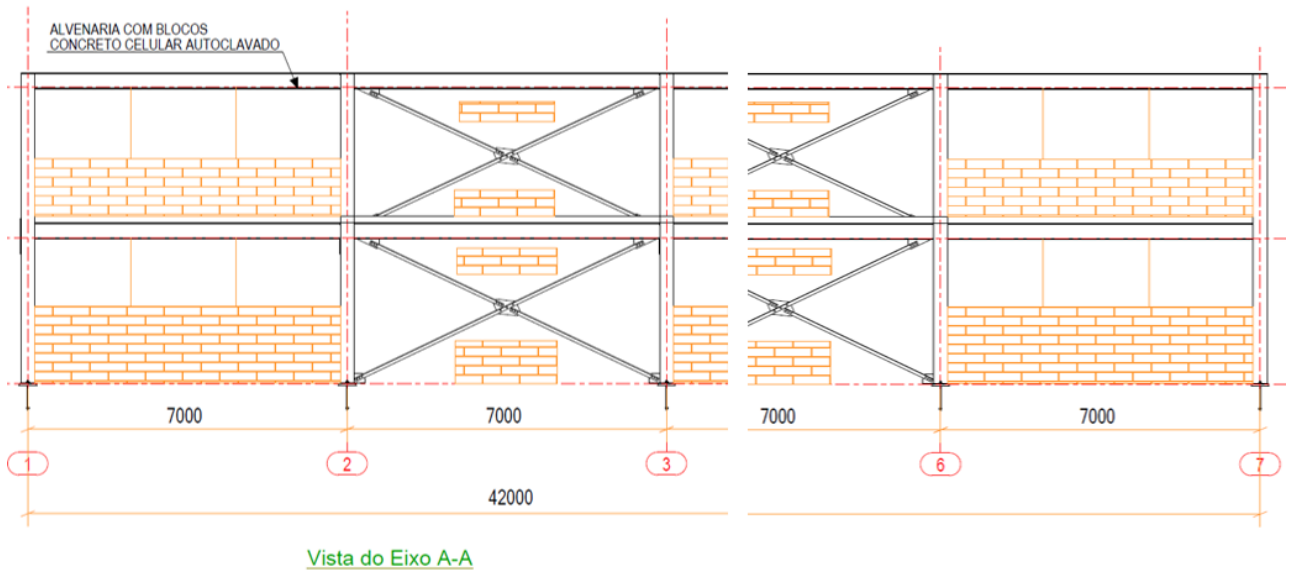


Figura 14: Vista do Eixo A-A

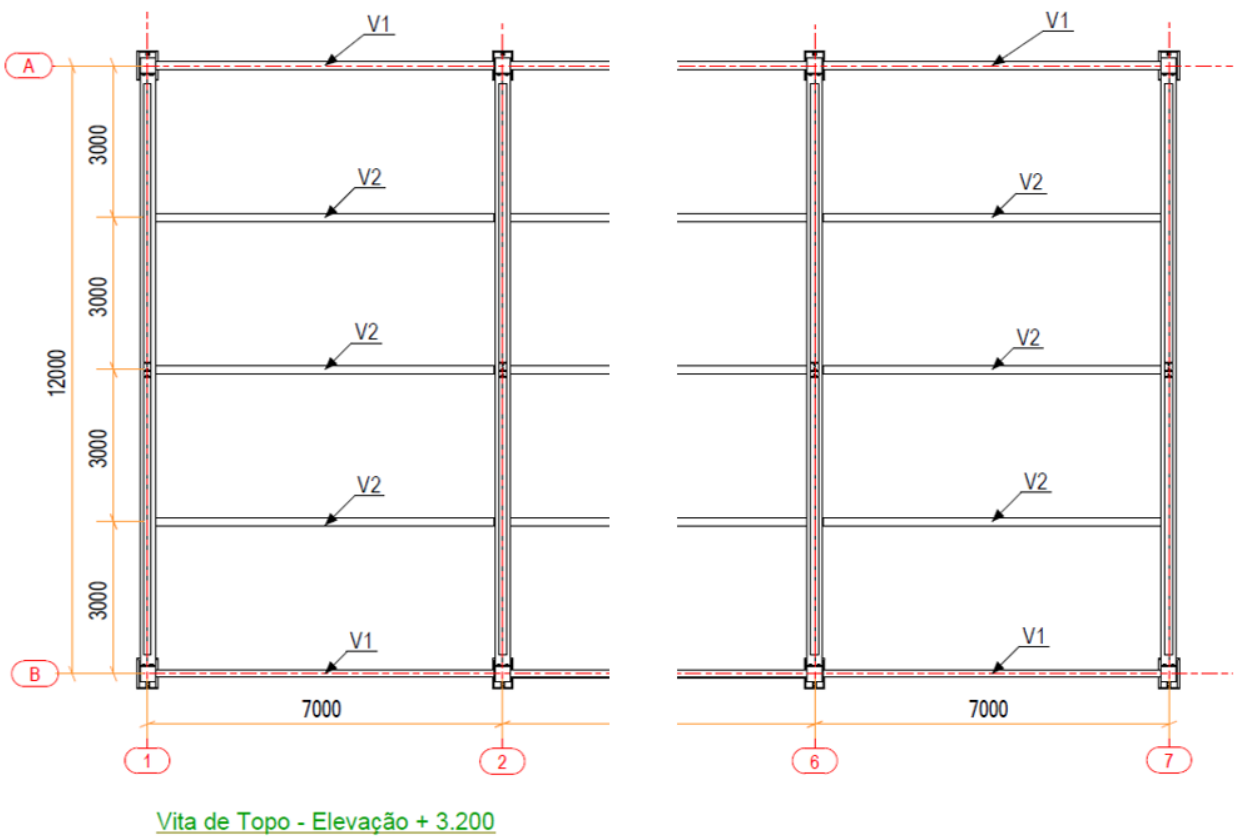


Figura 15: Vista de planta da elevação + 3.200

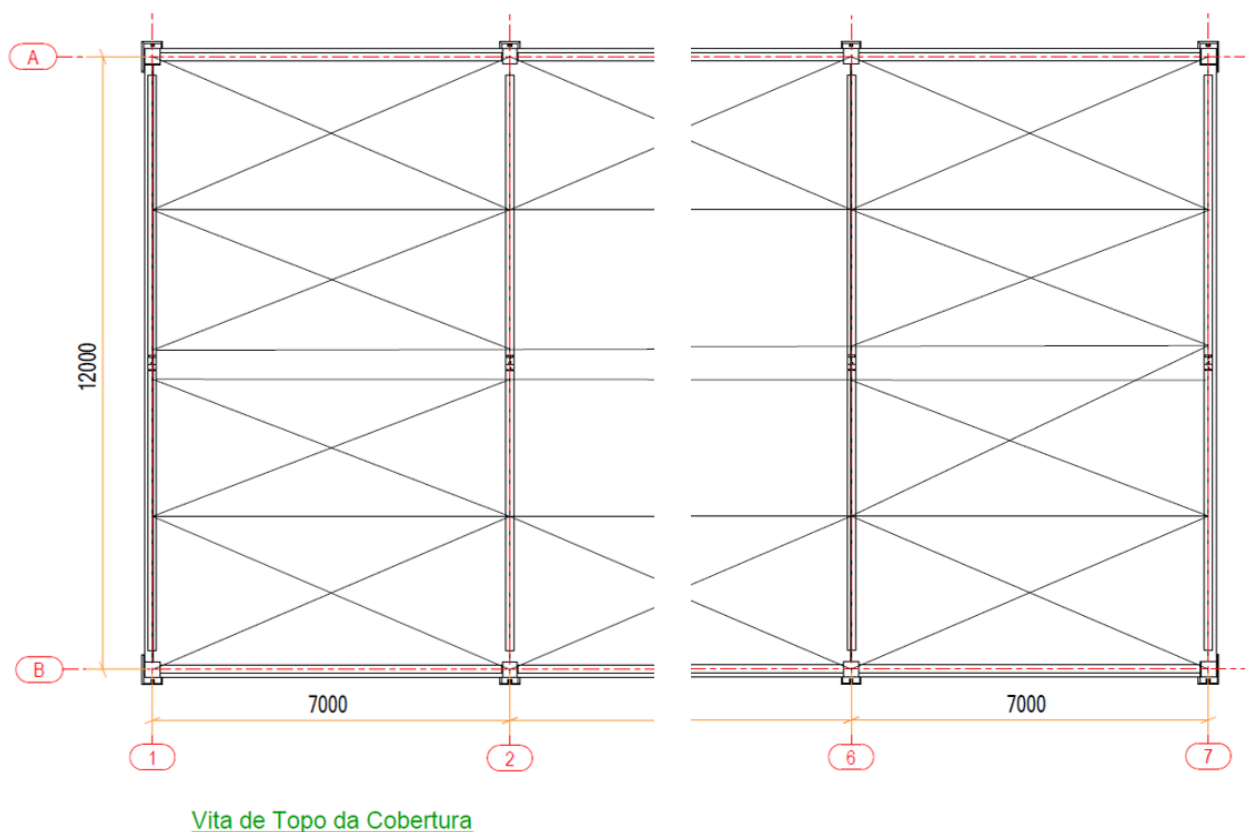


Figura 16: Vista de planta da cobertura.

7.2. Ações Atuante na Estrutura

Como opção simplificadora para as combinações, será usado as ações agrupadas, onde os coeficientes unificados, aplicáveis às ações permanentes e variáveis são tomados com o valor de $\gamma_g = 1,4$, para intensidade de todas as ações características atuando no piso ou na cobertura em consideração seja menor que 5KN/m^2 .

Para determinação da ação permanente que atua no edifício, sabe-se que:

- ✓ alvenaria com peso total (incluindo acabamento) de 2 KN/m^2 , em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior que pesam $0,2\text{ KN/m}^2$;
- ✓ vidro estanques ao vento que pesam $0,4\text{ KN/m}^2$, nas fachadas transversais (eixo 1 e 7);
- ✓ laje de concreto com 10 cm de espessura no piso do segundo pavimento;
- ✓ forros falsos nos tetos do primeiro e segundo pavimento que pesam $0,2\text{ KN/m}^2$;
- ✓ revestimento do piso do segundo pavimento pesa $0,5\text{ KN/m}^2$;
- ✓ telhas trapezoidais de aço galvanizadas e pintadas pesam $0,07\text{ KN/m}^2$;

- ✓ peso estimado da estrutura metálica na cobertura é de $0,17 \text{ KN/m}^2$ e de $0,37 \text{ KN/m}^2$ no piso do segundo pavimento;
- ✓ peso estimado dos perfis dos pilares é de $1,15 \text{ KN/m}$.

Com relação a sobrecarga sabe-se que:

- ✓ De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, é de $2,5 \text{ KN/m}^2$ no piso do segundo pavimento, e de acordo com ABNT NBR 8800:2008, de $0,25 \text{ KN/m}^2$ no telhado;
- ✓ Deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de 1 KN/m^2 , devido à colocação de paredes divisórias móveis no interior da edificação.

Para determinação das forças devidas ao vento, sabe-se que:

- ✓ O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35 m/s ;
- ✓ O edifício não se encontra sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500 m ;
- ✓ Podem ser desconsideradas excentricidades das forças de vento, uma vez que o edifício não possui forma paralelepípedica (o telhado inclinado tem dimensões de tamanho significativos à altura das paredes);

7.3. Lançamento da Estrutura

A modelagem do edifício comercial, constituído por perfis de aço, foi elaborada no Software Cype 3D (licença comercial). A utilização deste Software, permitiu a obtenção dos esforços solicitantes de cálculo e os deslocamentos da estrutura para as hipóteses de carregamentos analisadas, levando em conta os efeitos de segunda ordem. As figuras 17 e 18 ilustra o lançamento da estrutura.

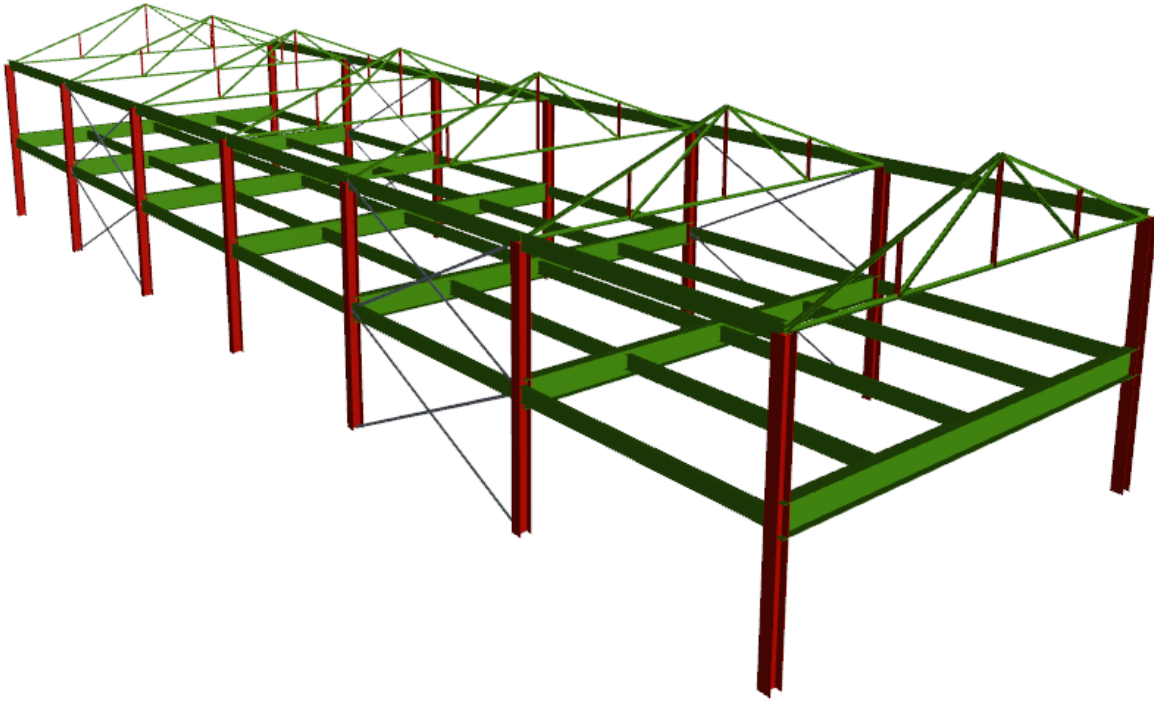


Figura 17: Modelo 3D do edifício comercial

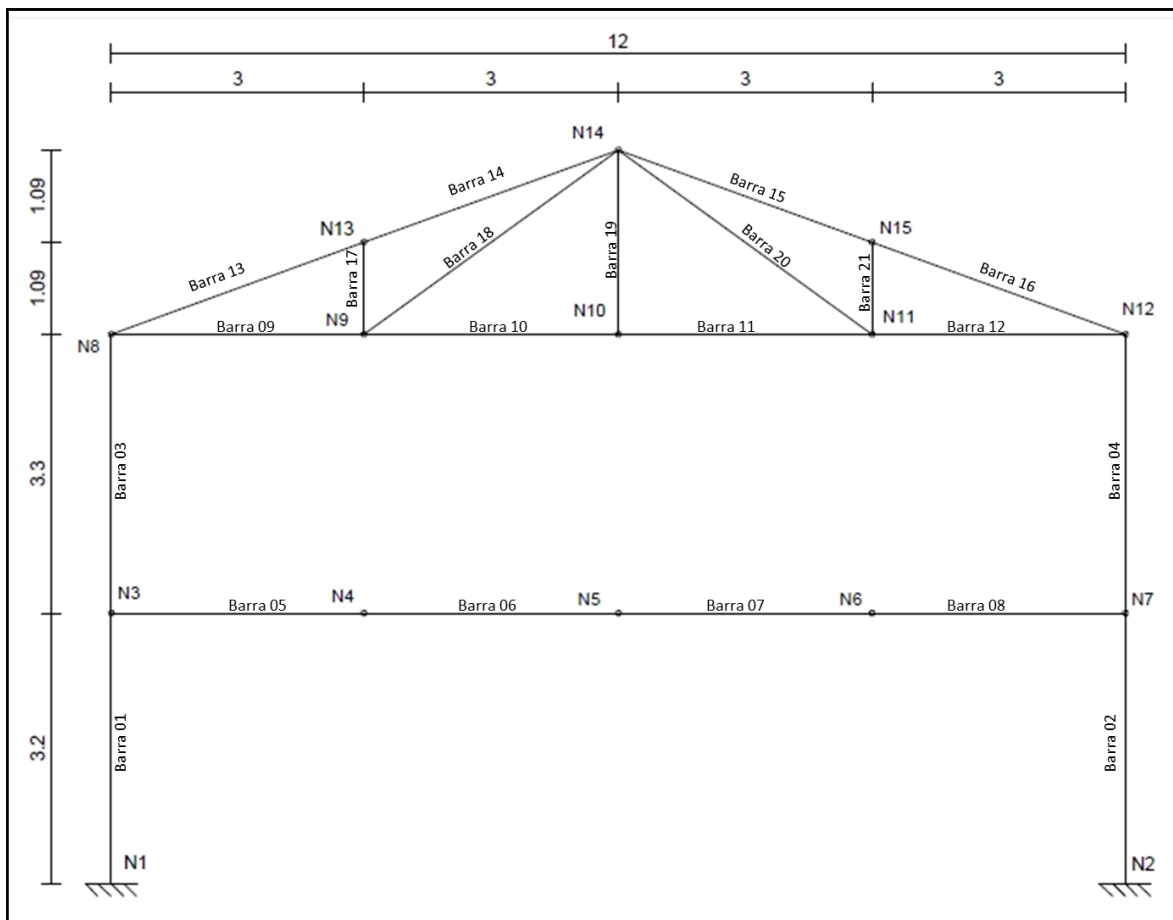


Figura 18: Dimensões e descrição dos nós dos pórticos

ELEMENTO	DESCRIÇÃO	PERFIL	MATERIAL
1	Pilares	W310X97	ASTM A572-G50
2			
3			
4			
5	Viga do Pórtico	VS650x98	ASTM A36
6			
7			
8			
9	Banzo Inferior	2L 3"x3/16" (T)	ASTM A36
10			
11			
12			
13	Banzo Superior	2L 3"x3/16" (T)	ASTM A36
14			
15			
16			
17	Montante	2L 2.1/2 "x 3/16" (T)	ASTM A36
18	Diagonal		
19	Montante		
20	Diagonal		
21	Montante		
V2	Viga do Piso	W360X51	ASTM A572-50
C1	Contravento Vert.	L 3" X 3/16"	ASTM A36

Tabela 8: Descrição da seção e material dos perfis

7.4. Cargas Permanentes

✓ no piso do 2º pavimento

→ Estrutura (vigamento metálico) = 0,37 kN/m²

→ Forro = 0,20 kN/m²

→ Laje: $0,1 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

→ Revestimento da Laje = $0,50 \text{ kN/m}^2$

→ Total = $3,57 \text{ kN/m}^2$

✓ Paredes e janelas sobre V1:

→ Entre os eixos 2-3 e 5-6 (peso da alvenaria * altura do 2º pavimento) = $2 * 3,3 = 6,6 \text{ kN/m}$.

Entre os demais eixos (peso da alvenaria * (altura do 2º pavimento/2)) + (peso da janela * (altura do 2º pavimento/2)) = $(2 * 3,3/2) + (0,2 * 3,3/2) = 3,63 \text{ kN/m}$

✓ Na Cobertura

→ Telhas = $0,07 \text{ kN/m}^2$

→ Estrutura (Tesoura treliçada, terças e mãos francesas) = $0,17 \text{ kN/m}^2$

→ Forro = $0,20 \text{ kN/m}^2$

→ Total = $0,44 \text{ kN/m}^2$

7.4.1. Cargas Permanentes Atuantes nos Pórticos Internos

→ Nós 8 e 12 (cobertura + pilar):

$P8 \text{ e } P12 = (\text{peso cobertura} * \text{área de atuação}) + (\text{peso pilar} + \text{comprimento pilar})$

$P8 \text{ e } P12 = (0,44 * 1,5 * 7) + (1,15 * 3,3)$

$P8 \text{ e } P12 = 8,42 \text{ kN}$

→ Nós 9, 10 e 11 (forro da cobertura):

$P9, P10 \text{ e } P11 = (\text{peso do forro}) * (\text{área de atuação})$

$P9, P10 \text{ e } P11 = (0,2) * (7 * 3)$

$P9, P10 \text{ e } P11 = 4,2 \text{ kN}$

→ Nós 13,14 e 15 (estrutura da cobertura + telhas):

$P13, P14 \text{ e } P15 = (\text{estrutura da cobertura} + \text{telhas}) * (\text{área de atuação})$

$$P13, P14 \text{ e } P15 = (0,17 + 0,07) * (3 * 7)$$

$$P13, P14 \text{ e } P15 = 5,04 \text{ kN}$$

→ Nós 3 e 7 (reações das vigas V1 + pilar):

Para essa carga, vai existir variação das forças nos pilares, devido ao fechamento lateral do prédio, hora com 100% de alvenaria e hora parcial com janelas de vidro.

Eixos 2,3,5 e 6:

$$P3 \text{ e } P7 = [(\text{total de carga no 2º piso}) * (\text{área de atuação})]$$

$$+ [(\text{peso do pilar}) * (\text{comprimento pilar})]$$

$$+ \left[(\text{paredes e janelas sobre V1}) * \frac{\text{vão}}{2} \right]$$

$$P3 \text{ e } P7 = [(3,57) * (1,5 * 7)] + [(1,15) * (3,2)] + \left[(6,6 + 3,63) * \frac{7}{2} \right]$$

$$P3 \text{ e } P7 = 76,97 \text{ kN}$$

Eixo 4:

$$P3 \text{ e } P7 = [(\text{total de carga no 2º piso}) * (\text{área de atuação})]$$

$$+ [(\text{peso do pilar}) * (\text{comprimento pilar})]$$

$$+ [(\text{paredes e janelas sobre V1}) * \text{Vão}]$$

$$P3 \text{ e } P7 = [(3,57) * (1,5 * 7)] + [(1,15) * (3,2)] + (3,63 * 7)$$

$$P3 \text{ e } P7 = 66,58 \text{ kN}$$

→ Nós 4,5 e 6 (reação da viga V2):

$$P4, P5 \text{ e } P6 = (\text{carga total 2º pavimento}) * (\text{área de atuação})$$

$$P4, P5 \text{ e } P6 = (3,57) * (7 * 3)$$

$$P4, P5 \text{ e } P6 = 74,97 \text{ kN}$$

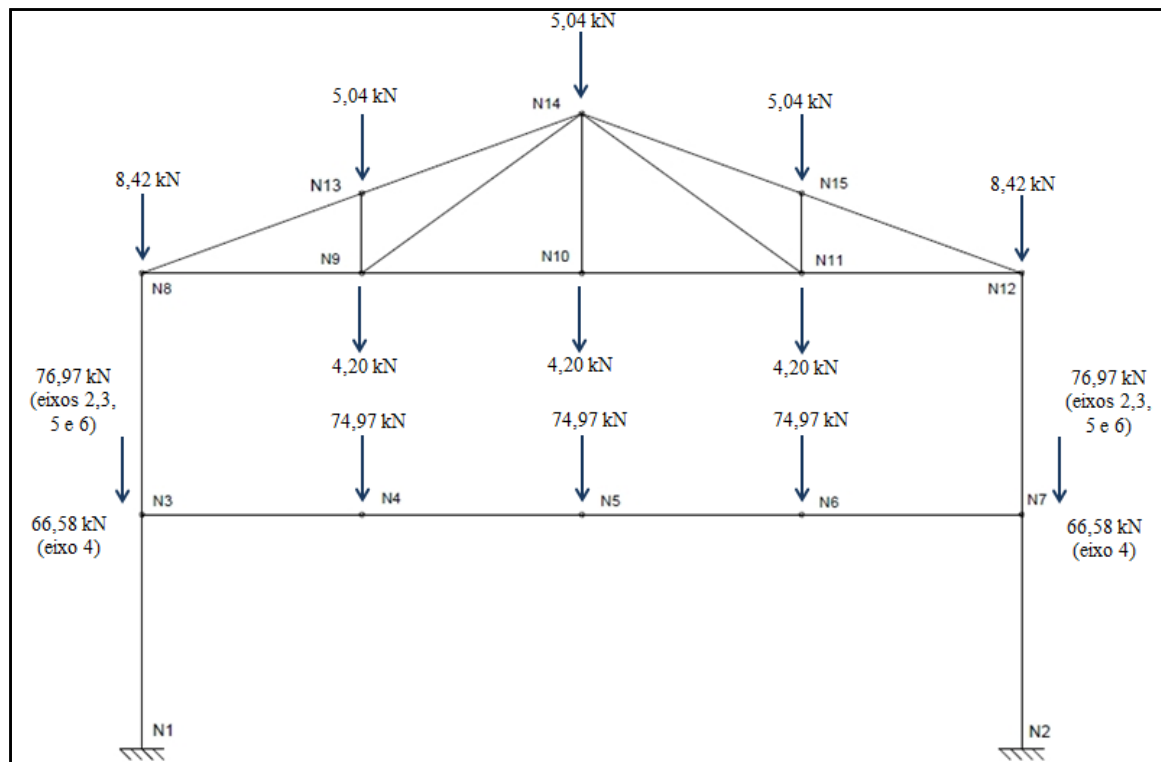


Figura 19: Disposição das Cargas Permanentes nos Pórticos Internos.

7.4.2. Cargas Permanentes Atuantes nos Pórticos Externos

→ Nós 8 e 12 (cobertura + pilar):

$$P8 \text{ e } P12 = (\text{peso cobertura} * \text{área de atuação}) + (\text{peso pilar} + \text{comprimento pilar})$$

$$P8 \text{ e } P12 = (0,44 * 1,5 * 3,5) + (1,15 * 3,3)$$

$$P8 \text{ e } P12 = 6,1 \text{ kN}$$

→ Nós 9, 10 e 11 (forro da cobertura):

$$P9, P10 \text{ e } P11 = (\text{peso do forro}) * (\text{área de atuação})$$

$$P9, P10 \text{ e } P11 = (0,2) * (3,5 * 3)$$

$$P9, P10 \text{ e } P11 = 2,1 \text{ kN}$$

→ Nós 13,14 e 15 (estrutura da cobertura + telhas):

$$P13, P14 \text{ e } P15 = (\text{estrutura da cobertura + telhas}) * (\text{área de atuação})$$

$$P13, P14 \text{ e } P15 = (0,17 + 0,07) * (3 * 3,5)$$

$$P13, P14 \text{ e } P15 = 2,52 \text{ kN}$$

→ Nós 3 e 7 (reações das vigas V1 + pilar):

Eixos 1 e 7:

$$P3 \text{ e } P7 = [(\text{total de carga no 2º piso}) * (\text{área de atuação})] + [(\text{peso do pilar}) * (\text{comprimento pilar})] + [(\text{paredes e janelas sobre V1}) * \text{Vão}] + [(\text{janelas sobre V2}) * \text{Vão}]$$

$$P3 \text{ e } P7 = [(3,57) * (1,5 * 3,5)] + [(1,15) * (3,2)] + (3,63 * 3,5) + (0,4 * 1,5 * 3,3)$$

$$P3 \text{ e } P7 = 37,1 \text{ kN}$$

→ Nós 4,5 e 6 (reação da viga V2):

$$P4, P5 \text{ e } P6 = (\text{carga total 2º pavimento}) * (\text{área de atuação}) + (\text{janela sobre V2} * \text{área de atuação})$$

$$P4, P5 \text{ e } P6 = [(3,57) * (3,5 * 3)] + (0,4 * 3 * 3,3)$$

$$P4, P5 \text{ e } P6 = 41,44 \text{ kN}$$

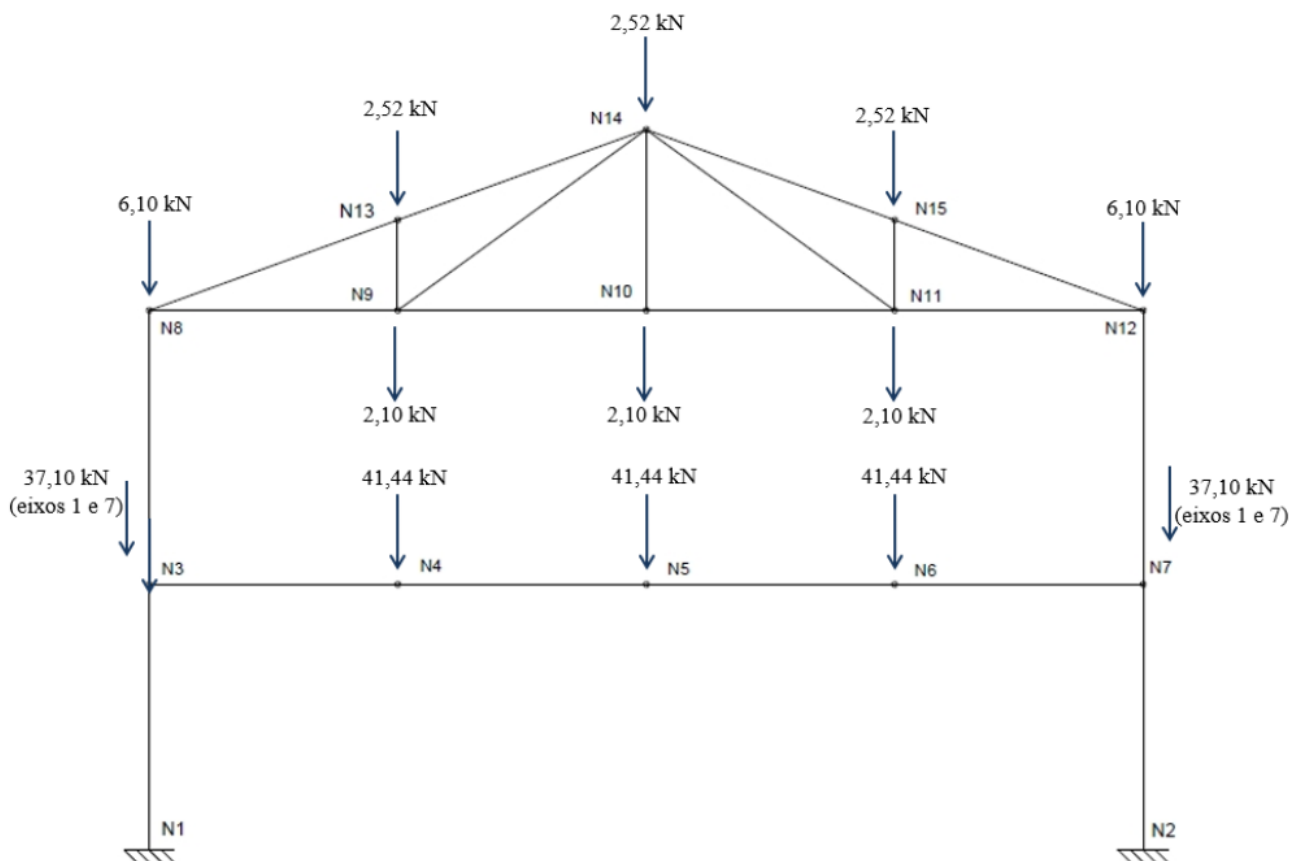


Figura 20: Disposição das cargas permanentes nos pórticos externos.

7.5. Sobrecarga

→ no piso do 2º pavimento

- ✓ De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, sobrecarga no piso do 2º pavimento é de 2,5 kN/m².
- ✓ Valor adicional devido às paredes divisórias moveis é de 1 kN/m².

→ na cobertura

- ✓ De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, sobrecarga na cobertura é de 0,25kN/m².

7.5.1. Sobrecargas Atuantes nos Pórticos Internos

→ Nós 3 e 7 (reação da viga V1):

$$SC3 \text{ e } SC7 = (\text{Sobrecarga 1} + \text{Sobrecarga 2}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC3 \text{ e } SC7 = (2,5 + 1) * (7 * 1,5)$$

$$SC3 \text{ e } SC7 = 36,75 \text{ kN}$$

→ Nós 4, 5 e 6 (reação da viga V2):

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = (\text{Sobrecarga 1} + \text{Sobrecarga 2}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = (2,5 + 1) * (7 * 3)$$

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = 73,5 \text{ kN}$$

→ Nós 8 e 12 (sobrecarga na cobertura):

$$SC8 \text{ e } SC12 = (\text{Sobrecarga}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC8 \text{ e } SC12 = (0,25) * (7 * 1,5)$$

$$SC8, SC12 = 2,63 \text{ kN}$$

→ Nós 13, 14 e 15 (sobrecarga na Cobertura):

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = (\text{Sobrecarga}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = (0,25) * (7 * 3)$$

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = 5,25 \text{ kN}$$

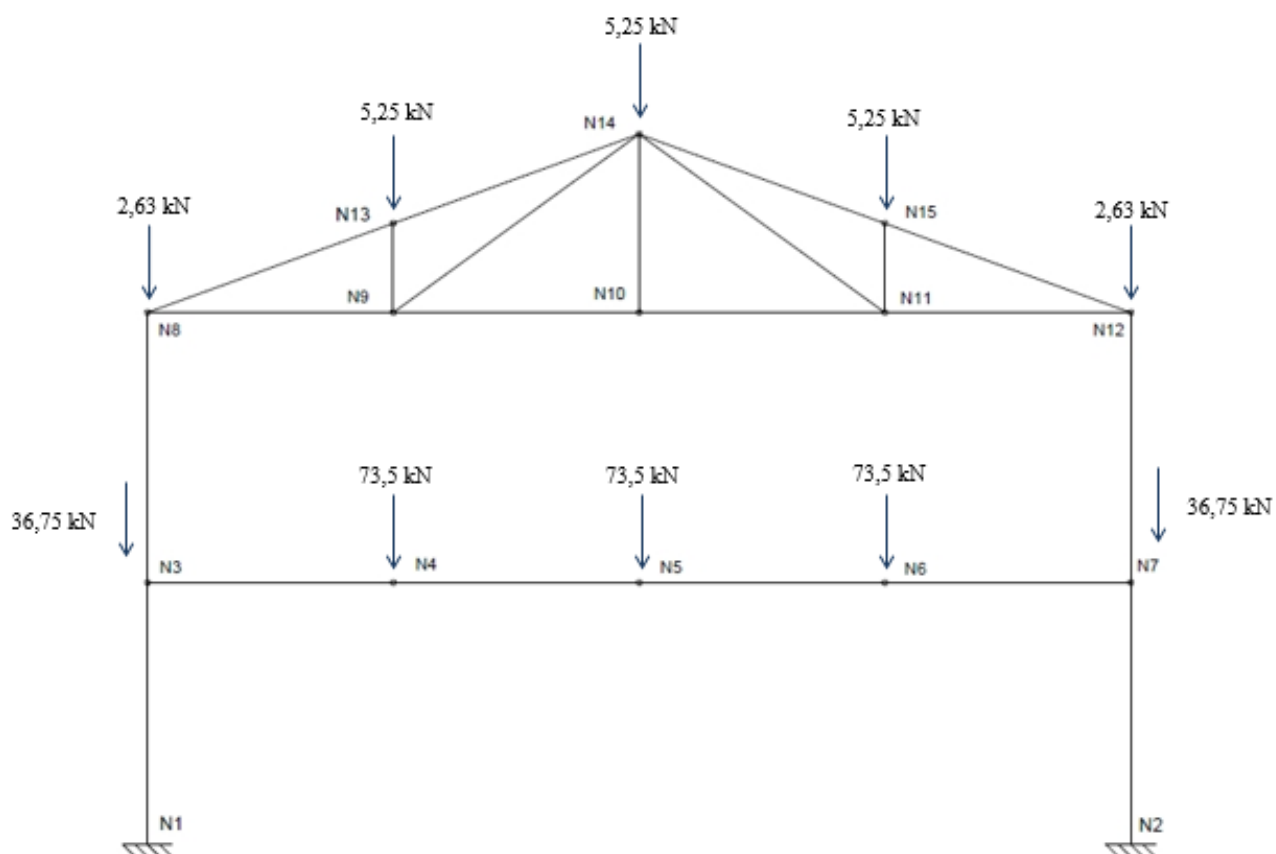


Figura 21: Disposição da Sobrecarga nos Pórticos Internos.

7.5.2. Sobrecargas Atuantes nos Pórticos Externos

→ Nós 3 e 7 (reação da viga V1):

$$SC3 \text{ e } SC7 = (\text{Sobrecarga 1} + \text{Sobrecarga 2}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC3 \text{ e } SC7 = (2,5 + 1) * (3,5 * 1,5)$$

$$SC3 \text{ e } SC7 = 18,375 \text{ kN}$$

→ Nós 4, 5 e 6 (reação da viga V2):

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = (\text{Sobrecarga 1} + \text{Sobrecarga 2}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = (2,5 + 1) * (3,5 * 3)$$

$$SC4, SC5 \text{ e } SC6 = 36,75 \text{ kN}$$

→ Nós 8 e 12 (sobrecarga na cobertura):

$$SC8 \text{ e } SC12 = (\text{Sobrecarga}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC8 \text{ e } SC12 = (0,25) * (3,5 * 1,5)$$

$$SC3, SC7 = 1,31 \text{ kN}$$

→ Nós 13, 14 e 15 (sobrecarga na Cobertura):

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = (\text{Sobrecarga}) * (\text{área de atuação})$$

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = (0,25) * (3,5 * 3)$$

$$SC13, SC14 \text{ e } SC15 = 2,63 \text{ kN}$$

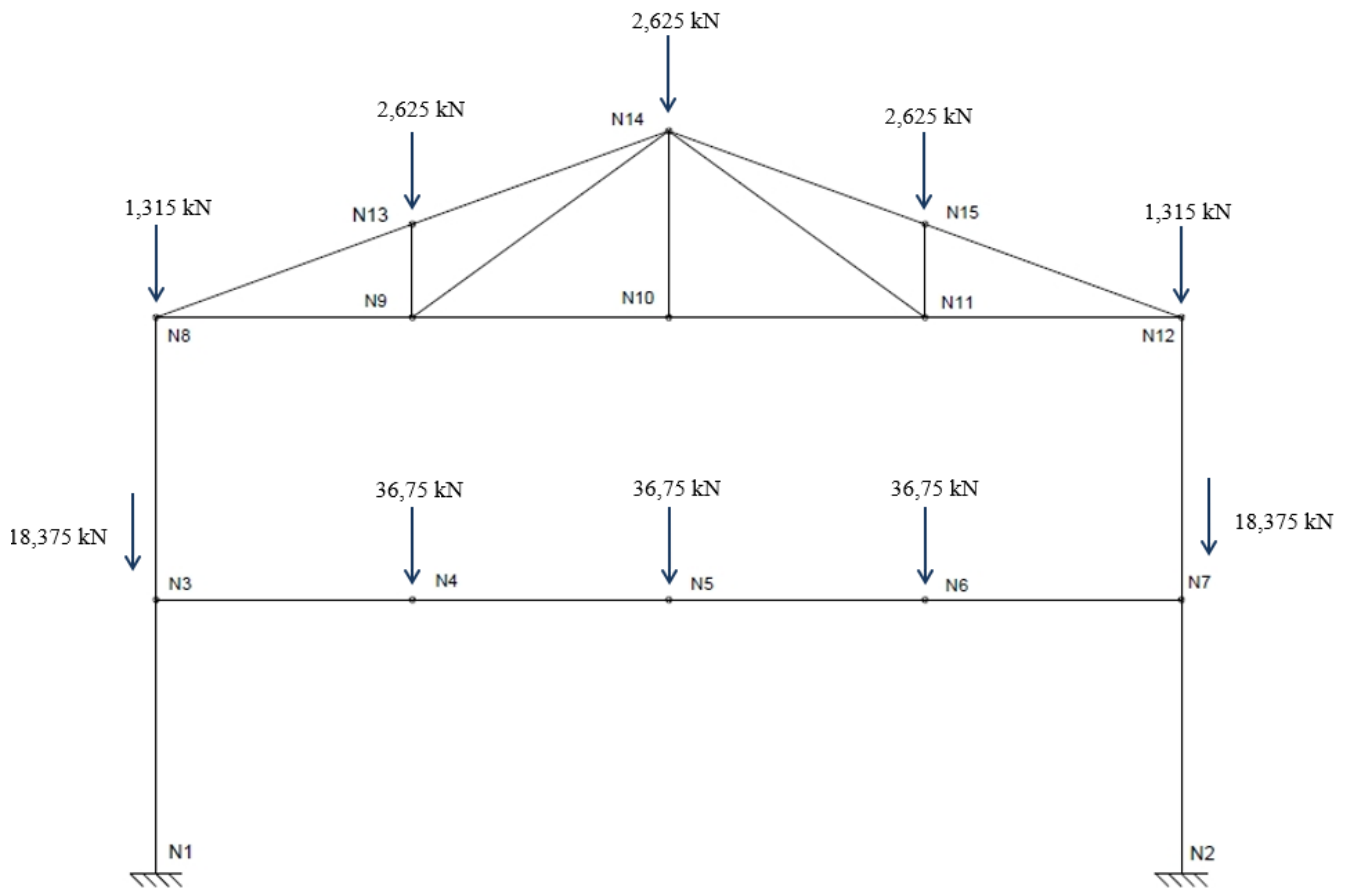


Figura 22: Disposição das Sobrecargas nos Pórticos Externos.

7.6. Cargas Devidas ao Vento Transversal

A seguir é apresentado o cálculo da incidência do vento transversal conforme determina norma ABNT NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.

→ Velocidade básica do vento (V_0)

$$V_0 = 35 \text{ m/s}$$

→ Fator Topográfico (S_1)

Terreno Plano

$$S_1 = 1,0$$

→ Fator de Rugosidade (S_2)

Categoria IV

Classe B

$$S_2 = 0,76, \text{ para altura até } 5 \text{ m.}$$

$$S_2 = 0,83, \text{ para altura } 5 \text{ m. até } 10 \text{ m.}$$

→ Fator Estatístico (S_3)

Grupo 2

$$S_3 = 1,0$$

→ Velocidade Característica (V_k)

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$$

$$V_k = 26,6 \text{ m/s} \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$V_k = 29,05 \text{ m/s} \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

→ Pressão Dinâmica (q)

$$q = \frac{0,613 \times V_k^2}{1000}$$

$$q = 0,43 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$q = 0,52 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

7.6.1. Vento Transversal Atuante nos Pórticos Internos

Como a laje do piso do 2º pavimento e a cobertura comportam-se como diafragmas, todos os pórticos, também por serem iguais, ficam submetidos às mesmas forças devidas ao vento (possuem os mesmos deslocamentos horizontais). Logo, em cada pórtico se tem uma pressão dinâmica distribuída na altura, simbolizada por q_p , igual a:

$$q_p = q \times \frac{\text{comprimento da edificação}}{\text{distância entre pórticos}}$$

$$q_p = 2,58 \text{ KN/m} \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$q_p = 3,12 \text{ KN/m} \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

Nas Tabelas 4 e 5 da norma ABNT NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações, obtém-se os coeficientes de forma externos, respectivamente, para paredes e telhados.

→ Paredes:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

$$2 < \frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 < 4$$

Para $\alpha = 90^\circ$, tem-se:

- parede a barlavento: $C_e = + 0,7$
- parede a sotavento: $C_e = - 0,6$

→ Telhado:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

Para $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 20^\circ$, tem-se:

- parte do Telhado a Barlavento: $C_e = - 0,7$
- parte do telhado a sotavento: $C_e = - 0,5$

Para obtenção do coeficiente de pressão interno, vai ser adotado as duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, de acordo com item 6.2.5 da ABNT NBR 6123, tem-se que: $C_{pi} + 0,2$

A seguir, são mostrados os coeficientes e as ações finas devidas ao vento nos pórticos internos, obtidas pelo produto $C \times q_p$ e com $C = C_e - C_{pi}$.

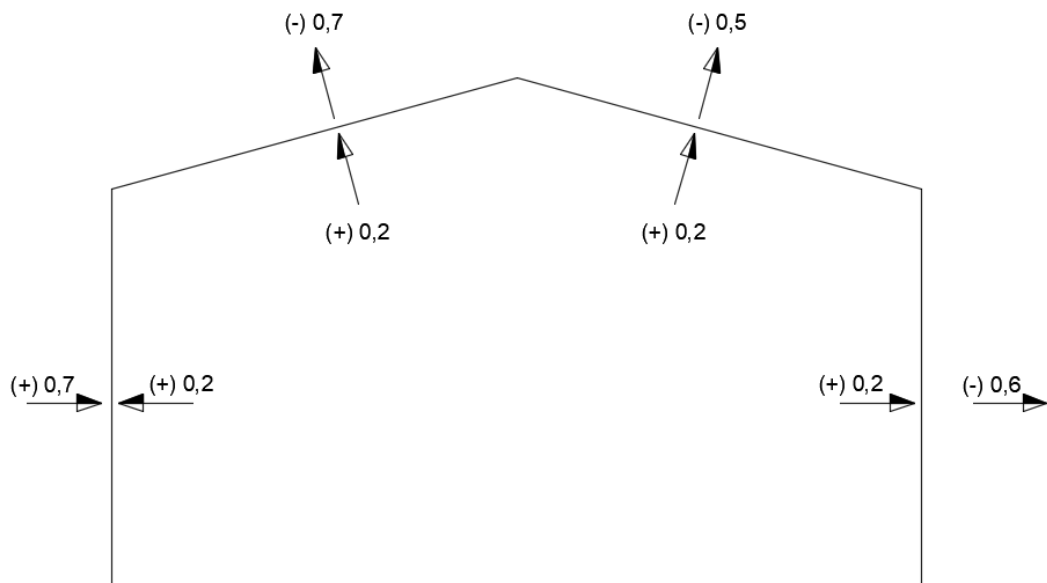


Figura 23: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos internos devido ao vento transversal.

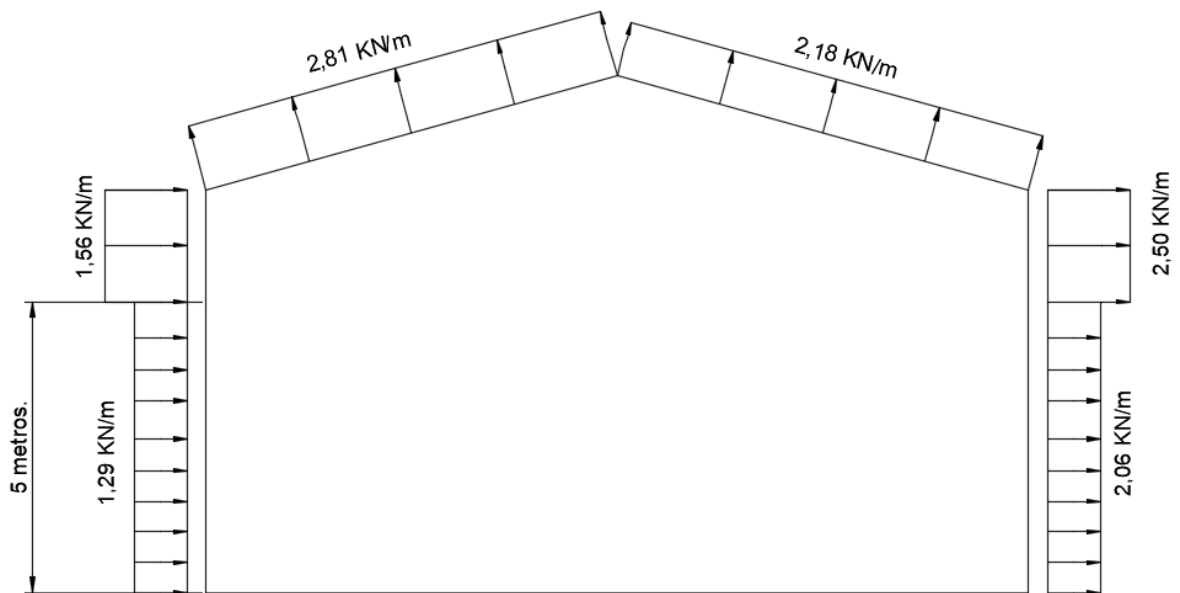


Figura 24: Forças finais nos pórticos internos devido vento ao transversal.

O vento considerado tem sentido da esquerda para direita nos pórticos, tomando-se as forças na cobertura aplicadas nos nós da treliça e decompondo-as nas direções vertical e horizontal, para facilitar a análise estrutural, obtém-se finalmente o carregamento mostrado a seguir:

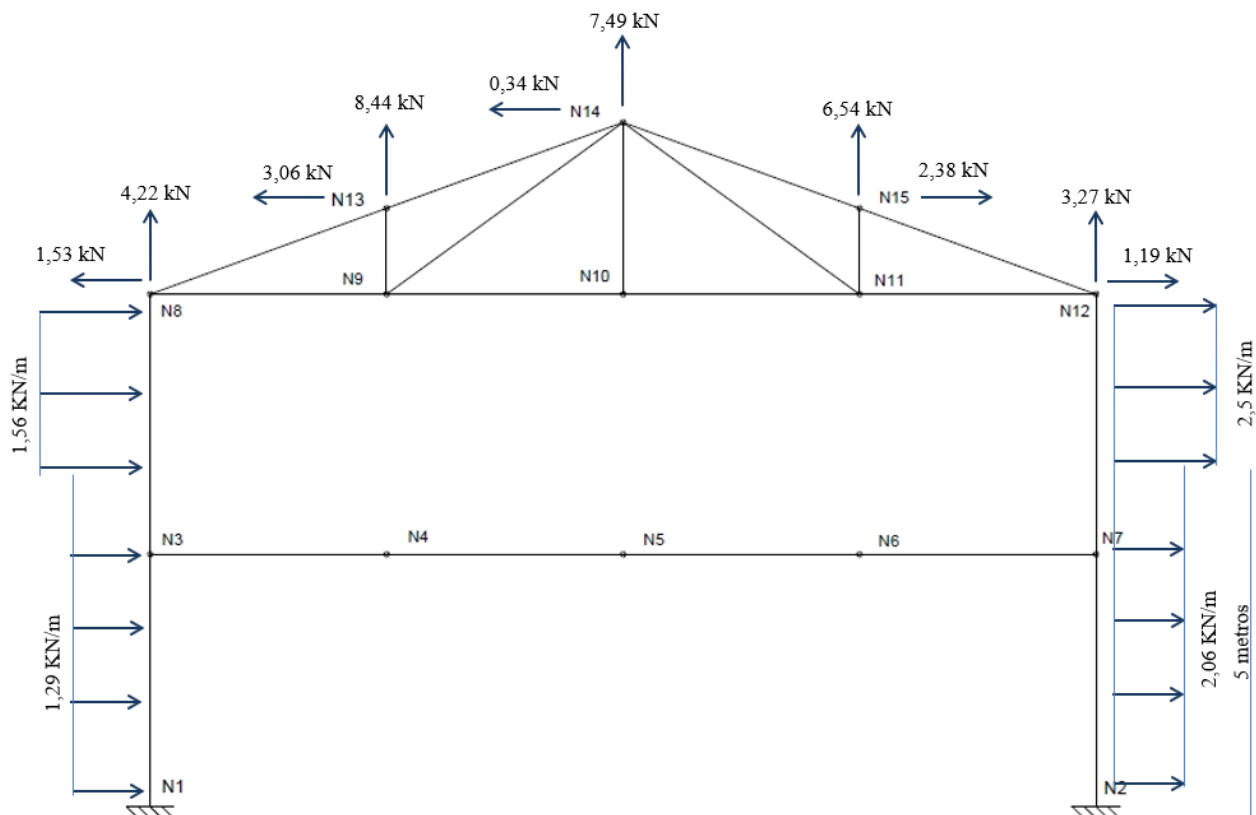


Figura 25: Vento da esquerda para direita nós Pórticos Internos.

Com o vento atuando da direita para esquerda nos pórticos transversais tem-se o mesmo carregamento com sentidos e lados invertidos.

7.6.2. Vento Transversal Atuante nos Pórticos Externos

A força devida ao vento transversal nos pórticos externos é idêntica às forças atuantes nos pórticos internos.

O vento transversal produz forças longitudinais nos pórticos externos, as mesmas devem ser absorvidas pelos contraventamentos de cobertura e vertical. Assim temos:

Nas Tabelas 4 da norma ABNT NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações, obtém-se os coeficientes de forma externos, respectivamente, para paredes.

→ Paredes:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

$$2 < \frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 < 4$$

Para $\alpha = 90^\circ$, tem-se:

- C_1 e $D_1 = - 0,9$
- C_2 e $D_2 = - 0,5$

Para obtenção do coeficiente de pressão interno, vai ser adotado as duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, de acordo com item 3.4.5, tem-se que: $C_{pi}: + 0,2$

A seguir, são mostrados os coeficientes e as ações finas devidas ao vento nos pórticos externos, obtidas pelo produto $C \times q_p$ e com $C = C_e - C_{pi}$.

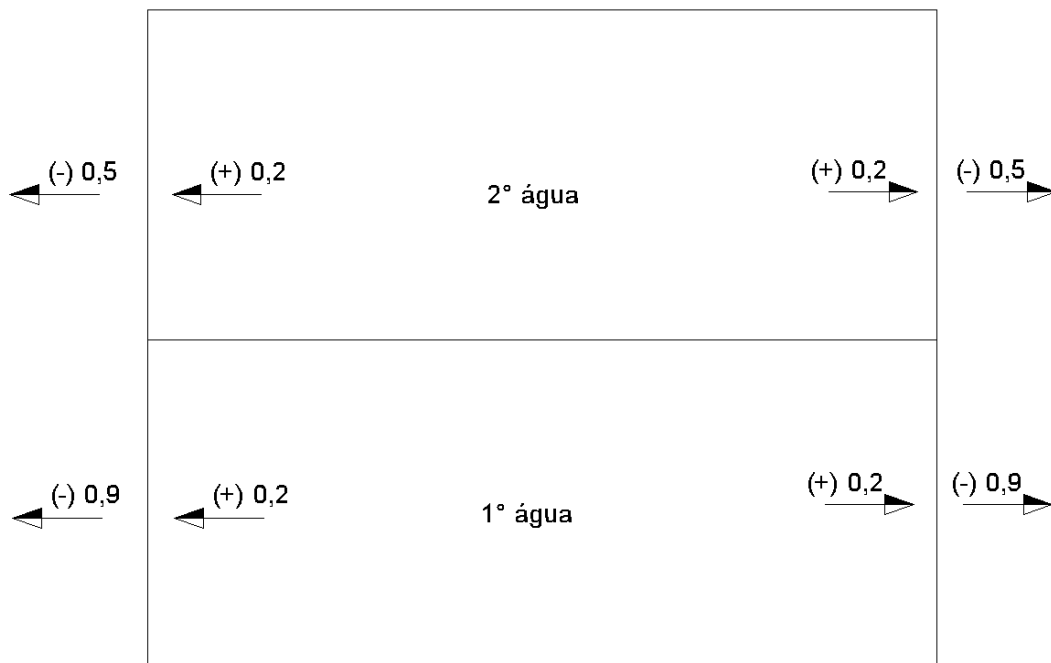


Figura 26: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos externos devido ao vento transversal

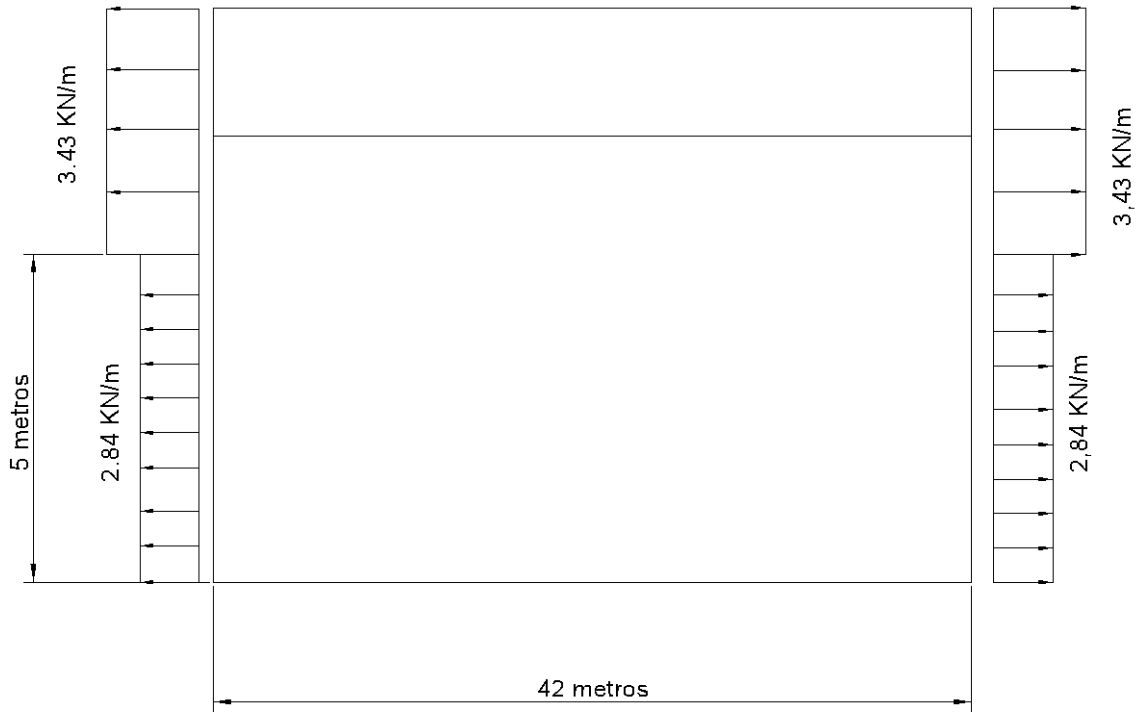


Figura 27:Forças finais nos pórticos externos devido vento ao transversal – pilar da 1º água.



Figura 28:Forças finais nos pórticos externos devido vento ao transversal – Pilar da 2ª água.

7.7. Cargas Devida ao Vento Longitudinal

→ Velocidade básica do vento V_0

$$V_0 = 35 \text{ m/s}$$

→ Fator Topográfico S_1

Terreno Plano

$$S_1 = 1,0$$

→ Fator de Rugosidade S_2

Categoria IV

Classe A

$$S_2 = 0,79, \text{ para altura até } 5 \text{ m.}$$

$$S_2 = 0,86, \text{ para altura } 5 \text{ m. até } 10 \text{ m.}$$

→ Fator Estatístico S_3

Grupo 2

$$S_3 = 1,0$$

→ Velocidade Característica (V_k)

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$$

$$V_k = 27,65 \text{ m/s} \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$V_k = 30,10 \text{ m/s} \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

→ Pressão Dinâmica (q)

$$q = \frac{0,613 \times V_k^2}{1000}$$

$$q = 0,47 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$q = 0,56 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

7.7.1. Vento Longitudinal Atuante nos Pórticos Internos

O vento longitudinal provoca sucção nas fachadas laterais e cobertura do edifício industrial ao longo de seu comprimento.

$$q_p = q \times \frac{\text{comprimento da edificação}}{\text{distância entre pórticos}}$$

$$q_p = 2,82 \text{ KN/m} \rightarrow \text{para altura } h \leq 5 \text{ metros}$$

$$q_p = 3,36 \text{ KN/m} \rightarrow \text{para altura } 5 \text{ metros} \leq h \leq 10 \text{ metros}$$

Nas Tabelas 4 e 5 da norma ABNT NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações, obtém-se os coeficientes de forma externos, respectivamente, para paredes e telhados.

→ Paredes:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

$$2 < \frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 < 4$$

Para $\alpha = 0^\circ$, tem-se:

- A1 e B1 = -0,9 (para a/4 = 10,5 m)
- A2 e B2 = -0,4 (10,5 m)
- A3 e B3 = -0,2 (para a/b = 3,5 = 21 m)

→ Telhado:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

Para $\alpha = 0^\circ$ e $\theta = 20^\circ$, tem-se:

- EG = -0,8 (para a/4 = 10,5 m)
- FH = -0,6 (10,5 m)
- IJ = -0,2 (para a/b = 3,5 = 21 m)

O coeficiente de pressão interno, agora com o vento incidindo perpendicularmente às fachadas impermeáveis, deve ser tomado como $C_{pi} = -0,3$ conforme item 6.2.5 da norma ABNT NBR 6123.

A seguir, são mostrados os coeficientes e as ações finais devidas ao vento nos pórticos internos, obtidas pelo produto $C \times q_p$ e com $C = C_e - C_{pi}$.

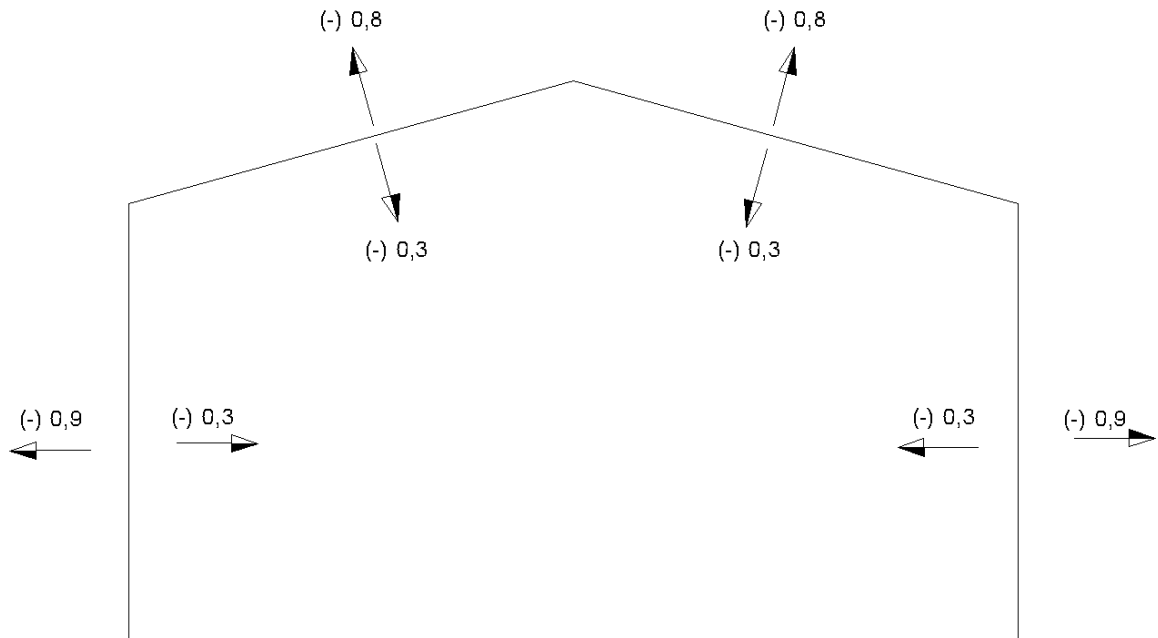


Figura 29: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A1 e B1

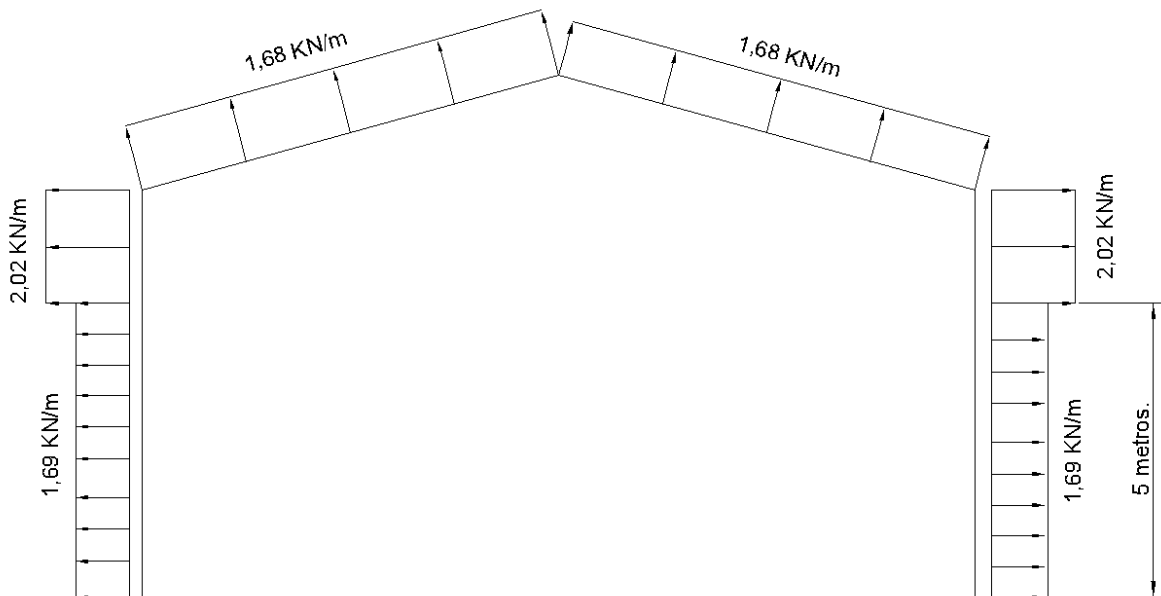


Figura 30: Forças finais nos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A1 e B1

O vento considerado tem sentido longitudinal gerando forças externas de sucção nos pórticos de dentro para fora, tomando-se as forças na cobertura aplicada nos nós da treliça e decompondo-as nas direções vertical e horizontal, para facilitar a análise estrutural, obtém-se finalmente o carregamento mostrado a seguir:

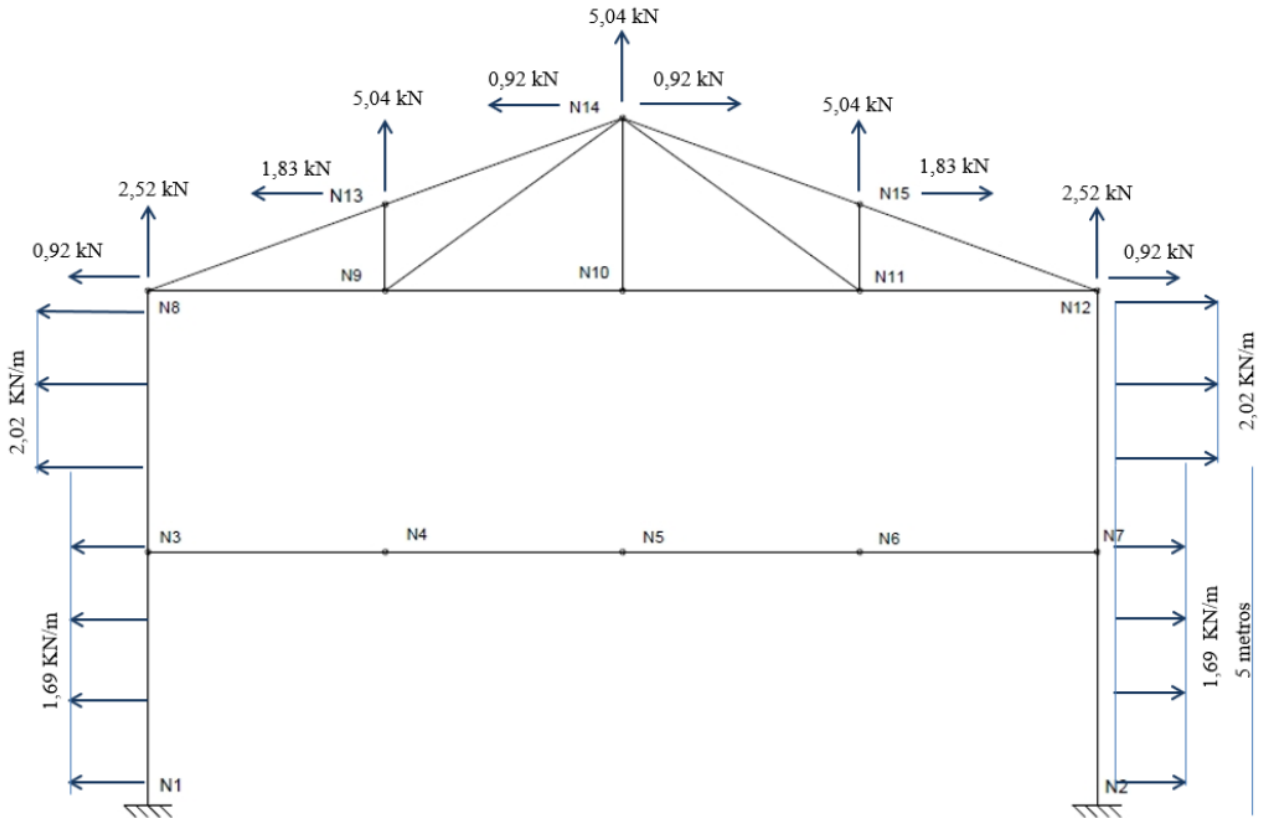


Figura 31: Forças devido ao vento longitudinal nos pórticos internos – A1 e B1

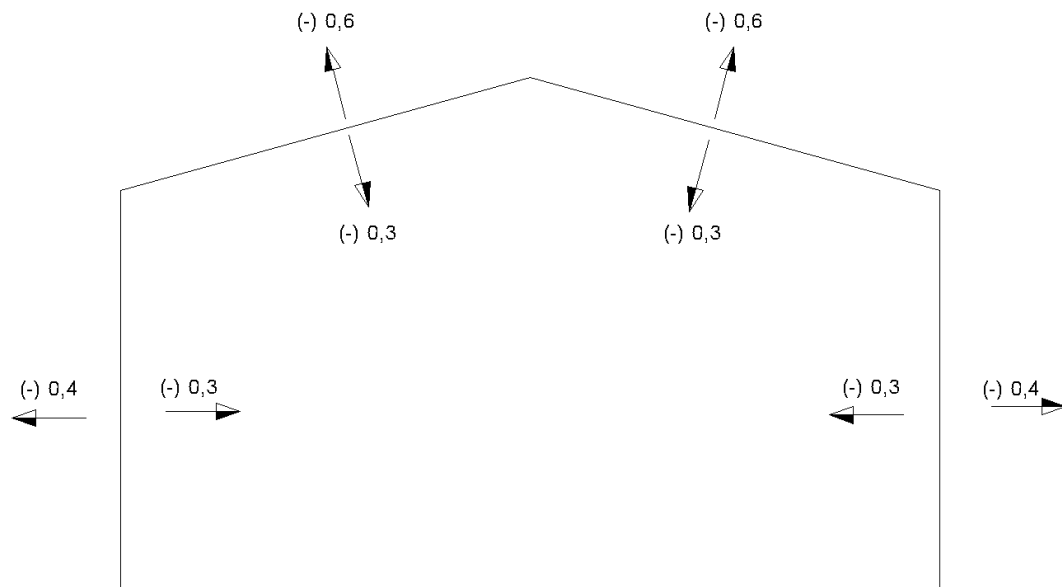


Figura 32: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A2 e B2

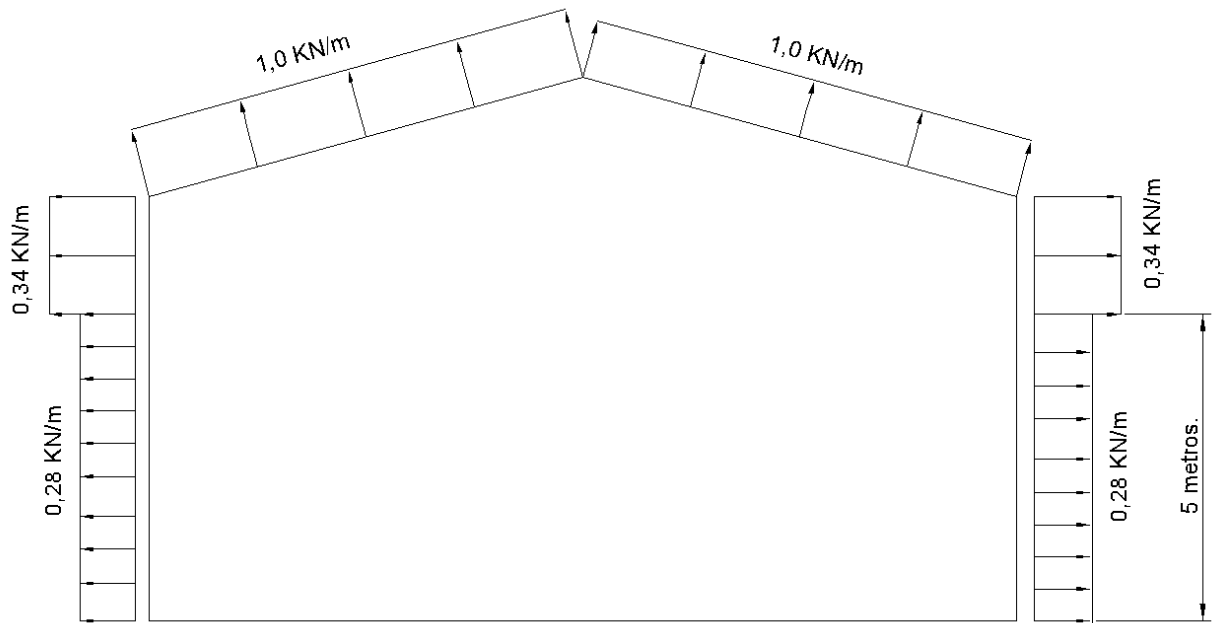


Figura 33:Forças finais nos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A2 e B2

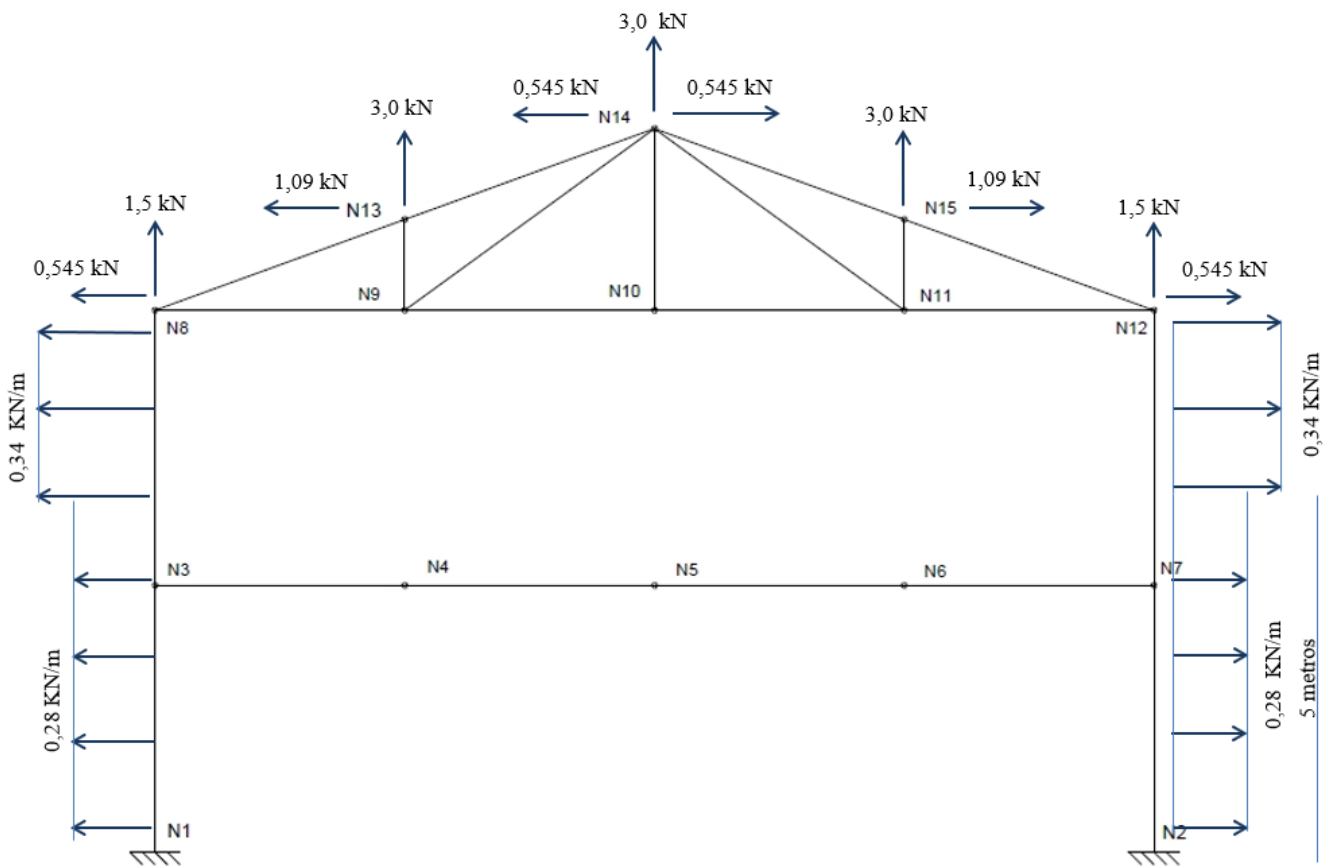


Figura 34:Forças devido ao vento longitudinal nos pórticos internos – A2 e B2

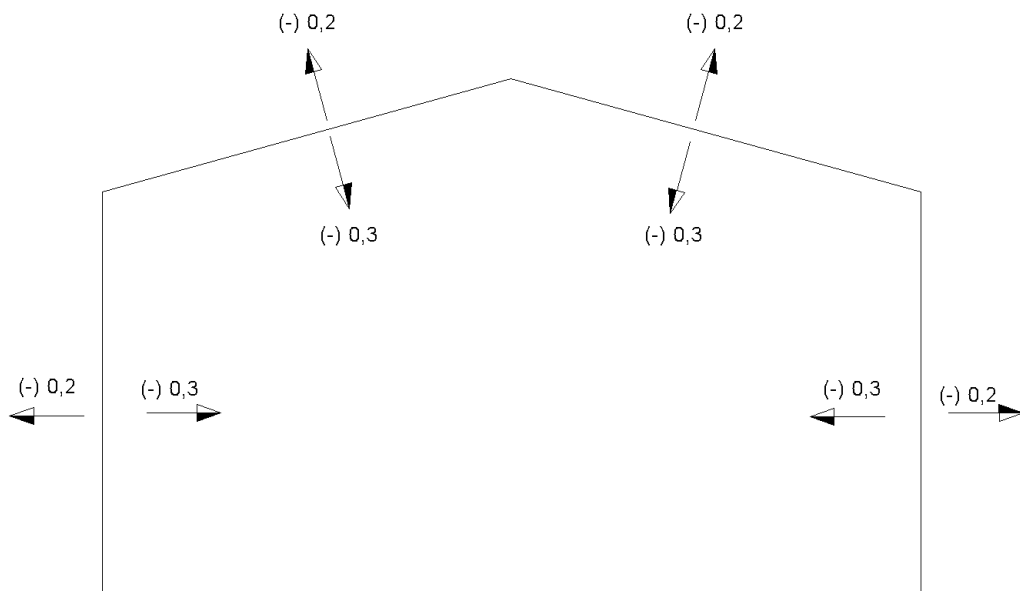


Figura 35: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A3 e B3

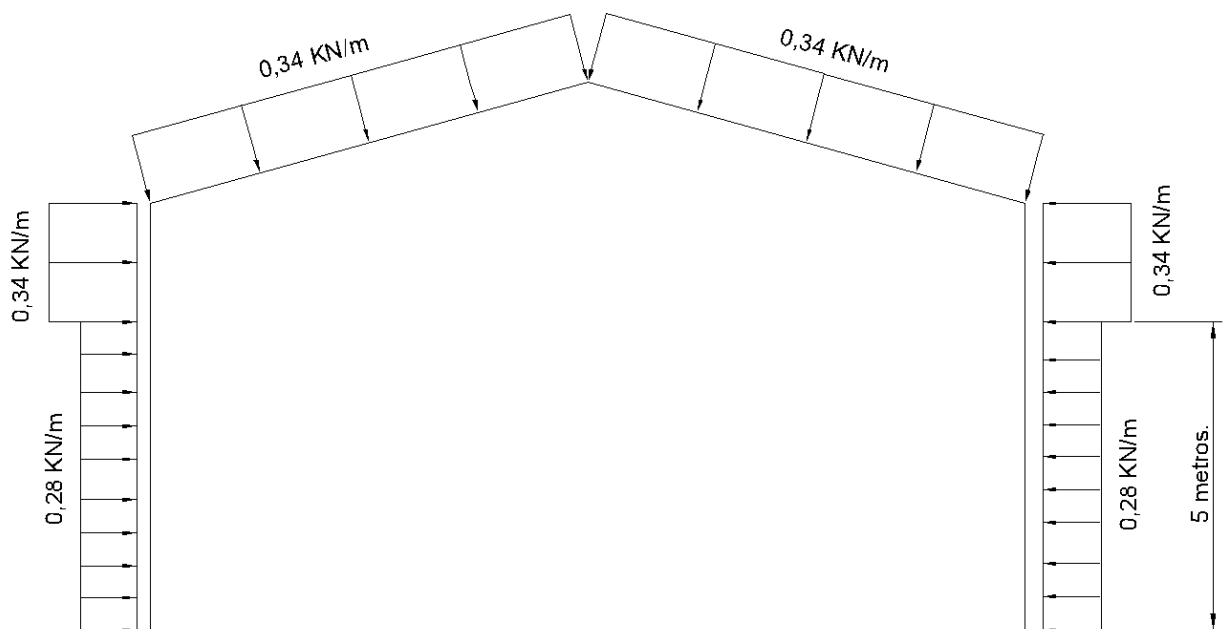


Figura 36: Forças finais nos pórticos internos devido ao vento longitudinal – A3 e B3

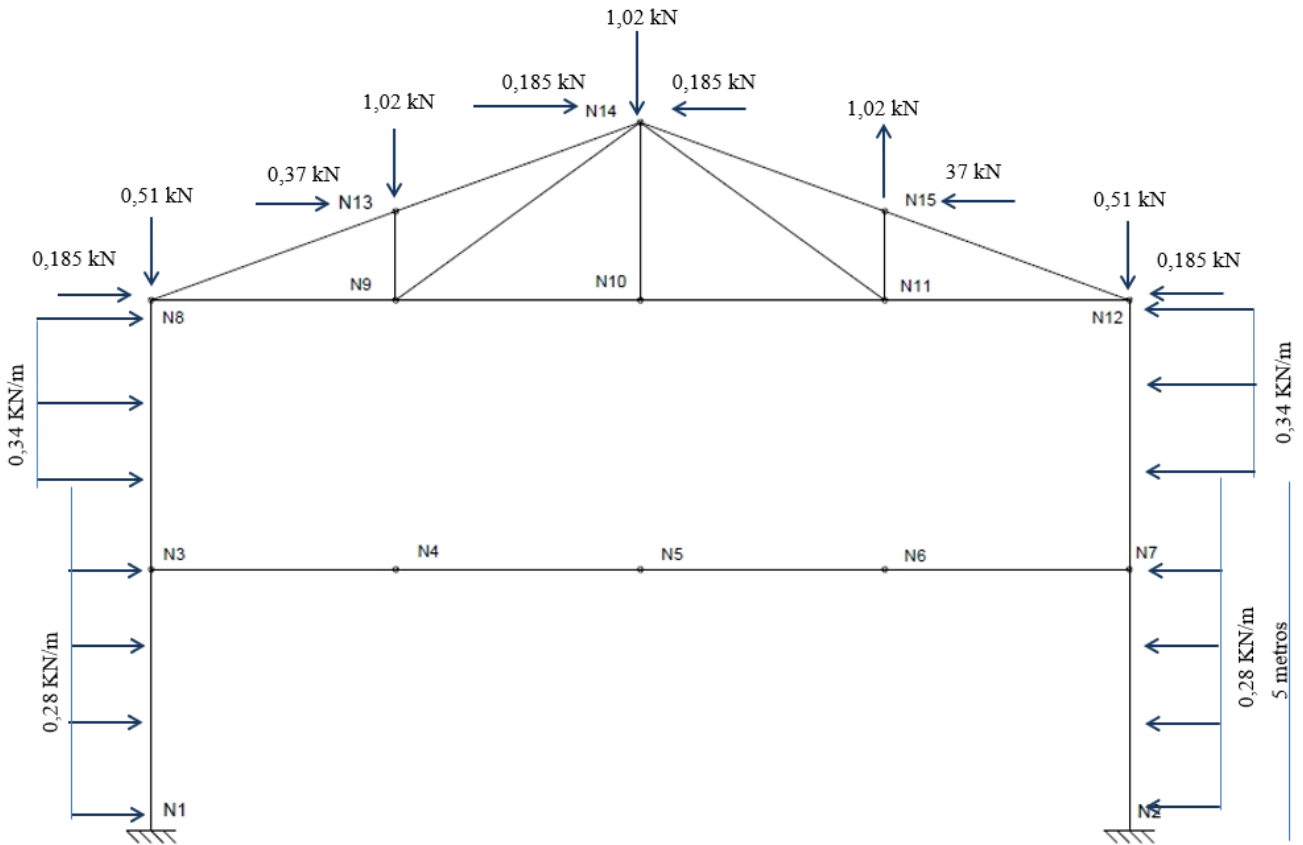


Figura 37:Forças devido ao vento longitudinal nos pórticos internos – A3 e B3

7.7.2. Vento Atuantes nos Pórticos Externos

O vento longitudinal provoca sucção nas fachadas laterais e cobertura do edifício industrial ao longo de seu comprimento. No pórtico a barlavento a carga é a igual à apresentada no item 4.7.1 na figura 19, região A1 e B1. No pórtico a sotavento a carga é igual à apresentada na figura 25, região A3 e B3.

Na Tabela 4 da norma ABNT NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações, obtém-se os coeficientes de forma externos, respectivamente, para paredes frontais.

→ Paredes:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

$$2 < \frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 < 4$$

Para $\alpha = 0^\circ$, tem-se:

- Parede a barlavento $C_e = + 0,7$
- Parede a sotavento $C_e = - 0,3$

O coeficiente de pressão interno, agora com o vento incidindo perpendicularmente às fachadas impermeáveis, deve ser tomado como $C_{pi} = -0,3$ conforme item 6.2.5 da norma ABNT NBR 6123.

Parede a Sotavento:

$$q = (0,7 + 0,3) \times 0,47 = +0,47 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \text{para } h \leq 5 \text{ m.}$$

$$q = (0,7 + 0,3) \times 0,56 = +0,56 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \text{para } 5 < h \leq 10 \text{ m.}$$

Parede a Barlavento:

$$q = (-0,3 + 0,3) \times 0,47 = 0 \rightarrow \text{para } h \leq 5 \text{ m.}$$

$$q = (-0,3 + 0,3) \times 0,47 = 0 \rightarrow \text{para } 5 < h \leq 10 \text{ m.}$$

A seguir, são mostrados os coeficientes e as ações finas devidas ao vento nos pórticos externos, obtidas pelo produto $C \times q_p$ e com $C = C_e - C_{pi}$.

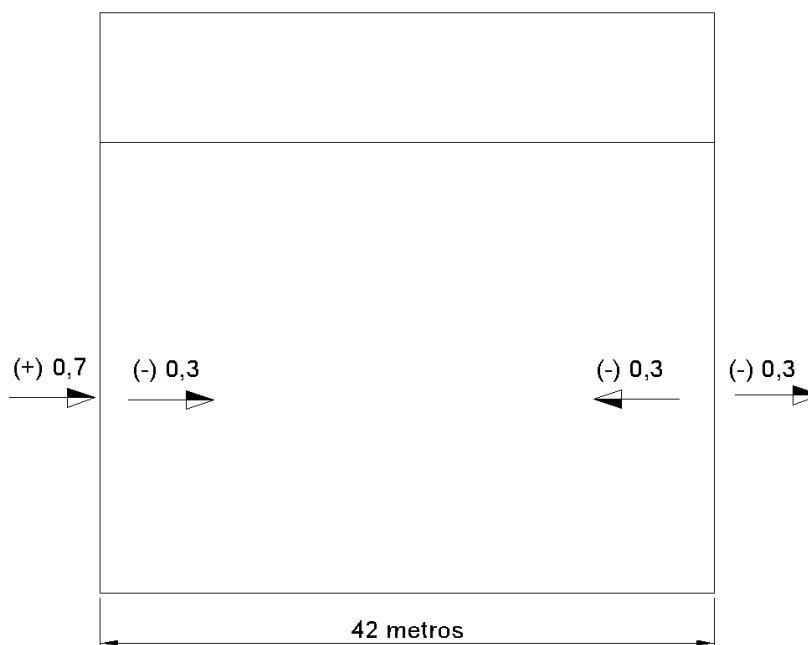


Figura 38: Coeficientes de formas e pressão dos pórticos externos na fachada frontal.

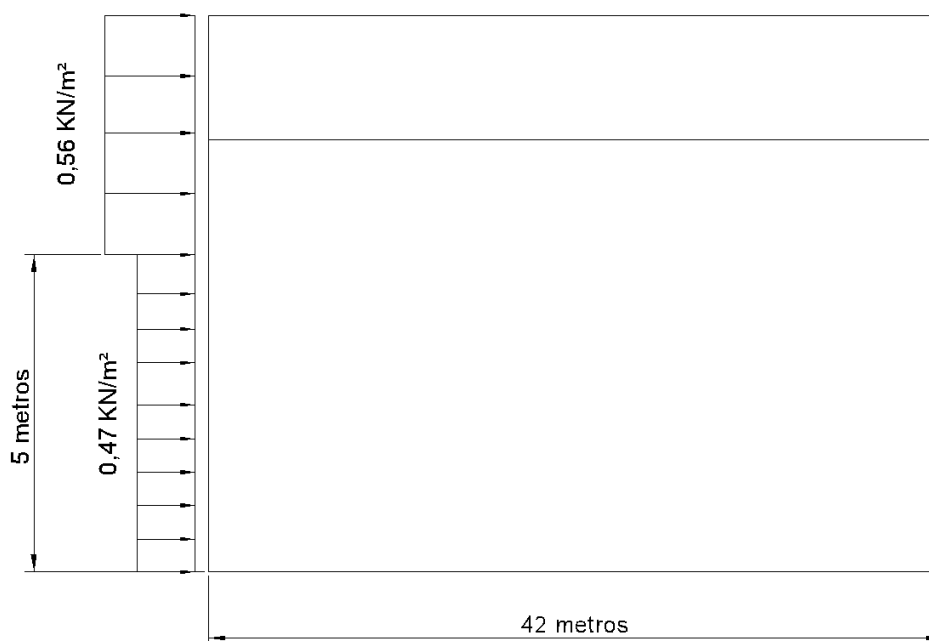


Figura 39:Forças finais nos pórticos externos na fachada frontal.

7.8. Resumo da Verificação em Temperatura Ambiente

Não é objeto deste estudo apresentar detalhadamente o dimensionamento em temperatura ambiente da estrutura do edifício comercial. A análise foi realizada através do meio computacional, para validar e verificar se todos os elementos atendiam os quesitos de dimensionamento da ABNT NBR 8800:2008 conforme exigência da ABNT NBR 14323:2013 item 1.5.

Na sequência é apresentado os esforços solicitantes de cálculo do eixo 2-2 do edifício comercial, juntamente com a combinação crítica escolhida para análise que foram extraídos do programa Cype 3D. Foi realizada uma análise de segunda ordem, e considerado os efeitos estáticos do vento, imperfeições geométrica e de material. As forças nocionais foram desconsideradas pois não superam as forças laterais exercidas pelo vento. Assim temos:

Força Normal: (+) Tração e (-) Compressão

Momento: (+) Tração na face interna e (-) tração na face externa

Cortante: (+) ↔ e (-) ↔

NOTA IMPORTANTE: Todas as combinações consideram as imperfeições de material.

ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO NOS PILARES - EIXO 2-2					
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)	ELU (%)
1	1.4CP+1.4SC1+0.84V1	-500,91	-132,55	307,35	79%
2		-507,18	147,41	-322,38	81%
3		-32,35	-77,12	-247,59	53%
4		-32,35	82,34	261,68	54%
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO NA VIGA DO PÓRTICO - EIXO 2-2					
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)	ELU (%)
5	1.4CP+1.4SC1+0.84V1	-59,42	-309,36	-554,93	85%
6		-59,42	-101,5	677,65	100%
7		-59,42	106,36	677,65	100%
8		-59,42	314,22	-584,07	87%
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO NAS BARRAS DA TRELIÇA - EIXO 2-2					
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)	ELU (%)
9	1.4CP+1.4SC1+0.84V1	-19,384			26%
10		-36,036			27%
11		-36,036			27%
12		-16,852			23%
13		-60,03			73%
14		-57,24			73%
15		-59,624			73%
16		-61,794			73%
17		-6,22			7%
18		20,584			14%
19		5,88			3%
20		23,714			13%
21	-8,06			7%	
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO NA VIGA DE PISO V2					
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)	ELU (%)
V2	1.4CP+1.4SC1		103,929	181,88	89%
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO NO CONTRAVENTO VERTICAL					
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)	ELU (%)
C1	1.4V2	25,9			12%

Tabela 9: Esforços solicitantes de cálculo em temperatura ambiente.

8. VERIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Inicialmente, a estrutura metálica será verificada sem o uso de nenhum tipo de proteção, caso o perfil não atenda aos requisitos exigidos, será proposta uma proteção deste perfil, para que o mesmo venha resistir ao TRRF determinado pela IT -06 (Instrução Técnica 06 – Segurança Estrutural das Edificações) do CBMMG (Corpo de Bombeiro Militar de Minas Gerais).

8.1. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Conforme classificação da Tabela A.4 do Anexo 4 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) apresentada na IT -06 do CBMMG. O tempo requerido de fogo para edifício comercial destinado a escritórios é de 30 minutos.

Grupo D;

Ocupação/Usos – Serviços profissionais, pessoais e técnicos;

Divisão D1 – Repartições públicas e locais para prestação de serviço profissional ou condução de negócios;

Classe P1 – $h \leq 6$ m;

Cada pavimento possui 504 m² totalizando 1008 m²;

Existe compartimentação vertical entre os pavimentos.

8.2. Cálculo dos Esforços Solicitantes em Situação de Incêndio

Combinações de ações para os estados limites últimos conforme item 6.3:

- ✓ Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo ou elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público).

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 \Sigma F_{Q,k}$$

As ações térmicas, no caso, podem ser desprezadas.

- ✓ Segundo da Tabela 5 – Coeficiente γ_g para ações permanentes diretas agrupadas.

$$\sum_{i=1}^n 1,20 F_{Gi,k} + 0,28 \Sigma F_{Q,k}$$

As barras da estrutura em que o único esforço solicitante seja o decorrente da ação do vento além do peso próprio delas mesmas e de eventuais ações térmicas, devem ser dimensionadas para a seguinte combinação última de ações:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,20 \Sigma F_{W,k}$$

As ações térmicas, no caso, podem ser desprezadas.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + 0,20 \Sigma F_{W,k}$$

Sendo assim, os esforços solicitantes de cálculo serão calculados usando o programa Cype 3D, seguindo as combinações apresentadas acima, temos:

ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO (SI) NOS PILARES - EIXO 2-2				
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)
1	1,20 F _{Gi,k} + 0,28F _{Q,k}	-298,14	-72,57	166,1
2		-298,14	-72,57	-166,1
3		-29,67	-41,76	-137,8
4		-29,67	-41,76	137,8
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO (SI) NA VIGA DO PÓRTICO - EIXO 2-2				
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)
5	1,20 F _{Gi,k} + 0,28 F _{Q,k}	-30,81	-165,82	-303,89
6		-30,81	-55,27	359,37
7		-30,81	55,27	359,37
8		-30,81	165,82	-303,89
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO (SI) NAS BARRAS DA TRELIÇA - EIXO 2-2				
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (MNP) (KN.m)
9	1,20 F _{Gi,k} + 0,28F _{Q,k}	10,088		
10		-7,193		
11		-7,193		
12		10,088		

13		-55,161		
14		-55,161		
15		-55,161		
16		-55,161		
17		-7,518		
18		21,363		
19		5,04		
20		21,363		
21		-7,518		
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO (SD) NA VIGA DE PISO V2				
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (M _{NP}) (KN.m)
V2	1,20 FGi,k + 0,28 FQ,k		55,272	96,73
ESFORÇO SOLICITANTE DE CÁLCULO (SD) NO CONTRAVENTO VERTICAL				
BARRA	COMBINAÇÃO	NORMAL (N) (KN)	CORTANTE (V) (KN)	MOMENTO (M _{NP}) (KN.m)
C1	1,20 FGi,k + 0,20 Fw,k	5,18		

Tabela 10: Esforços Solicitantes de Cálculo em Situação de Incêndio

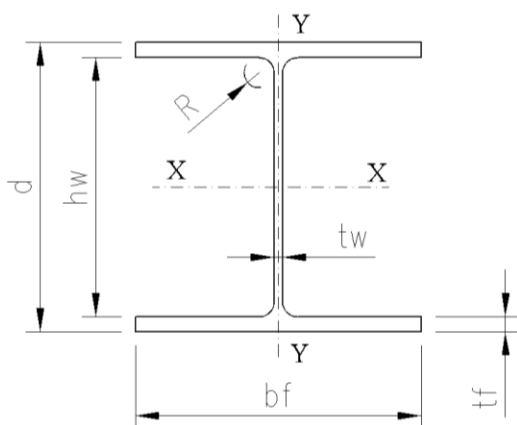
8.3. Verificação dos Pilares Sem Proteção

Será verificado os pilares do 1º pavimento, que possuem as maiores solicitações em situação de incêndio.

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil W310 x 97

→ Aço ASTM A572-G50 → $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 45 \text{ KN/cm}^2$



$d = 308 \text{ mm}$	$I_x = 22284 \text{ cm}^4$	$I_y = 7286 \text{ cm}^4$
$R = 16 \text{ mm}$	$r_x = 13,43 \text{ cm}$	$r_y = 7,68 \text{ cm}$
$h_w = 277 \text{ mm}$	$W_x = 1447 \text{ cm}^3$	$W_y = 477,8 \text{ cm}^3$
$bf = 305 \text{ mm}$	$Z_x = 1594,2 \text{ cm}^3$	$Z_y = 725 \text{ cm}^3$
$tf = 15,4 \text{ mm}$	$J = 92,12 \text{ cm}^4$	$C_w = 1558682 \text{ cm}^6$
$tw = 9,9 \text{ mm}$		
$Ag = 123,6 \text{ cm}^2$		

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{Ag} = \frac{4bf - 2tw + 2d}{Ag} = \frac{4 \times 0,305 - 2 \times 0,0099 + 2 \times 0,308}{123,6 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{Ag} = 146,94 \cong 147 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times \frac{2d + 2bf}{4b + 2d - 2tw} = 0,9 \times \frac{2 \times 0,308 + 2 \times 0,305}{4 \times 0,305 - 2 \times 0,0099 + 2 \times 0,308}$$

$$K_{sh} = 0,61$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5\text{s}$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	754	0,166	0,109	0,098
60	945	937	0,053	0,059	0,043
90	1006	1002	0,040	0,045	0,030
120	1049	1046	0,031	0,035	0,025
150	1082	1080	0,024	0,027	0,022
180	1110	1108	0,018	0,021	0,018
210	1133	1131	0,014	0,015	0,014
240	1153	1152	0,010	0,011	0,010

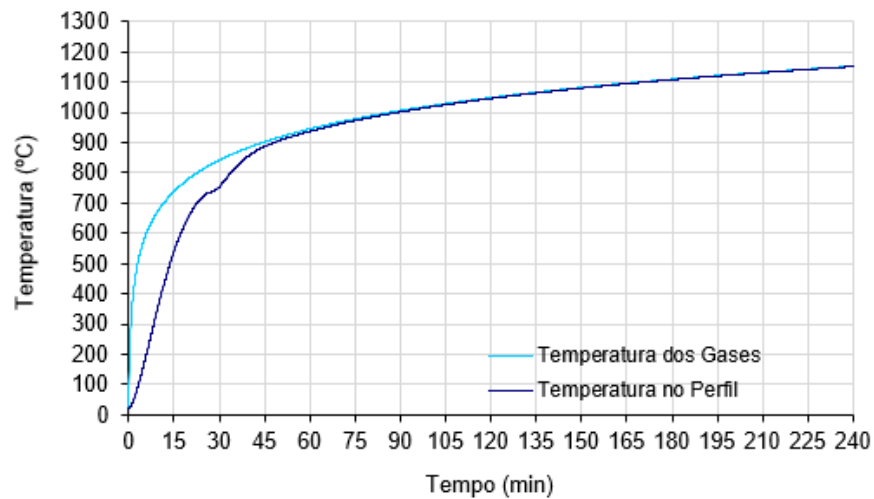


Figura 40: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases e do pilar.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 754 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,166 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,109 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,098$$

8.3.1. Pilar Sem Proteção Submetido à Força Axial de Compressão

$$N_{c,sd,fi} = 298,14 \text{ KN} \rightarrow \text{força de compressão solicitante de cálculo em SI.}$$

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ Mesas (AL)

$$\frac{b}{t} = \frac{305/2}{15,4} = 9,9$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48$$

$Q_s = 1$ (não tem flambagem Local em temperatura ambiente)

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,85 \times 13,48 = 11,458$$

$$\frac{b}{t} = 9,9 \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 11,458 \rightarrow \text{Não Existe Flambagem Local em SI.}$$

→ Alma (AA)

$$\frac{b}{t} = \frac{308 - 2 \times (15,4 + 16)}{9,9} = 24,77$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

$Q_a = 1$ (não tem flambagem Local em temperatura ambiente)

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,85 \times 35,87 = 30,489$$

$$\frac{b}{t} = 24,77 \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 30,489 \rightarrow \text{Não Existe Flambagem Local em SI.}$$

→ Fator de Redução Total

$$Q = Q_a \times Q_s = 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

b) INSTABILIDADE DA BARRA E ESBELTEZ

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad \text{onde :}$$

Opção conservadora (simplificada)

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0 \rightarrow \text{temperatura ambiente}}{0,85}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times Ag \times fy}{Ne}}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22284}{(650)^2} = 10411 \text{ KN}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 7286}{(320)^2} = 14045 \text{ KN}$$

Força de flambagem por torção:

Não é necessário determinar a força de flambagem por torção, pois a seção possui constante de empenamento não nula, e o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia.

Sendo N_e o menor valor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_{ex} = N_e = 10411 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \times 123,6 \times 34,5}{10411}}$$

$$\lambda_0 = 0,64$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{0,64}{0,85} = 0,753$$

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

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 0,5297$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \times (1 + 0,5297 \times 0,753 + 0,753^2)$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,9829$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,9829 + \sqrt{0,9829^2 - 0,753^2}}$$

$$\chi_{fi} = 0,6193$$

c) FORÇA RESISTENTE DE CÁLCULO A COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{y\theta} \times A_g \times f_y \rightarrow$ barras que não apresentam flambagem local.

$$N_{c,Rd,fi} = 0,6193 \times 0,166 \times 123,6 \times 34,5$$

$$N_{c,Rd,fi} = 438 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd,fi} = 298,14 \text{ KN} \leq N_{c,Rd,fi} = 438 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.3.2. Pilar Sem Proteção Submetido a Momento Fletor

$M_{sd,fi} = 16610 \text{ KN x cm} \rightarrow$ momento solicitante de cálculo em SI.

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

\rightarrow FLM – flambagem local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{305/2}{15,4} = 9,9$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 9,15$$

$$\lambda_{p,fi} = 7,78$$

$\lambda = 9,9 \geq \lambda_{p,fi} = 7,78$ então:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(fy - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 fy}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}}$$

$$\lambda_r = 23,88$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,85 \times \lambda_r = 0,85 \times 23,88$$

$$\lambda_{r,fi} = 20,3$$

$\lambda_{p,fi} = 7,78 < \lambda = 9,9 \leq \lambda_{r,fi} = 20,3 \rightarrow$ assim temos:

$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_y \rightarrow$ onde:

$$M_y = W_x \times fy = 1447 \times 34,5 = 49921,5 \text{ KN x cm}$$

$k = 1,0 \rightarrow$ viga com 4 lados espostos

$$M_{Rd,fi} = 1 \times 0,166 \times 49921,5 = 8287 \text{ KN x cm}$$

\rightarrow FLA – flambagem local da alma

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{308 - 2 \times (15,4 + 16)}{9,9} = 24,77$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 90,53$$

$$\lambda_{p,fi} = 76,95$$

$\lambda = 24,77 \leq \lambda_{p,fi} = 76,95 \rightarrow$ não tem flambagem local em SI, assim temos:

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 1594,2 \times 34,5 = 55000 \text{ KN x cm}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,0 \times 0,166 \times 55000 = 9130 \text{ KN x cm}$$

\rightarrow FLT- flambagem lateral com torção

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad \text{onde:}$$

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{0,85 \times M_{cr}}} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 1594,2 \times 34,5 = 55000 \text{ KN x cm}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E \times I_y}{L_b^2} \times \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{J \times L_b^2}{C_w}\right)} \rightarrow \text{onde:}$$

$$C_b = 2,17$$

$$L_b = 3,2 \text{ m.} \rightarrow \text{comprimento destravado do trecho.}$$

$$M_{cr} = \frac{2,17 \times \pi^2 \times 20000 \times 7286}{320^2} \times \sqrt{\frac{1558682}{7286} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{92,12 \times 320^2}{1558682}\right)}$$

$$M_{cr} = 495595 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{55000}{0,85 \times 495595}}$$

$$\lambda_{0,fi} = 0,361$$

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

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 0,5297$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \times (1 + 0,5297 \times 0,361 + 0,361^2)$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,661$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,661 + \sqrt{0,661^2 - 0,361^2}}$$

$$\chi_{fi} = 0,8232$$

$$M_{Rd,fi} = k \times \chi_{fi} \times K_{y,\theta} \times M_{pl} = 1,0 \times 0,8232 \times 0,166 \times 55000$$

$$M_{Rd,fi} = 7516 \text{ KN} \times \text{cm}$$

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 7516 \text{ KN x cm} \rightarrow \text{FLT}$$

$$M_{Sd,fi} = 16610 \text{ KN x cm} > M_{Rd,fi} = 7516 \text{ KN x cm} \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.3.3. Pilar Sem Proteção Submetido a Efeitos Combinados

$$\frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} = \frac{298,14}{438} = 0,68 \geq 0,2 \rightarrow \text{então:}$$

$$\frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd,fi}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{298,14}{438} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{16610}{7516} \right) = 2,65 > 1,0 \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.3.4. Pilar Sem Proteção Submetido a Força Cortante

$$V_{Sd,fi} = 72,57 \text{ KN} \rightarrow \text{força cortante solicitante de cálculo em SI.}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{308 - 2 \times (15,4 + 16)}{9,9} = 24,77$$

Deve-se supor inicialmente a viga sem enrijecedores transversais. Assim $K_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 59,22 = 50,34$$

$$\lambda = 24,77 \leq \lambda_{p,fi} = 50,34 \rightarrow \text{ent\~{a}o:}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (d \times t_w) \times K_{y\theta} \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times (30,8 \times 0,99) \times 0,166 \times 34,5$$

$$V_{Rk} = V_{Rd,fi} = 93,41 \text{ KN}$$

$$V_{Sd,fi} = 72,57 \text{ KN} \leq V_{Rd,fi} = 105 \text{ KN} \rightarrow \text{N\~{A}O NECESSITA DE PROTE\~{C}\~{A}O}$$

8.4. Verifica\~{c}\~{a}o dos Pilares Com Prote\~{c}\~{a}o

Para prote\~{c}\~{a}o dos pilares, foi escolhido o fechamento tipo caixa, com blocos de concreto celular autoclavado (que j\~{a} \u00e9 usado no fechamento do edif\u00edcio), com 10 cm de espessura.

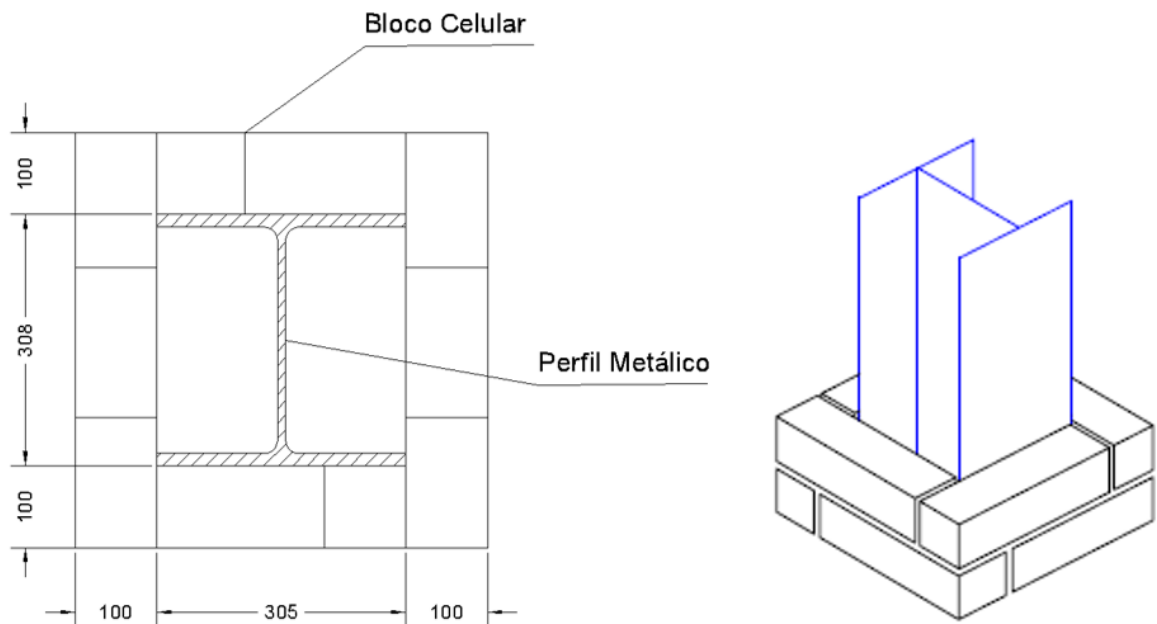


Figura 41: Prote\~{c}\~{a}o tipo caixa dos pilares

a) DADOS DA PROTE\~{C}\~{A}O – BLOCO DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO

$$\rho_m = 650 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda_m = 0,26 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$C_m = 1200 \text{ J/kg }^\circ\text{C}$$

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{um}{Ag} = \frac{2x(b+d)}{Ag} = \frac{2x(0,305+0,308)}{123,6x10^{-4}}$$

$$\frac{um}{Ag} = 99,19 \cong 99 m^{-1}$$

c) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS COM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,s}$	$k_{E,s}$	$k_{c,s}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	22	1,000	1,000	1,000
60	945	58	1,000	1,000	1,000
90	1006	110	1,000	0,990	0,988
120	1049	166	1,000	0,934	0,927
150	1082	222	1,000	0,878	0,866
180	1110	277	1,000	0,823	0,805
210	1133	329	1,000	0,771	0,742
240	1153	379	1,000	0,721	0,677

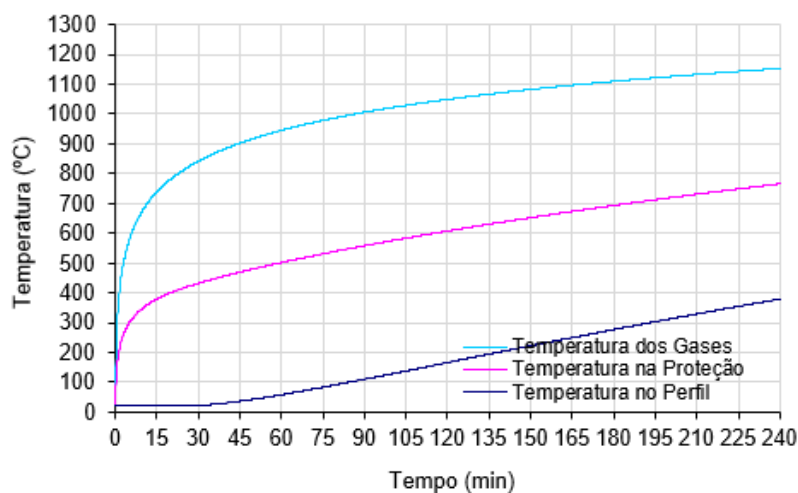


Figura 42: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, do pilar e de sua proteção.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 22 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 1,0 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 1,0 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 1,0$$

8.4.1. Pilar Com Proteção Submetido a Força Axial de Compressão

$$N_{c,Sd,fi} = 298,14 \text{ KN} \rightarrow \text{força axial de compressão em SI.}$$

$$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{y,\theta} \times A_g \times f_y \rightarrow \text{barras que não apresentam flambagem local.}$$

$$N_{c,Rd,fi} = 0,6193 \times 1,0 \times 123,6 \times 34,5$$

$$N_{c,Rd,fi} = 2641 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd,fi} = 298,14 \text{ KN} \leq N_{c,Rd,fi} = 2641 \text{ KN} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.4.2. Pilar Com Proteção submetido a Momento Fletor

$$M_{Sd,fi} = 16610 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{momento solicitante de cálculo em SI.}$$

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ FLM – flambagem local da Mesa → conforme letra (a) do item 5.3.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_y$$

$$M_{Rd,fi} = 1,0 \times 1,0 \times 49921,5 = 49921,5 \text{ KN} \times \text{cm}$$

→ FLA – flambagem local da alma → conforme letra (a) do item 5.3.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,0 \times 1,0 \times 55000 = 55000 \text{ KN} \times \text{cm}$$

→ FLT- flambagem lateral com torção → conforme letra (a) do item 5.3.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times \chi_{fi} \times K_{y,\theta} \times M_{pl}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,0 \times 0,8232 \times 1,0 \times 55000 = 45276 \text{ KN} \times \text{cm}$$

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 45276 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{FLT}$$

$$M_{Sd,fi} = 16610 \text{ KN} \times \text{cm} < M_{Rd,fi} = 45276 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.4.3. Pilar Com Proteção Submetido a Efeitos Combinados

$$\frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd,fi}} = \frac{298,14}{2641} = 0,11 < 0,2 \rightarrow \text{então:}$$

$$\frac{N_{Sd,fi}}{2 \times N_{Rd,fi}} + \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd,fi}} \leq 1,0$$

$$\frac{298,14}{2 \times 2641} + \frac{16610}{45276} = 0,423 \leq 1,0 \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.4.4. Pilar Com Proteção Submetido a Força Cortante

$$V_{Sd,fi} = 72,57 \text{ KN} \rightarrow \text{força cortante solicitante de cálculo em SI.}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (d \times t_w) \times K_{y\theta} \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times (30,8 \times 0,99) \times 1,0 \times 34,5$$

$$V_{Rk} = V_{Rd,fi} = 631 \text{ KN}$$

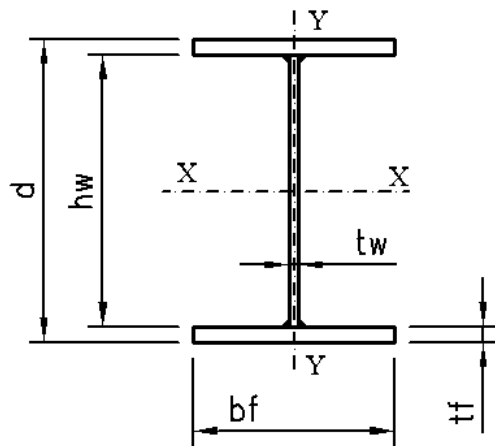
$$V_{Sd,fi} = 72,57 \text{ KN} \leq V_{Rd,fi} = 631 \text{ KN} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.5. Verificação da Viga do Pórtico Sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil VS 650 x 98

→ Aço ASTM A36 → $f_y = 25,0 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$



$d = 650 \text{ mm}$	$I_x = 92487 \text{ cm}^4$	$I_y = 5628 \text{ cm}^4$
$h_w = 625 \text{ mm}$	$r_x = 27,20 \text{ cm}$	$r_y = 6,71 \text{ cm}$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$W_x = 2846 \text{ cm}^3$	$W_y = 375 \text{ cm}^3$
$t_f = 12,5 \text{ mm}$	$Z_x = 3172 \text{ cm}^3$	$Z_y = 573 \text{ cm}^3$
$t_w = 8,0 \text{ mm}$	$J = 49,9 \text{ cm}^4$	$C_w = 5715088 \text{ cm}^6$
$A_g = 107,5 \text{ cm}^2$		

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{A_g} = \frac{3b_f - 2t_w + 2d}{A_g} = \frac{3 \times 0,300 - 2 \times 0,008 + 2 \times 0,650}{107,5 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{A_g} = 203,16 \cong 203 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times \frac{2d + b_f}{3b + 2d - 2t_w} = 0,9 \times \frac{2 \times 0,650 + 0,3}{3 \times 0,3 - 2 \times 0,008 + 2 \times 0,650}$$

$$K_{sh} = 0,66$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a $25 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$;

- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m^3 ;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	806	0,107	0,089	0,069
60	945	940	0,052	0,058	0,042
90	1006	1003	0,039	0,044	0,030
120	1049	1047	0,031	0,034	0,025
150	1082	1081	0,024	0,027	0,022
180	1110	1109	0,018	0,021	0,018
210	1133	1132	0,014	0,015	0,014
240	1153	1152	0,010	0,011	0,010

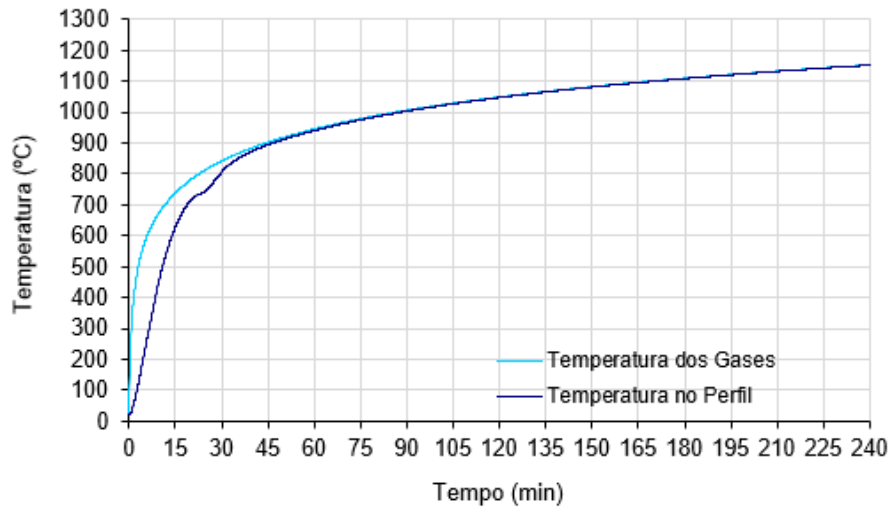


Figura 43: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, da viga do pórtico.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 806 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,107 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,089 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,069$$

8.5.1. Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Força Axial de Compressão

A laje resiste as forças de compressão devido se comportar como um diafragma.

8.5.2. Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Momento Fletor

$M_{Sd,fi} = 35937 \text{ KN x cm}$ → momento solicitante de cálculo em SI.

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ FLM – flambagem local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{300/2}{12,5} = 12,0$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,748$$

→ existe flambagem local em temperatura ambiente.

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 10,748$$

$$\lambda_{p,fi} = 9,13$$

$$\lambda = 12,0 \geq \lambda_{p,fi} = 9,13 \text{ então:}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(fy - \sigma_r)/K_c}} = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(0,7 fy)/K_c}} = 0,95 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \times 25)/0,45}}$$

$$\lambda_r = 21,54$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,85 \times \lambda_r = 0,85 \times 21,54$$

$$\lambda_{r,fi} = 18,31$$

$$\lambda_{p,fi} = 9,13 < \lambda = 12,0 \leq \lambda_{r,fi} = 18,31 \rightarrow \text{assim temos:}$$

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_y \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_y = W_x \times fy = 2846 \times 25 = 71150 \text{ KN x cm}$$

$k = 1,4 \rightarrow$ viga com 3 lados espostos

$$M_{Rd,fi} = 1,4 \times 0,107 \times 71150 = 10658 \text{ KN x cm}$$

\rightarrow FLA – flambagem local da alma

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{650 - (2 \times 12,5)}{8} = 78,125$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,35$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 106,35$$

$$\lambda_{p,fi} = 90,39$$

$\lambda = 78,125 \leq \lambda_{p,fi} = 90,39 \rightarrow$ assim temos:

$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl} \rightarrow$ onde:

$$M_{pl} = Z_x \times fy = 3172 \times 25 = 79300 \text{ KN x cm}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,4 \times 0,107 \times 79300 = 11879 \text{ KN x cm}$$

\rightarrow FLT- flambagem lateral com torção

A viga do pórtico tem a mesa superior contida pela laje de concreto impedindo sua translação lateral e a outra mesa esta livre para se deslocar lateralmente com existência de momentos negativos nas duas extremidades, gerando compressão da mesa livre. Entretanto, a cada 3 metros possui uma viga de piso fazendo ligação com a viga do pórtico, porém, esta viga não é suficiente para realizar o travamento da mesa inferior. Nessas condições o trecho livre destravado é comprimento total da barra de pilar a pilar é igual a $L_b = 12 \text{ m}$.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \text{ onde :}$$

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{0,85 \times M_{cr}}} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 3172 \times 25 = 79300 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E \times I_y}{L_b^2} \times \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{J \times L_b^2}{C_w}\right)} \rightarrow \text{onde:}$$

$$C_b = 3,88$$

$L_b = 12 \text{ m.} \rightarrow$ comprimento destravado do trecho.

$$M_{cr} = \frac{3,88 \times \pi^2 \times 20000 \times 7203}{1200^2} \times \sqrt{\frac{5715088}{7203} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{49,9 \times 1200^2}{5715088}\right)}$$

$$M_{cr} = 131738 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{79300}{0,85 \times 131738}}$$

$$\lambda_{0,fi} = 0,84$$

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

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 0,622$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \times (1 + 0,622 \times 0,84 + 0,84^2)$$

$$\varphi_{0,fi} = 1,11$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,619 + \sqrt{0,619^2 - 0,84^2}}$$

$$\chi_{fi} = 0,545$$

$$M_{Rd,fi} = k \times \chi_{fi} \times K_{y,\theta} \times M_{pl} = 1,4 \times 0,545 \times 0,107 \times 79300$$

$$M_{Rd,fi} = 6474 \text{ KN} \times \text{cm}$$

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 6474 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{FLT}$$

$$M_{Sd,fi} = 30389 \text{ KN} \times \text{cm} > M_{Rd,fi} = 6474 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.5.3. Viga do Pórtico Sem Proteção Submetida a Esforço Cortante

$V_{Sd,fi} = 165,82 \text{ KN} \rightarrow$ força cortante solicitante de cálculo em SI.

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{650 - (2 \times 12,5)}{8} = 78,125$$

Deve-se supor inicialmente a viga sem enrijecedores transversais. Assim $K_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}}$$

$$\lambda_p = 69,57$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 69,57 = 59,13$$

$$\lambda = 78,125 \geq \lambda_{p,fi} = 59,13 \rightarrow \text{então:}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}}$$

$$\lambda_r = 86,64$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,85 \times \lambda_r = 0,85 \times 86,64 = 73,65$$

$$\lambda = 78,125 \geq \lambda_{r,fi} = 73,65 \rightarrow \text{então:}$$

$$V_{Rk} = V_{cr} = 1,24 \times \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \times V_{pl} \rightarrow \text{substituindo:}$$

$$V_{cr} = V_{Rd,fi} = 1,24 \times \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda}\right)^2 \times V_{pl,fi} \rightarrow \text{onde:}$$

$$V_{pl,fi} = 0,6 \times A_w \times K_{\sigma\theta} \times f_y = 0,6 \times (d \times t_w) \times K_{\sigma\theta} \times f_y$$

$$V_{pl,fi} = 0,6 \times 65 \times 0,8 \times 0,069 \times 25$$

$$V_{pl,fi} = 53,82 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,fi} = 1,24 \times \left(\frac{59,13}{78,125}\right)^2 \times 53,82$$

$$V_{Rd,fi} = 38 \text{ KN}$$

$$V_{Sd,fi} = 165,82 \text{ KN} > V_{Rd,fi} = 38 \text{ KN} \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.6. Verificação da Viga do Pórtico Com Proteção

Para proteção da viga do pórtico, foi escolhido o jateamento de argamassa no material Blaze Shield II. As setas indicam as faces de projeção da proteção.

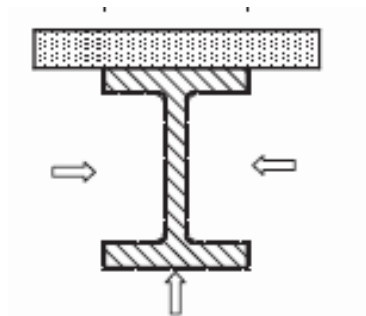


Figura 44: Proteção da Viga - Argamassa Projetada Blaze Shield II.

a) DADOS DA PROTEÇÃO

Espessura = 10 mm = 0,01 m

$\rho_m = 240 \text{ kg/m}^3$

$\lambda_m =$ conforme tabela 3 do item 5.3

$C_m =$ conforme tabela 3 do item 5.3

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{um}{Ag} = \frac{3b - 2tw + 2d}{Ag} = \frac{3 \times 0,3 - 2 \times 0,008 + 2 \times 0,65}{107,5 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{um}{Ag} = 203,16 \cong 203 \text{ m}^{-1}$$

c) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS COM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5\text{s}$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	490	0,803	0,610	0,542
60	945	734	0,190	0,117	0,110
90	1006	885	0,068	0,071	0,053
120	1049	994	0,041	0,046	0,031
150	1082	1050	0,030	0,034	0,025
180	1110	1087	0,023	0,026	0,021
210	1133	1114	0,017	0,019	0,017
240	1153	1137	0,013	0,014	0,013

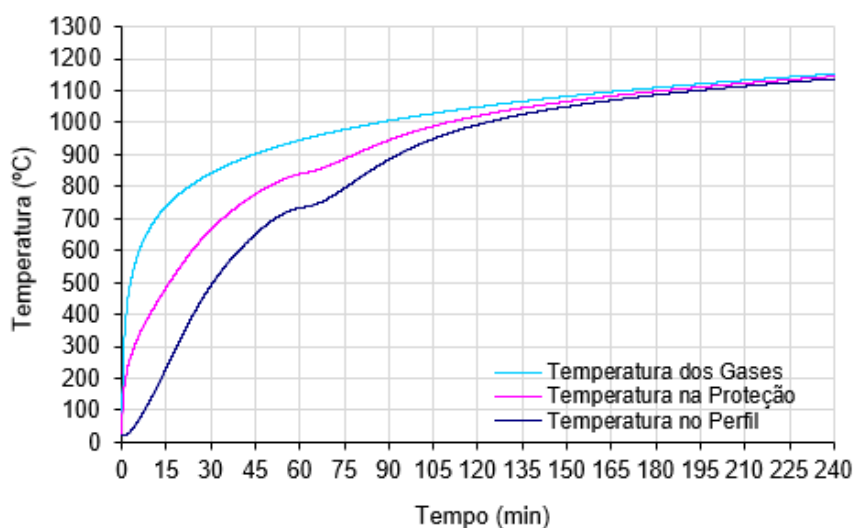


Figura 45: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, da viga do pórtico e de sua proteção.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 490 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,803 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,610 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,542$$

8.6.1. Viga do Pórtico Com Proteção Submetida a Momento Fletor

$$M_{Sd,fi} = 35937 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{momento solicitante de cálculo em SI.}$$

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ FLM – flambagem local da Mesa → conforme letra (a) do item 5.5.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_y \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_y = W_x \times f_y = 2846 \times 25 = 71150 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$k = 1,15 \rightarrow$ viga com 3 lados espostos

$$M_{Rd,fi} = 1,15 \times 0,803 \times 71150 = 65703 \text{ KN} \times \text{cm}$$

\rightarrow FLA – flambagem local da alma \rightarrow conforme letra (a) do item 5.5.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 3172 \times 25 = 79300 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,15 \times 0,803 \times 79300 = 73229 \text{ KN} \times \text{cm}$$

\rightarrow FLT- flambagem lateral com torção \rightarrow conforme letra (a) do item 5.3.2.

$$M_{Rd,fi} = k \times \chi_{fi} \times K_{y,\theta} \times M_{pl}$$

$$M_{Rd,fi} = 1,15 \times 0,545 \times 0,803 \times 79300$$

$$M_{Rd,fi} = 39910 \text{ KN} \times \text{cm}$$

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 39910 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$M_{Sd,fi} = 35937 \text{ KN} \times \text{cm} < M_{Rd,fi} = 39910 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.6.2. Viga do Pórtico Com proteção Submetida a Força Cortante

$$V_{Sd,fi} = 165,82 \text{ KN} \rightarrow \text{força cortante solicitante de cálculo em SI.}$$

$$V_{Rd,fi} = 1,24 \times \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \right)^2 \times V_{pl,fi} \rightarrow \text{onde:}$$

$$V_{pl,fi} = 0,6 \times A_w \times K_{\sigma\theta} \times f_y = 0,6 \times (d \times t_w) \times K_{\sigma\theta} \times f_y$$

$$V_{pl,fi} = 0,6 \times 65 \times 0,8 \times 0,542 \times 25$$

$$V_{pl,fi} = 423 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,fi} = 1,24 \times \left(\frac{59,13}{78,125} \right)^2 \times 423$$

$$V_{Rd,fi} = 300 \text{ KN}$$

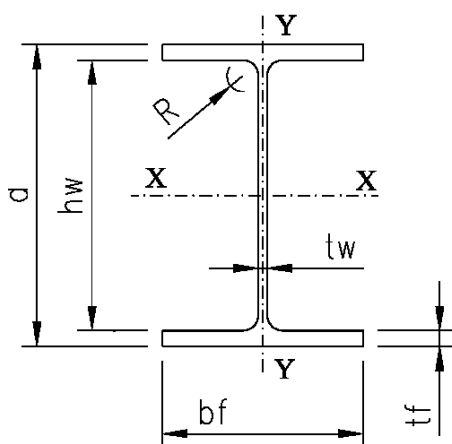
$$V_{Sd,fi} = 165,82 \text{ KN} \leq V_{Rd,fi} = 300 \text{ KN} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.7. Verificação da Viga do Piso V2 Sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil W 360 x 51

→ Aço ASTM 572-G50 → $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 45 \text{ KN/cm}^2$



$d = 355 \text{ mm}$	$I_x = 14222 \text{ cm}^4$	$I_y = 968 \text{ cm}^4$
$R = 12 \text{ mm}$	$r_x = 14,81 \text{ cm}$	$r_y = 3,87 \text{ cm}$
$h_w = 332 \text{ mm}$	$W_x = 801,2 \text{ cm}^3$	$W_y = 113,3 \text{ cm}^3$
$bf = 171 \text{ mm}$	$Z_x = 899,5 \text{ cm}^3$	$Z_y = 174,7 \text{ cm}^3$
$tf = 11,6 \text{ mm}$	$J = 24,65 \text{ cm}^4$	$C_w = 284994 \text{ cm}^6$
$tw = 7,2 \text{ mm}$		
$Ag = 64,8 \text{ cm}^2$		

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{Ag} = \frac{3bf - 2tw + 2d}{Ag} = \frac{3 \times 0,171 - 2 \times 0,0072 + 2 \times 0,355}{64,8 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{Ag} = 186,51 \cong 186 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times \frac{2d + bf}{3b + 2d - 2tw} = 0,9 \times \frac{2 \times 0,355 + 0,171}{3 \times 0,171 - 2 \times 0,0072 + 2 \times 0,355}$$

$$K_{sh} = 0,66$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5$ s, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,e}$	$k_{E,e}$	$k_{e,e}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	796	0,114	0,091	0,072
60	945	940	0,052	0,059	0,042
90	1006	1003	0,039	0,044	0,030
120	1049	1047	0,031	0,034	0,025
150	1082	1081	0,024	0,027	0,022
180	1110	1108	0,018	0,021	0,018
210	1133	1132	0,014	0,015	0,014
240	1153	1152	0,010	0,011	0,010

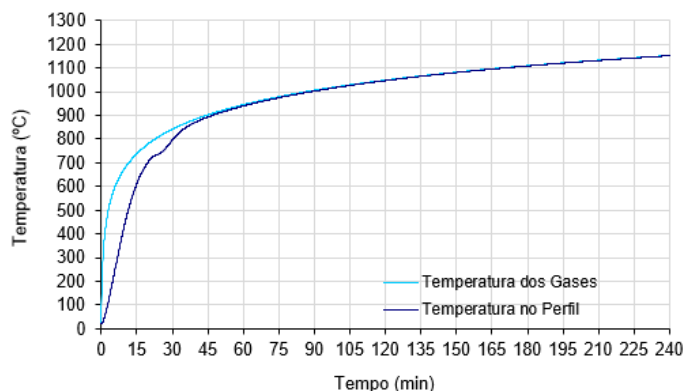


Figura 46: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, da viga V2.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 796 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,114 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,091 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,072$$

8.7.1. Viga do piso V2 Sem Proteção Submetida a Momento Fletor

$$M_{Sd,fi} = 9673 \text{ KN x cm} \rightarrow \text{momento sollicitante de cálculo em SI.}$$

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ FLM – flambagem local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{171/2}{11,6} = 7,37$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

→ não existe flambagem local em temperatura ambiente.

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 9,15$$

$$\lambda_{p,fi} = 7,77$$

$\lambda = 7,37 \leq \lambda_{p,fi} = 7,77 \rightarrow$ não existe flambagem local em SI, assim temos:

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times fy = 899,5 \times 34,5 = 31032,75 \text{ KN x cm}$$

$k = 1,4 \rightarrow$ viga com 3 lados espostos conforme item 8.4.3.2.4 – ABNT NBR 14323

$$M_{Rd,fi} = 1,4 \times 0,114 \times 31032,75 = 4953 \text{ KN x cm}$$

→ FLA – flambagem local da alma

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{355 - 2 \times (11,6 + 12)}{7,2} = 42,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 90,53$$

$$\lambda_{p,fi} = 76,95$$

$$\lambda = 42,75 \leq \lambda_{p,fi} = 76,95 \rightarrow \text{assim temos:}$$

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl}$$

$$M_{Rd,fi} = 4953 \text{ KN} \times \text{cm}$$

→ FLT- flambagem lateral com torção

A viga do piso é articulada em suas extremidades e tem a mesa superior totalmente contida pela laje, ou seja, o seu comprimento destravado é nulo. Como consequência não possui flambagem lateral com torção, pois a mesa sem contenção, está totalmente tracionada.

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 4953 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$M_{Sd,fi} = 9673 \text{ KN} \times \text{cm} > M_{Rd,fi} = 4953 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.7.2. Viga do piso V2 Sem Proteção Submetida a Força Cortante

$$V_{Sd,fi} = 55,272 \text{ KN} \rightarrow \text{força cortante solicitante de cálculo em SI.}$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{355 - 2 \times (11,6 + 12)}{7,2} = 42,75$$

Deve-se supor inicialmente a viga sem enrijecedores transversais. Assim $K_v = 5,0$.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \times \lambda_p = 0,85 \times 59,22 = 50,34$$

$$\lambda = 42,75 \leq \lambda_{p,fi} = 50,34 \rightarrow \text{temos:}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times K_{y\theta} \times f_y = 0,6 \times (d \times tw) \times K_{y\theta} \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{Rd,fi} = 0,6 \times 35,5 \times 0,72 \times 0,114 \times 34,5$$

$$V_{Rd,fi} = 60,3 \text{ KN}$$

$$V_{Sd,fi} = 55,272 \text{ KN} \leq V_{Rd,fi} = 60,3 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.8. Verificação da Viga do Piso V2 Com Proteção

Para proteção da viga do piso, foi escolhido o jateamento de argamassa no material Blaze Shield II. As setas indicam as faces de projeção da proteção.

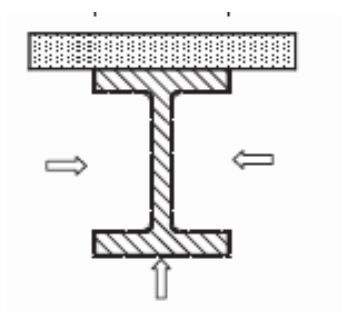


Figura 47: Proteção da Viga do Piso - Argamassa Projetada Blaze Shield II.

a) DADOS DA PROTEÇÃO

Espessura = 10 mm = 0,01 m

$\rho_m = 240 \text{ kg/m}^3$

$\lambda_m =$ conforme tabela 3 do item 5.3

$C_m =$ conforme tabela 3 do item 5.3

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{um}{Ag} = \frac{3b - 2tw + 2d}{Ag} = \frac{3 \times 0,171 - 2 \times 0,0072 + 2 \times 0,355}{64,8 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{um}{Ag} = 186,51 \cong 186 \text{ m}^{-1}$$

c) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS COM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5\text{s}$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	467	0,852	0,633	0,570
60	945	726	0,199	0,120	0,115
90	1006	861	0,080	0,076	0,058
120	1049	982	0,044	0,049	0,034
150	1082	1044	0,031	0,035	0,026
180	1110	1083	0,023	0,026	0,022
210	1133	1112	0,018	0,020	0,018
240	1153	1136	0,013	0,014	0,013

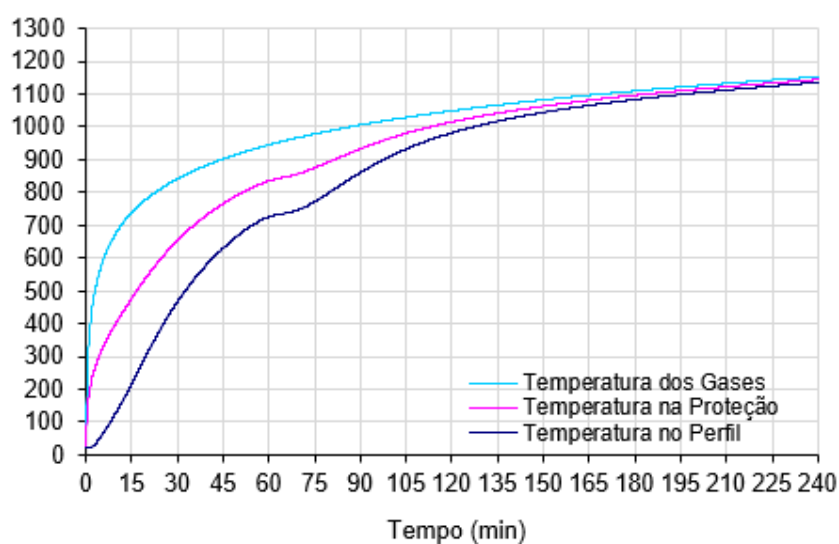


Figura 48: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, da viga do piso e de sua proteção.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 467 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,852 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,633 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,570$$

8.8.1. Viga do Piso V2 Com Proteção Submetida a Momento Fletor

$$M_{Sd,fi} = 9673 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{momento solicitante de cálculo em SI.}$$

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ FLM – flambagem local da Mesa → conforme letra (a) do item 5.7.1.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl} \rightarrow \text{onde:}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 899,5 \times 34,5 = 31032,75 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$k = 1,15 \rightarrow$ viga com 3 lados espostos conforme item 8.4.3.2.4 – ABNT NBR 14323

$$M_{Rd,fi} = 1,15 \times 0,852 \times 31032,75 = 30406 \text{ KN} \times \text{cm}$$

\rightarrow FLA – flambagem local da alma \rightarrow conforme letra (a) do item 5.7.1.

$$M_{Rd,fi} = k \times K_{y,\theta} \times M_{pl}$$

$$M_{Rd,fi} = 30406 \text{ KN} \times \text{cm}$$

\rightarrow FLT- flambagem lateral com torção \rightarrow conforme letra (a) do item 5.7.1.

Não tem flambagem lateral com torção.

b) MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

É o menor valor de $M_{Rd,fi}$ de FLA, FLM e FLT.

$$M_{Rd,fi} = 30406 \text{ KN} \times \text{cm}$$

$$M_{Sd,fi} = 9673 \text{ KN} \times \text{cm} < M_{Rd,fi} = 30406 \text{ KN} \times \text{cm} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.8.2. Viga do Piso V2 Com proteção Submetida a Força Cortante

$V_{Sd,fi} = 55,272 \text{ KN} \rightarrow$ força cortante solicitante de cálculo em SI.

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times K_{y\theta} \times f_y = 0,6 \times (d \times t_w) \times K_{y\theta} \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{Rd,fi} = 0,6 \times 35,5 \times 0,72 \times 0,852 \times 34,5$$

$$V_{Rd,fi} = 451 \text{ KN}$$

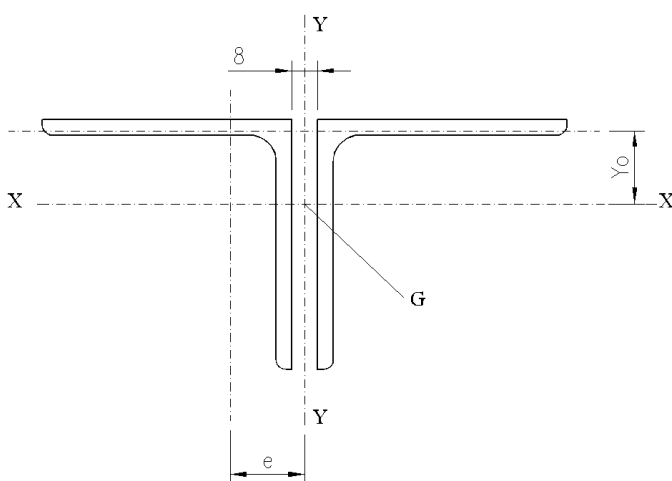
$$V_{Sd,fi} = 55,272 \text{ KN} \leq V_{Rd,fi} = 451 \text{ KN} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.9. Verificação dos Banzos da Cobertura Sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil T formado por cantoneiras duplas de 3'' x 3/16'' distantes entre si de 8mm.

→ Aço ASTM A36 → $f_y = 25,0 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$



$$A_g = 2A_{g1} = 2 \times 7,03 = 14,06 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 I_{x1} = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_{x1} = 2,39 \text{ cm}$$

$$e = X_g + (d1/2) = 2,08 + (0,8/2) = 2,48 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 (I_{y1} + A_{g1} e^2) = 2 \times (40 + 7,03 \times 2,48^2) = 166,5 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (I_y/A_g)^{1/2} = (166,5 / 14,06)^{1/2} = 3,44 \text{ cm}$$

$$J = 2 J_1 = 2 \times 0,53 = 1,06 \text{ cm}^4$$

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{A_g} = \frac{4L - 2t + 2(L - t)}{A_g} = \frac{4 \times 0,0762 - 2 \times 0,00476 + 2 \times (0,0762 - 0,00476)}{14,06 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{A_g} = 311,63 \cong 312 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times \frac{2 \times (2L + d) + 2L}{4L - 2t + 2(L - t)} =$$

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{2 \times (2 \times 0,0762 + 0,008) + 2 \times 0,0762}{4 \times 0,0762 - 2 \times 0,00476 + 2 \times (0,0762 - 0,00476)}$$

$$K_{sh} = 0,97$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	835	0,092	0,082	0,063
60	945	943	0,051	0,058	0,041
90	1006	1005	0,039	0,044	0,030
120	1049	1048	0,030	0,034	0,025
150	1082	1082	0,024	0,027	0,022
180	1110	1109	0,018	0,020	0,018
210	1133	1132	0,014	0,015	0,014
240	1153	1153	0,009	0,011	0,009

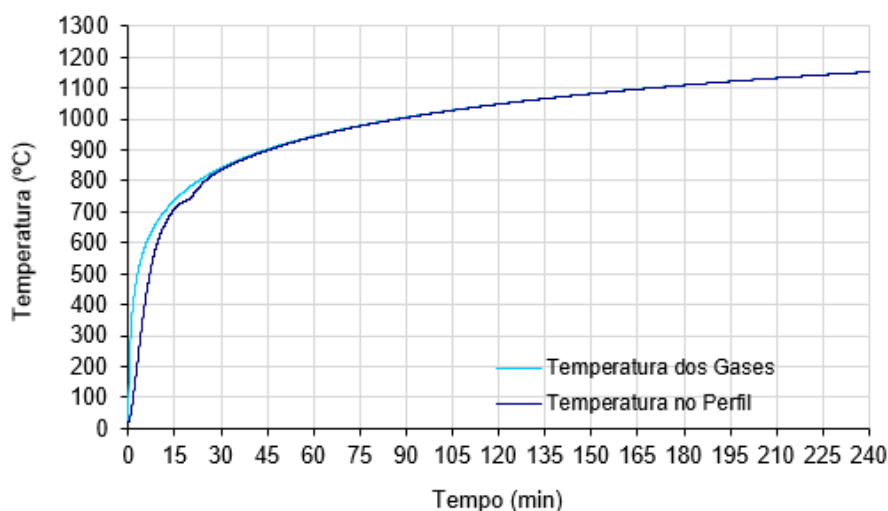


Figura 49: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, do perfil do banço.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 835 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,092 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,082 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,063$$

8.9.1. Banzo Inferior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Tração

$N_{t,Sd,fi} = 10,008 \text{ KN}$ → força axial de tração solicitante de cálculo em SI.

$$N_{t,Rd,fi} = K_{y,\theta} \times A_g \times f_y = 0,092 \times 14,06 \times 25$$

$$N_{t,Rd,fi} = 32,34 \text{ KN}$$

$N_{t,Sd,fi} = 10,008 \text{ KN} \leq N_{t,Rd,fi} = 32,34 \text{ KN}$ → **NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO**

8.9.2. Banzo Inferior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Compressão

A força resistente de cálculo em situação de incêndio será calculada no item 8.9.3.

$N_{c,Sd,fi} = 7,193 \text{ KN} > N_{c,Rd,fi} = 4,87 \text{ KN}$ → **NECESSITA DE PROTEÇÃO**

8.9.3. Banzo Superior Sem Proteção Submetido a Força Axial de Compressão

$N_{c,Sd,fi} = 55,161 \text{ KN}$ → força axial de compressão solicitante de cálculo em SI.

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ Mesas (AL)

$$\frac{b}{t} = \frac{76,2}{4,76} = 16$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

→ existe flambagem local em temperatura ambiente.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,85 \times 12,73 = 10,82$$

$$\frac{b}{t} = 16 > \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 10,82 \rightarrow \text{Existe Flambagem Local em SI. Ent\~{a}o:}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{sup.} = 0,91 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,91 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,74.$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,sup.} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{sup} = 0,85 \times 25,74 = 21,88$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 10,82 < \frac{b}{t} = 16 > \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,sup} = 21,88$$

No caso de se\~{c}o transversal possuir somente elementos apoio livre, como \u00e9 o caso das cantoneiras, toma-se $Qa=1,0$.

\u2192 Fator de Redu\~{c}o Total

$$Q = Qa \times Qs = 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

Segundo a ABNT NBR 14323 item 8.4.2.2.2:

$$Aef = Q \times Ag = 1,0 \times 14,06$$

$$Aef = 14,06 \text{ cm}^2$$

b) INSTABILIDADE DA BARRA E ESBELTEZ

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \text{ onde :}$$

Op\~{c}o conservadora (simplificada)

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_{0 \rightarrow \text{temperatura ambiente}}}{0,85}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times Ag \times fy}{Ne}}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 80}{(319)^2} = 155 \text{ KN}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 166,47}{(319)^2} = 323 \text{ KN}$$

Força de flambagem por torção:

Não é necessário determinar a força de flambagem por torção, pois o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia.

Sendo N_e o menor valor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_{ex} = N_e = 155 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \times 14,06 \times 25}{155}}$$

$$\lambda_0 = 1,5$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{1,5}{0,85} = 1,77$$

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

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 0,622$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \times (1 + 0,622 \times 1,77 + 1,77^2)$$

$$\varphi_{0,fi} = 2,619$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{2,619 + \sqrt{2,619^2 - 1,77^2}}$$

$$\chi_{fi} = 0,2198$$

c) FORÇA RESISTENTE DE CÁLCULO A COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{\sigma\theta} \times A_{ef} \times fy \rightarrow$ barras que apresentam flambagem local.

$$N_{c,Rd,fi} = 0,2198 \times 0,063 \times 14,06 \times 25$$

$$N_{c,Rd,fi} = 4,87 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd,fi} = 55,161 \text{ KN} > N_{c,Rd,fi} = 4,87 \text{ KN} \rightarrow \text{NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.10. Verificação dos Banzos da Cobertura Com Proteção

Para proteção dos perfis do banzo, foi escolhido o jateamento de argamassa no material Blaze Shield II em todo o perímetro.

a) DADOS DA PROTEÇÃO

$$\text{Espessura} = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rho_m = 240 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda_m = \text{conforme tabela 3 do item 5.3}$$

$$C_m = \text{conforme tabela 3 do item 5.3}$$

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{Ag} = \frac{4L - 2t + 2(L - t)}{Ag} = \frac{4 \times 0,0762 - 2 \times 0,00476 + 2 \times (0,0762 - 0,00476)}{14,06 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{Ag} = 311,63 \cong 312 \text{ m}^{-1}$$

c) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS COM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,e}$	$k_{E,e}$	$k_{c,e}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	351	1,000	0,749	0,714
60	945	648	0,354	0,223	0,218
90	1006	766	0,151	0,104	0,091
120	1049	912	0,058	0,065	0,048
150	1082	1005	0,039	0,044	0,030
180	1110	1060	0,028	0,031	0,024
210	1133	1097	0,021	0,023	0,020
240	1153	1125	0,015	0,017	0,015

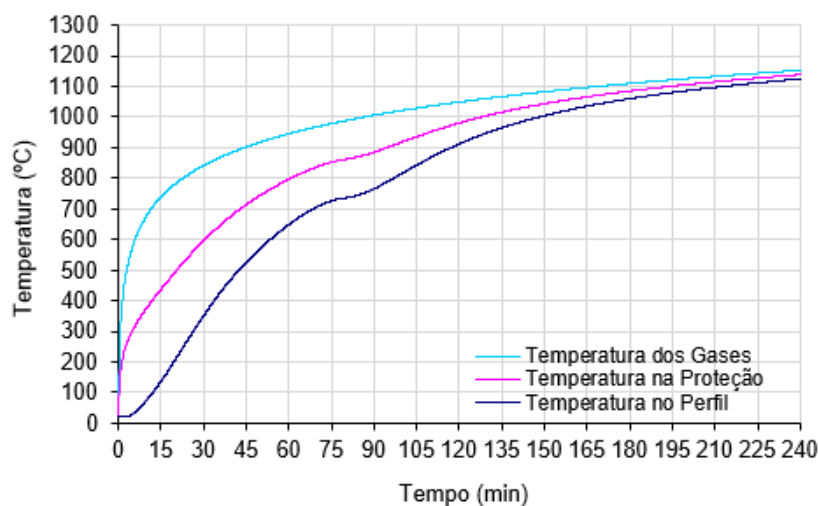


Figura 50: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, do perfil do banzo e de sua proteção.

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 351 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 1,0 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,749 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,714$$

8.10.1. Banzo Superior Com Proteção Submetido a Força Axial de Compressão

$N_{c,Sd,fi} = 55,161 \text{ KN}$ → força axial de compressão solicitante de cálculo em SI.

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ Mesas (AL) → conforme letra (a) do item 5.9.2

→ Fator de Redução Total → conforme letra (a) do item 5.9.2

b) INSTABILIDADE DA BARRA E ESBELTEZ

$\chi_{fi} = 0,2198$ → conforme letra (b) do item 5.9.2

c) FORÇA RESISTENTE DE CÁLCULO A COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{\sigma\theta} \times A_{ef} \times f_y$ → barras que apresentam flambagem local.

$$N_{c,Rd,fi} = 0,2198 \times 0,714 \times 14,06 \times 25$$

$$N_{c,Rd,fi} = 55,163 \text{ KN}$$

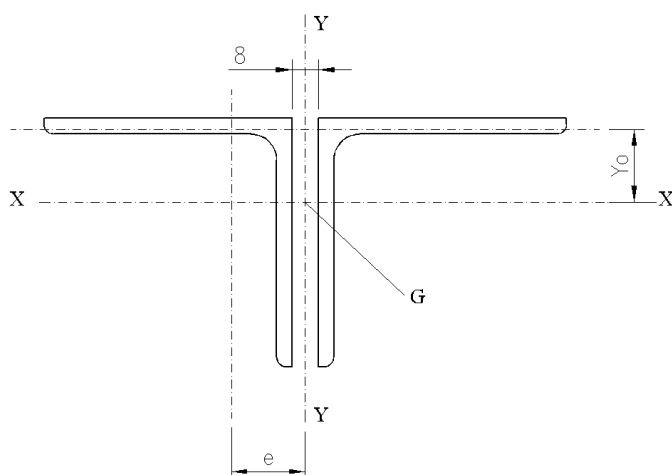
$$N_{c,Sd,fi} = 55,161 \text{ KN} \leq N_{c,Rd,fi} = 55,163 \text{ KN} \rightarrow \text{CONDIÇÃO ATENDIDA}$$

8.11. Verificação dos Montantes Sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil T formado por cantoneiras duplas de 2.1/2'' x 3/16'' distantes entre si de 8mm.

→ Aço ASTM A36 → $f_y = 25,0 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$



$$A_g = 2A_{g1} = 2 \times 5,8 = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 I_{x1} = 2 \times 23 = 46 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_{x1} = 1,98 \text{ cm}$$

$$e = X_g + (d1/2) = 1,75 + (0,8/2) = 2,15 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 (I_{y1} + A_{g1} e^2) = 2 \times (23 + 5,8 \times 2,15^2) = 99,6 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (I_y/A_g)^{1/2} = (99,6 / 11,6)^{1/2} = 2,93 \text{ cm}$$

$$J = 2 J_1 = 2 \times 0,44 = 0,88 \text{ cm}^4$$

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{A_g} = \frac{4L - 2t + 2(L - t)}{A_g} = \frac{4 \times 0,0635 - 2 \times 0,00476 + 2 \times (0,0635 - 0,00476)}{11,6 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{u}{A_g} = 312,01 \cong 312 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times \frac{2 \times (2L + d) + 2L}{4L - 2t + 2(L - t)} =$$

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{2 \times (2 \times 0,0635 + 0,008) + 2 \times 0,0635}{4 \times 0,0635 - 2 \times 0,00476 + 2 \times (0,0635 - 0,00476)}$$

$$K_{sh} = 0,99$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ Massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ Calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	835	0,092	0,082	0,063
60	945	943	0,051	0,058	0,041
90	1006	1005	0,039	0,044	0,030
120	1049	1048	0,030	0,034	0,025
150	1082	1082	0,024	0,027	0,022
180	1110	1109	0,018	0,020	0,018
210	1133	1132	0,014	0,015	0,014
240	1153	1153	0,009	0,011	0,009

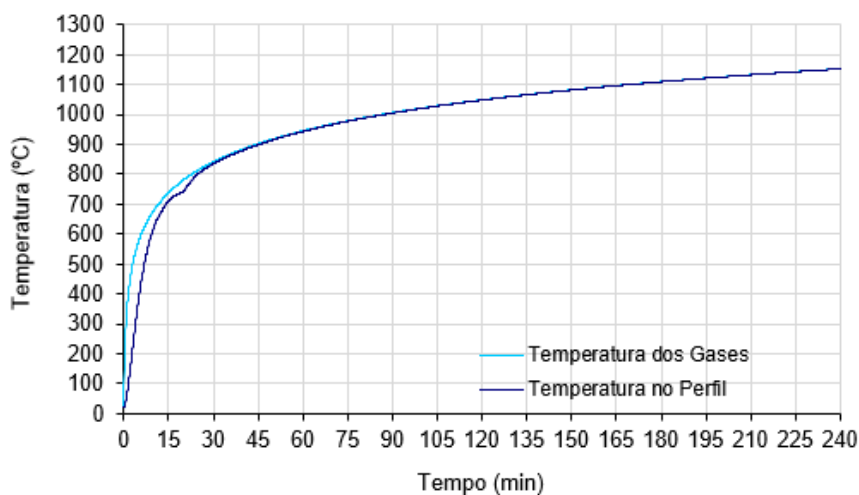


Figura 51: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, do perfil do montante

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 835 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,092 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,082 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,063$$

8.11.1. Montante Sem Proteção Submetida a Força Axial de Tração

$$N_{t,Sd,fi} = 5,040 \text{ KN} \rightarrow \text{força axial de tração solicitante de cálculo em SI.}$$

$$N_{t,Rd,fi} = K_{y,\theta} \times A_g \times f_y = 0,092 \times 11,6 \times 25$$

$$N_{t,Rd,fi} = 26,7 \text{ KN}$$

$$N_{t,Sd,fi} = 5,040 \text{ KN} \leq N_{t,Rd,fi} = 26,7 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.11.2. Montante Sem Proteção Submetida a Força Axial de Compressão

$N_{c,sa,fi} = 7,518 \text{ KN}$ → força axial de compressão solicitante de cálculo em SI.

a) FLAMBAGEM LOCAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

→ Mesas (AL)

$$\frac{b}{t} = \frac{63,5}{4,76} = 13,34$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

→ existe flambagem local em temperatura ambiente.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,85 \times 12,73 = 10,82$$

$\frac{b}{t} = 13,34 > \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 10,82$ → Existe Flambagem Local em SI. Então:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{sup.} = 0,91 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,91 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,74.$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,sup.} = 0,85 \times \left(\frac{b}{t}\right)_{sup.} = 0,85 \times 25,74 = 21,88$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{fi,lim} = 10,82 < \frac{b}{t} = 13,34 > \left(\frac{b}{t}\right)_{fi,sup.} = 21,88$$

No caso de seção transversal possuir somente elementos apoio livre, como é o caso das cantoneiras, toma-se $Q_a=1,0$.

→ Fator de Redução Total

$$Q = Q_a \times Q_s = 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

Segundo a ABNT NBR 14323 item 8.4.2.2.2:

$$A_{ef} = Q \times A_g = 1,0 \times 11,6$$

$$A_{ef} = 11,6 \text{ cm}^2$$

b) INSTABILIDADE DA BARRA E ESBELTEZ

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad \text{onde :}$$

Opção conservadora (simplificada)

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_{0 \rightarrow \text{temperatura ambiente}}}{0,85}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 46}{(109)^2} = 764 \text{ KN}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 99,6}{(109)^2} = 1655 \text{ KN}$$

Força de flambagem por torção:

Não é necessário determinar a força de flambagem por torção, pois o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia.

Sendo N_e o menor valor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_{ex} = N_e = 764 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \times 11,6 \times 25}{764}}$$

$$\lambda_0 = 0,616$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{0,616}{0,85} = 0,72$$

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

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{25}} = 0,622$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \times (1 + 0,622 \times 0,72 + 0,72^2)$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,983$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,983 + \sqrt{0,983^2 - 0,72^2}}$$

$$\chi_{fi} = 0,605$$

c) FORÇA RESISTENTE DE CÁLCULO A COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

$N_{c,Rd,fi} = \chi_{fi} \times K_{\sigma\theta} \times A_g \times f_y \rightarrow$ barras que apresentam flambagem local.

$$N_{c,Rd,fi} = 0,605 \times 0,063 \times 11,6 \times 25$$

$$N_{c,Rd,fi} = 11 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd,fi} = 7,518 \text{ KN} \leq N_{c,Rd,fi} = 11 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.12. Verificação das Diagonais sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Conforme Item 5.11.

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{Ag} = 312,01 \cong 312 \text{ m}^{-1} \rightarrow \text{conforme item 5.11.}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,99 \rightarrow \text{conforme item 5.11.}$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

$$\theta_g = 842 \text{ }^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 835 \text{ }^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,092 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,082 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,063$$

→ conforme item 5.11.

8.12.1. Diagonal sem proteção submetida a força axial de tração

$$N_{t,Sd,fi} = 21,363 \text{ KN} \rightarrow \text{força axial de tração solicitante de cálculo em SI.}$$

$$N_{t,Rd,fi} = K_{y,\theta} \times Ag \times f_y = 0,092 \times 11,6 \times 25$$

$$N_{t,Rd,fi} = 26,7 \text{ KN}$$

$$N_{t,Sd,fi} = 21,363 \text{ KN} \leq N_{t,Rd,fi} = 26,7 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

8.13. Eliminação da proteção na cobertura

Nem todas as barras da treliça necessitam de proteção, e as que necessitam precisam de espessuras que chegam a 20 mm. Este tipo de proteção é difícil de se realizar na prática, sendo assim, pode-se dispensar a proteção nas cordas da tesoura de cobertura, verificando se o edifício conseguiria manter sua estabilidade mesmo com o colapso desta tesoura, de acordo com a ABNT NBR 14432, que estipula:

“Os elementos estruturais de cobertura cujo colapso não comprometa a estabilidade da estrutura principal, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, estão isentos de requisitos de resistência ao fogo. A isenção não se aplica a coberturas que tenham função de piso, mesmo que seja apenas para saída de emergência”.

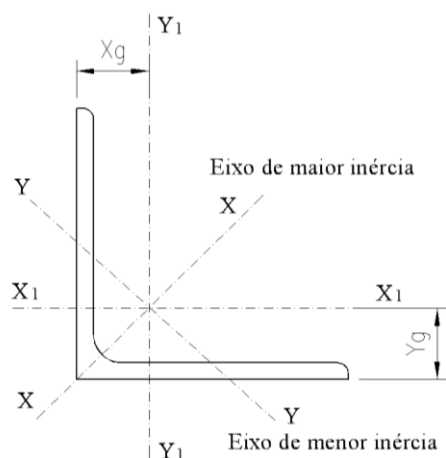
Este trabalho não visa esta dispensa, mas caso o responsável técnico opte pela isenção, os pilares e a viga do pórtico deveriam ser novamente avaliados, supondo que a tesoura da cobertura entrou em colapso e deixou de integrar a estrutura dos pórticos transversais.

8.14. Verificação do Contraventamento Vertical Sem Proteção

a) DADOS E MATERIAL DO PERFIL

→ Perfil L de 3'' x 3/16''.

→ Aço ASTM A36 → $f_y = 25,0 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$



$$A_g = 7,03 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 40 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_{x1} = 2,39 \text{ cm}$$

$$J = 0,53 \text{ cm}^4$$

b) FATOR DE MASSIVIDADE (m-1):

$$\frac{u}{A_g} = \frac{2}{t} = \frac{2}{0,00476}$$

$$\frac{u}{A_g} = 420,17 \cong 420 \text{ m}^{-1}$$

c) FATOR DE SOMBREAMENTO:

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{U_b}{U} = 0,9 \times 4L =$$

$$K_{sh} = 0,9 \times \frac{4 \times 0,0762}{0,2953}$$

$$K_{sh} = 0,93$$

d) RESULTADOS – ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA PARA PERFIS SEM PROTEÇÃO:

- ✓ com incêndio padrão para materiais a base de celulose;
- ✓ coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25 W/m² °C;
- ✓ emissividade resultante igual a 0,7;
- ✓ intervalo de tempo $\Delta t = 5s$, conforme item 8.5.1.1.4 da ABNT NBR 14323;
- ✓ massa específica do aço igual 7850 kg/m³;
- ✓ calor específico do aço variando conforme ABNT NBR 14323.

Tempo (min)	Temperatura		Fatores de redução do aço		Fator red. flamb. local
	Gases (°C)	Perfil (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{\sigma,\theta}$
0	20	20	1,000	1,000	1,000
30	842	728	0,197	0,119	0,113
60	945	932	0,054	0,060	0,044
90	1006	999	0,040	0,045	0,030
120	1049	1045	0,031	0,035	0,026
150	1082	1079	0,024	0,027	0,022
180	1110	1107	0,019	0,021	0,019
210	1133	1131	0,014	0,016	0,014
240	1153	1151	0,010	0,011	0,010

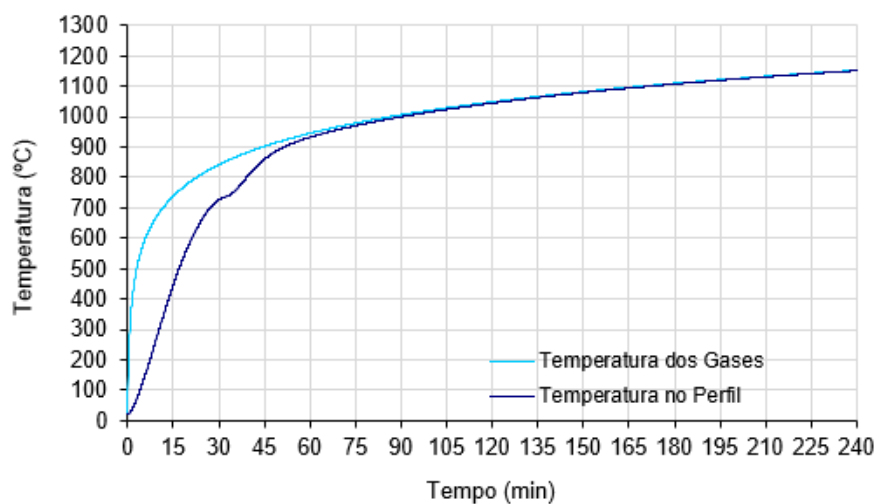


Figura 52: Resultado e gráfico da elevação da temperatura dos gases, do perfil do contraventamento

$$\theta_g = 842 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad \theta_a = 728 \text{ } ^\circ\text{C} \quad ; \quad K_{y,\theta} = 0,197 \quad ; \quad K_{E,\theta} = 0,119 \quad ; \quad K_{\sigma,\theta} = 0,113$$

8.14.1. Contraventamento Sem Proteção Submetido a Força Axial de Tração

$$N_{t,Sd,fi} = 5,18 \text{ KN} \rightarrow \text{força axial de tração solicitante de cálculo em SI.}$$

$$N_{t,Rd,fi} = K_{y,\theta} \times A_g \times f_y = 0,197 \times 7,03 \times 25$$

$$N_{t,Rd,fi} = 34,6 \text{ KN}$$

$$N_{t,Sd,fi} = 5,18 \text{ KN} \leq N_{t,Rd,fi} = 34,6 \text{ KN} \rightarrow \text{NÃO NECESSITA DE PROTEÇÃO}$$

9. CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

9.1. Conclusão

O foco deste trabalho foi apresentar de forma detalhada a composição de cargas atuantes no edifício comercial destinado a escritórios conforme ABNT NBR 6120:2019, para dimensionamento da estrutura pelo método dos estados limites conforme a ABNT NBR 8800:2008, com o auxílio computacional do programa Cype 3D. Isso com o propósito de encontrar as forças solicitantes de cálculo em situação de incêndio.

O contexto aborda as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais conforme ABNT NBR 14432:2000 e as particularidades detalhadas da verificação dos elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados a frio e perfis soldados, com enfoque ao método simplificado de cálculo, de acordo com a ABNT NBR 14323:2013. Apresenta as propriedades mecânicas e térmicas do aço e de seus meios de proteção, com a elevação da temperatura. Além disso, mostrou-se que a curva temperatura versus tempo dos gases é a principal característica de um incêndio, que depende de vários fatores como grau de ventilação, carga de incêndio e as características dos elementos de vedação.

A importância deste estudo, tem como principal objetivo, aumentar a estabilidade estrutural das estruturas sobe ação do fogo, visando um maior tempo para que, pessoas possam ser resgatadas, e o fogo possa ser controlado, minimizando as perdas humanas e danos materiais de grande porte.

Os resultados apresentados, apontam que a estrutura atende todos os estados limites últimos e de serviço em temperatura ambiente. Já em situação de incêndio para um TRRF de 30 minutos conforme ABNT NBR 14432 e IT-06 do CBMG, os pilares, a viga do pórtico, a viga do piso e os banzos da treliça da cobertura, não resistem as solicitações, necessitando de proteção. Os montantes e diagonais da treliça, suportam as solicitações sem proteção. Recomenda-se que ao se fazer a proteção faça em todos os perfis da treliça, inclusive aqueles que não necessitam. Muitas das vezes, este tipo de proteção em elementos esbeltos é difícil de se realizar. Sendo assim, existe outra opção que é isentar a verificação da cobertura. Para isso, a cobertura não pode ter função de piso mesmo que seja apenas para saída de emergência. Dessa

forma, o edifício deve conseguir manter sua estabilidade mesmo com o colapso da tesoura. Deve-se realizar a verificação para tal situação.

9.2. Sugestão Para Trabalhos Futuros

Com o propósito de aumentar os conhecimentos sobre a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio, novos trabalhos podem ser desenvolvidos com base nos tópicos apresentados na sequência:

- ✓ Verificação de estruturas de aços formadas por perfis formados a frio segundo a ABNT NBR 14472:2010;
- ✓ Comportamento de ligações em situação de incêndio;
- ✓ Cálculo do edifício simulando o colapso da cobertura.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Ações e Segurança nas Estruturas” - NBR 8681, Rio de Janeiro, 1984;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo” – NBR 5628, Rio de Janeiro, 1980;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e concreto de Edifícios em Situação de Incêndio” – NBR 14323, Rio de Janeiro, 2013;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações” – NBR 14432, Rio de Janeiro, 2000;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Forças Devidas ao Vento em Edificações” - NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios” - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008;

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 1 – “Basics of Design and Actions on Structures” – Part 2-2: Actions on structures exposed to fire. ENV 1991-2-2. Brussels, 1995;

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 3 – “Design of Steel Structures” – Part 1-2: General rules – Structural fire design. ENV 1993-1-2. Brussels, 1995;

FAKURY, Ricardo Hallal.; SILVA, Ana Lydia R. Castro; CALDAS, Rodrigo Barreto “Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto”. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016;

MARTINS, M. M. “Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”, Dissertação de Pós-Graduação apresentada à Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Minas Gerais: 2000;