



Universidade Federal
de Campina Grande

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL - UAEC

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO QUANDO SUBMETIDAS À
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 14323/2013**

ALLAN DEYBON MATIAS E SILVA

Campina Grande - PB

2018

ALLAN DEYBON MATIAS E SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO QUANDO SUBMETIDAS À
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 14323/2013**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado à
Universidade Federal de Campina Grande, para
encerramento do componente curricular e
conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Dsc. Marcos Antônio de Souza
Simplicio

Campina Grande - PB

2018

ALLAN DEYBON MATIAS E SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO QUANDO SUBMETIDAS À
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO A NBR 14323/2013**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado à
Universidade Federal de Campina Grande, para
encerramento do componente curricular e
conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Aprovado em: _____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA

_____ Nota: _____

**Prof. Dr. Marcos Antônio de Souza Simplicio – DEC - UFCG
(Presidente – Orientador)**

_____ Nota: _____

**MARÍLIA MARCY C. DE ARAÚJO – DEC - UFCG
(1° Examinador)**

_____ Nota: _____

**CÁSSIA MENDONÇA DOS ANJOS - UNIFACISA
(2° Examinador)**

DEDICATÓRIA

A minha Mãe, Zélia Maria e minha irmã Allanna Dajna, que apesar de todas as dificuldades sempre estiveram ao meu lado, dando-me apoio e motivando.

AGRADECIMENTOS

A Universidade Federal de Campina Grande, campus de Campina Grande, lugar onde conheci pessoas incríveis que me ajudaram nessa jornada em busca do sonho de título de Engenheiro Civil.

A todo o corpo docente da universidade do curso de engenharia civil, pelo preparo e competência no ensino e nas relações com o aluno e, em especial ao meu orientador professor Dr. Marcos Antônio Simplício.

RESUMO

SILVA, Allan Deybon. Dimensionamento de estruturas de aço quando submetidas à situação de incêndio segundo a NBR 14323/2013. 98p. Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2018

O presente trabalho tem por finalidade tratar do assunto da segurança contra incêndios nas edificações estruturadas em aço. Abordando os principais pontos da norma brasileira referente ao assunto, NBR 14323/2013 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”, e as suas normas complementares, como a NBR 14432/2001 e NBR 5628/2001. Tratando-se de um assunto de extrema importância pois, embora a ocorrência de incêndio seja caracterizado como um evento excepcional, quando acontece reduz bruscamente a capacidade resistente das seções de aço sem uso de proteção passiva. Sendo importante a utilização e especificação de acordo com a edificação, de elementos de proteção, como determinado no presente trabalho.

Palavras-Chave: Segurança contra incêndio; Estruturas de Aço; Elementos de Proteção.

ABSTRACT

SILVA. Allan Deybon. Dimensioning of steel structures when subjected to the fire situation according to NBR 14323/2013. 98p. Degree in civil engineering - Federal University of Campina Grande. Campina Grande, 2018.

The present work aims to deal with fire safety in buildings. Addressing the main points of the Brazilian standard regarding the subject, NBR 14323/2013 "Design of steel structures and structures of steel and concrete in fire situations", and as its complementary norms, such as NBR 14432/2001 and NBR 5628 / 2001. As a matter of utmost importance while out of reach as an exceptional event, its failure abruptly reduces the strength capacity of sections without the use of passive protections. It is important to use and select according to the building, elements of protection, as determined in this work.

Key words: Fire Safety; Steel Structures; Elements of Protection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos.	8
Figura 2: Curva temperatura-tempo de um incêndio	9
Figura 3: Modelo do incêndio padrão, curva temperatura-tempo	10
Figura 4: Argamassa projetada em vigas metálicas	18
Figura 5: Corte Transversal	34
Figura 6: Coeficiente de pressão externa para vento a 0 graus	37
Figura 7: Coeficiente de pressão externa para vento a 90 graus	37
Figura 8: Coeficiente de pressão externo para telhados à 0 graus	3
Figura 9: Coeficiente de pressão externo para telhados à 90 graus	3
Figura 10: Vento a 0° e $C_{pi}(-0,30)$	3
Figura 11: Vento a 0° e $C_{pi}(0,0)$	40
Figura 12: Vento a 90° e $C_{pi}(-0,30)$	40
Figura 13: Vento a 90° e $C_{pi}(0,0)$	40
Figura 14: Esquema dos esforços para vento 0° e $C_{pi}(0,0)$	41
Figura 15: Disposição da laje mista	42
Figura 16: Larguras de influência para as vigas secundárias	43
Figura 17: Detalhe da viga mista	43
Figura 18: Carga permanente na viga principal	44
Figura 19: Momento fletor carga permanente	45
Figura 20: Sobrecarga na viga principal	45
Figura 21: Momento fletor de sobrecarga na viga principal	45
Figura 22: Valores do C_{pe} , médio	47
Figura 23: Terças de cobertura e tirantes rígidos	48
Figura 24: Sentido de atuação das forças nas terças	48

Figura 25: Identificação das barras da treliça.....	49
Figura 26: Carregamento do vendo na estrutura	50
Figura 27: Esforços normais solicitantes	50
Figura 28: Carregamento de sobrecarga na estrutura	51
Figura 29: Esforços normais de sobrecarga na estrutura	51
Figura 30: Peso próprio na estrutura.....	52
Figura 31: Esforços normais devido ao peso próprio	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores do coeficiente de condutividade térmica	12
Tabela 2: Fatores de redução para os aços estruturais	14
Tabela 3: Propriedades das placas de gesso	19
Tabela 4: Propriedades das mantas cerâmicas.....	19
Tabela 5: Comparativo entre os métodos de proteção	20
Tabela 6: Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção	24
Tabela 7: Coeficientes de γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente	26
Tabela 8: Coeficientes de γ_g para ações permanentes diretas agrupadas	26
Tabela 9: Fator de correção k_1	29
Tabela 10: Fator de correção k_2	29
Tabela 11: Fator de rugosidade em função da altura	36
Tabela 12: Velocidade característica e pressão dinâmica em função da altura.....	37
Tabela 13: Esforços para combinação Vento 0° e $C_{pi}(0,0)$	41
Tabela 14: Propriedades dos elementos estruturais em situação de incêndio	66
Tabela 15: Propriedades da argamassa BLAZE SHIEL II.....	74
Tabela 16: Características dos perfis protegidos em situação de incêndio	75
Tabela 17: Resumo do dimensionamento em temperatura ambiente	76
Tabela 18: Resumo do dimensionamento em situação de incêndio	77
Tabela 19: Comparativo entra as duas principais soluções.....	77
Tabela 20: Comparativo de custos entra as duas principais soluções.....	78
Tabela 21: Custo unitário com argamassa projetada	78
Tabela 22: Custo unitário com tinta intumescente	79

LISTA DE SÍMBOLOS

$k_{y,\theta}$ – Fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura θ ;

$k_{E,\theta}$ – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ ;

M_{cr} – Momento fletor de flambagem elástica do aço à temperatura ambiente, obtido de acordo com a NBR 8800/2013;

M_{pl} – Momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

M_r – Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal à temperatura ambiente, obtido de acordo com a NBR 8800/2013.

C_b – fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, obtido de acordo com a NBR 8800/2013.

λ – Parâmetro de esbeltez da alma;

λ_p – Parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação;

λ_r – Parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início do escoamento;

V_{pl} – Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

$N_{fi,sa}$ – Força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio;

$N_{fi,Rd}$ – Força normal resistente de cálculo em situação de incêndio;

$\lambda_{0,\theta}$ – Índice de esbeltez reduzidos em situação de incêndio;

λ_0 – Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente;

E – Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;

χ_{fi} – Coeficiente de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio;

A_g – Área bruta da seção transversal;

f_y – resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

$F_{Gi,k}$ – Valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ – Valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

F_{Qk} – Valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação;

φ_c – Componente do fluxo devido à convecção [W/m²]

φ_r – Componente do fluxo devido à radiação [Wm²]

θ_g – Temperatura dos gases [°C]

θ_a – Temperatura da superfície do aço [°C]

ε_{res} – emissividade resultante, podendo ser tomada igual à 0,5

α_c – coeficiente de transferência de calor por convecção, igual à 25W/m² °C;

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	2
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.1.1 Objetivo Geral	3
1.1.2 Objetivos Específicos	3
1.2 JUSTIFICATIVA	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 PRINCÍPIOS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO	5
2.1.1 Fatores que influenciam a severidade de um incêndio	5
2.1.2 Fatores que influenciam a segurança do patrimônio	6
2.1.3 Fatores que influenciam a segurança da vida.....	6
2.2 SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	7
2.2.1 Resistência à altas temperaturas	7
2.3 AÇÃO TÉRMICA	8
2.3.1 Teste do Incêndio Padrão.....	11
2.3.2 Mecanismo de Transmissão de Calor	11
2.4 PROPRIEDADES DO AÇO EM ELEVADAS TEMPERATURAS	14
2.4.1 Propriedades Mecânicas.....	14
2.4.2 Propriedades Térmicas.....	15
2.5 MATERIAIS DE PROTEÇÃO TERMICA PARA ESTRUTURAS METÁLICAS	17
2.5.1 Materiais projetados.....	17
2.5.2 Materiais Rígidos e Semirrígidos	18
2.5.3 Pinturas Intumescentes.....	19
2.5.4 Comparação entre materiais	20

3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	21
3.1 MATERIAIS	21
3.2 MÉTODOS.....	21
3.2.1 Generalidades da NBR 14323/2013	21
3.2.2 Elevação da temperatura do aço	22
3.2.3 Ações e Segurança	25
3.2.4 Dimensionamento por método simplificado	27
3.2.5 Exemplo de dimensionamento	33
4. RESULTADOS E ANÁLISES	35
4.1 AÇÕES NA ESTRUTURA	35
4.1.1 Ações permanentes	35
4.1.2 Ações variáveis.....	35
4.1.3 Ação do vento.....	35
4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS.....	42
4.2.1 Especificação da Laje Mista (Tipo Steel Deck)	42
4.2.2 Esforços na Viga Mista (Viga secundária)	42
4.2.3 Esforços na Viga Principal.....	44
4.2.4 Especificação da telha de cobertura.....	46
4.2.5 Esforços na terço de cobertura.....	47
4.2.6 Esforços no Pórtico (Treliça – Pilar)	49
4.3 DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE	53
4.3.1 Dimensionamento da Viga Mista (V. secundária)	53
4.3.2 Dimensionamento da Viga Principal	56
4.3.3 Dimensionamento da terço de cobertura (terço intermediária)	59
4.3.4 Dimensionamento dos elementos da treliça.....	62
4.3.5 Dimensionamento do Pilar (P2B).....	63

4.4	DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	65
4.4.1	Elevação da temperatura do aço sem proteção	66
4.4.2	Viga Mista (viga secundária) em situação de incêndio	67
4.4.3	Viga Principal em situação de incêndio	69
4.4.4	Elementos da treliça de cobertura em situação de incêndio	71
4.4.5	Pilares em situação de incêndio	73
4.5	DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO DE PROTEÇÃO	74
4.6	ANÁLISE	76
4.7	COMPARAÇÃO DE CUSTOS DA PROTEÇÃO	77
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	80
5.1	CONCLUSÕES	80
5.2	SUGESTÕES	80
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
	ANEXOS	83

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas construtivos em aço têm, nos últimos anos, ganhando destaque, e sendo incorporados em diversos empreendimentos. Um dos motivos de tal destaque é a relação entre resistência e peso próprio, que permitem facilidades em vencer grandes vãos e grandes alturas, resultando em obras com arquiteturas mais arrojadas.

Outras vantagens de se optar por sistemas construtivos baseados em estruturas de aço são a maior rapidez de execução e menor impacto gerado em canteiros de obras se comparado com o sistema tradicional de concreto armado e alvenaria de vedação. As peças de aço possibilitam maior precisão de medidas, proporcionando assim a execução de uma obra aprumada e nivelada.

Para Matos (2017), construções em aço reduzem em até 40% no tempo da obra se comparado com os sistemas construtivos convencionais.

A estrutura em aço mostra-se especialmente indicada nos casos onde há necessidade de adaptações, ampliações, reformas e mudança de ocupação de edifícios, em melhor aproveitamento do espaço interno e aumento da área útil. Por serem estruturas mais leves, a modalidade pode reduzir os custos com fundações e tornar viável o uso de solos com baixa capacidade de carga (Matos 2017).

Porém, Para Silva (1997) ao se trabalhar com estruturas de aço, três questões devem ser levadas em consideração para a viabilização da obra: custo, corrosão, incêndio. Apesar de que as estruturas metálicas são cerca de 20% mais caras do que estruturas convencionais de concreto, esse não é o parâmetro decisivo, pois as vantagens agregadas ao uso de aço são tempo de execução reduzido e logística mais simples. O segundo item mencionado, a corrosão, é minimizado com uma especificação adequada dos materiais de proteção e de manutenções periódicas na estrutura.

O terceiro ponto a ser enfrentado e que será o foco do presente trabalho diz respeito à segurança das edificações em situações de incêndio. Em situações de incêndio, o fenômeno da estabilidade tem sido foco de vários estudos nos últimos anos, desenvolvendo importantes pesquisas experimentais e numéricas sobre o comportamento das estruturas para essa situação. Nesse sentido, a norma brasileira NBR 14323/2013

intitulada “Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio” traz condições exigíveis para o dimensionamento em situações de incêndio de estruturas de aço.

Para a NBR 14323 (2013), entende-se por dimensionamento em situações de incêndio a verificação da estrutura, com ou sem proteção contra incêndio, no que se refere à estabilidade e à capacidade resistente aos esforços solicitantes em temperaturas elevadas, a fim de evitar o seu colapso em condições que prejudiquem a fuga dos ocupantes da edificação. Além disso, quando for o caso, também prejudiquem a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para ações de combate ao fogo, e aumentem o risco de propagação do fogo ou de calor e o risco à vizinhança.

Ou seja, para a norma brasileira, em situações de incêndio, a edificação deve ser projetada de tal forma que o colapso estrutural deva ser evitado por tempo suficiente para possibilitar a fuga dos ocupantes e a segurança das ações de combate ao incêndio. Esse tempo recebe a denominação de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). O TRRF depende de vários fatores e é determinado segundo as especificações da NBR 14432/2001, intitulada “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações”.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo do presente trabalho é o estudo das estruturas de aço quando submetidas a ações de incêndio, as implicações desse fenômeno na capacidade resistente dos elementos estruturais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Fazer o estudo e dimensionamento de uma estrutura de aço segundo os critérios da NBR 8800/2008 e NBR 14762/2010;
- Verificar a estrutura em situação de incêndio segundo as exigências da NBR 14323/2013;
- Analisar a necessidade ou não de materiais de proteção para as peças de aço e realizar o dimensionamento da camada de proteção para o TRRF dado;

- Análise de custos dos materiais de proteção nas estruturas metálicas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A justificativa deste trabalho baseia-se na importância e espaço na construção civil que as estruturas de aço vêm conquistando e, aliado ao fato de que os projetistas negligenciam a verificação em situação de incêndio por entenderem que as medidas ativas serão suficientes para combater esse evento.

Porém, como será discutido, as estruturas sofrem perdas significativas da sua capacidade resistente quando submetidas a altas temperaturas, sendo de importância significativa a determinação de medidas preventivas que protejam os perfis metálicos para que em elevadas temperaturas suas propriedades não se alterem.

Além disso, a partir da norma de desempenho NBR 15757/2015, que vem para reforçar e impor que as estruturas têm um desempenho a ser cumprido. Uma dessas determinações é a garantia de resistência da edificação em situação de incêndio.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PRINCÍPIOS DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

Os objetivos principais da segurança contra incêndio são minimizar o risco à vida humana e a perda patrimonial. Segundo Vargas e Silva (2003), entende-se por risco à vida a exposição severa à fumaça ou ao calor dos usuários da edificação e eventuais desabamentos dos elementos estruturais sobre os usuários ou sobre a equipe de resgate. E sobre a perda patrimonial, entende-se a destruição parcial ou total da edificação, dos estoques, dos documentos, dos equipamentos ou dos acabamentos da edificação.

Segundo Bonitese (2007), os riscos decorrentes do fogo são primários e secundários. Os primários se referem às queimaduras, e os secundários referem-se à asfixia, envenenamentos, contusões e o colapso decorrentes do efeito da combustão, como falta de oxigênio, radiação, fumaça, colapso estrutural.

Um sistema de segurança contra incêndio consiste em um conjunto de ações ativas e passivas que irão mitigar os danos causados. Para Pannoni (2015), as medidas ativas preveem a existência de meios adequados ao salvamento das pessoas, começando pelo próprio projeto arquitetônico (corredores e escadas amplas, zonas limpas de gases tóxicos, etc.). Essas medidas também visam reduzir a probabilidade de ocorrência de incêndios severos.

As medidas de proteção passivas visam reduzir a probabilidade do colapso estrutural caso ocorra um incêndio severo. Essa probabilidade depende da resistência de um elemento de construção à ação do fogo por determinado período, como determina a norma brasileira NBR 14432/2001, com o chamado TRRF.

2.1.1 Fatores que influenciam a severidade de um incêndio

A busca é sempre por evitar que incêndios ocorram, mas, caso um incêndio seja iniciado, é primordial que esse não se torne incontrolável, pois, seriam significativas as perdas. Os riscos de incêndio, sua intensidade e duração estão diretamente associados à:

- Qual atividade a que se destina a edificação, ou seja, se é uma construção destinada às indústrias e comércios ou residenciais. Isso está diretamente ligado à Carga de Incêndio (ou quantidade de materiais combustíveis);
- Condições de ventilação do ambiente;
- Forma do edifício. Edifícios compartimentados, confinam o fogo, diminuindo assim a probabilidade de propagação;
- Materiais empregados na construção. Materiais isolantes térmicos diminuirão as chances de propagação;
- Sistemas de segurança contra incêndio. Existência de detectores de fumaça, sprinklers, reduz a propagação do fogo.

2.1.2 Fatores que influenciam a segurança do patrimônio

O instante em que ocorre a generalização do incêndio é denominado de *flashover*. Esse instante é visível, pois além do rápido crescimento do incêndio, podem ocorrer explosões, rompimentos de janelas, etc. Antes do *flashover* geralmente não há risco de colapso estrutural, seja ela de aço ou de concreto, embora alguns danos locais ao conteúdo possam ocorrer. É de costume, por medida de segurança estrutural, admitir-se ocorrência do *flashover* e dimensionar as estruturas para essa situação, Vargas e Silva (2003).

A principal tarefa para garantir a segurança da edificação é diminuir o risco do *flashover*. A segurança que pode ser feita ativa ou preventiva pode ser realizada a partir do que foi mencionado no tópico anterior (2.1.1).

2.1.3 Fatores que influenciam a segurança da vida

Ao tratar-se da segurança do usuário de uma edificação, devem-se considerar os principais fatores que venham a prejudicar a integridade física do mesmo no período em que se desenvolve o incêndio. Como falado anteriormente, a queimadura e a asfixia são os maiores riscos iniciais à vida dos ocupantes.

As medidas utilizadas para garantir a segurança dos ocupantes podem ser tratadas de maneiras diferentes quanto à forma do edifício, segundo Vargas e Silva (2003). Mas o

princípio da segurança à vida parte da estrutura ter rotas de fugas bem definidas, com corredores e escadas amplas, que não causem a sensação de aprisionamento, a utilização de portas corta-fogo e de outros sistemas de segurança.

2.2 SEGURANÇA ESTRUTURAL

Para Vargas e Silva (2003), uma estrutura considerada segura, para condições normais de carregamento e em temperatura ambiente, é aquela que resiste aos esforços normais provenientes de ações externas. Uma estrutura considerada segura em condição excepcional de um incêndio é aquela que, com ou sem proteção contra incêndio, tem grande probabilidade de resistir aos esforços solicitantes em temperaturas elevadas, evitando assim, o seu colapso.

Caso, havendo o incêndio, a estrutura só poderá ser reutilizada após verificação. Se a estrutura foi dimensionada e protegida adequadamente, e o incêndio sendo de pouca severidade, a verificação pode concluir que a estrutura poderá ser novamente utilizada. Em caso contrário, deverá ser feito a recuperação da estrutura.

2.2.1 Resistência à altas temperaturas

As estruturas de aço, assim como as estruturas de concreto convencional, quando submetidas a gradientes térmicos elevados decorrentes de um incêndio sofrem, progressivamente, diminuição do módulo de elasticidade. Ou seja, os materiais perdem sua capacidade plástica, bem como diminuem a capacidade resistente. Além de alterações no estado inicial, promovendo tensões e deformações estruturais.

A resistência ao fogo é usualmente expressa em termos de atendimento aos ensaios descritos pela ABNT NBR 5628 (2001). Trata-se de uma medida de tempo transcorrido antes que um elemento construtivo exceda limites especificados para a capacidade de suportar cargas.

As normas brasileiras que tratam do problema de segurança contra incêndio, em específico a NBR 14432 (2001), como já mencionado, estabelecem em função do tipo de ocupação e da altura da edificação o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

O TRRF é definido na própria norma como o “Tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito a um ensaio padronizado”. Durante esse tempo, a estrutura deverá manter sua estabilidade e capacidade de resistir aos esforços. Na Figura 1, traz a relação entre altura da edificação e o TRRF.

Figura 1: Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos.

Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, em minutos					
NBR 14432:2000	Altura de edificação - metros				
	≤ 6	6 < h ≤ 12	12 < h ≤ 23	23 < h ≤ 30	h > 30
Nº aproximado de andares	2	2 a 4	4 a 8	8 a 11	11+
Residências	30	30	60	90	120
Hotéis	30	60 (30)	60	90	120
Comércio varejista	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Escritórios	30	60 (30)	30	90	120
Escolas	30	30	60	90	120
Garagem aberta lateralmente	30	30	30	30	60
Garagem não aberta lateralmente	30	60 (30)	60	90	120
Indústrias ($q_n < 1200\text{MJ/m}^2$)	30	30	60	90	120
Depósitos (baixo risco)	30	30	30	30	60

Fonte: Pannoni (2015)

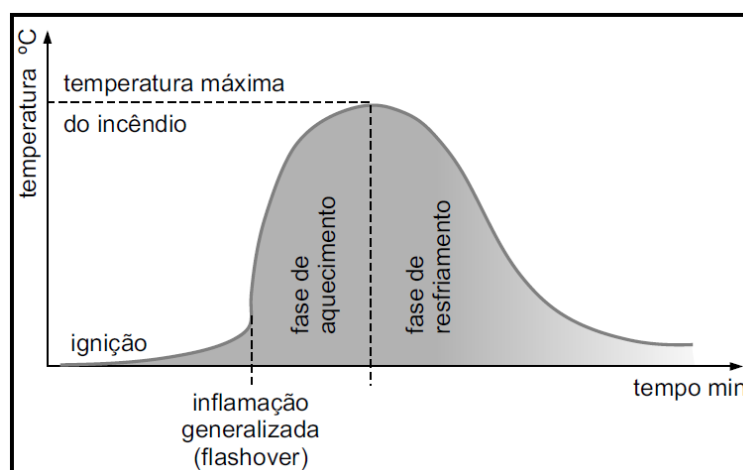
2.3 AÇÃO TÉRMICA

Em temperatura ambiente, os principais esforços a que a estrutura está submetida são causados pelo peso próprio dos elementos que a compõem e das ações externas de vento e sobrecarga. No entanto, em situações de incêndio, o projeto deve considerar a ação térmica na estrutura, que é descrita pelo fluxo de calor, provocado pela diferença de temperatura dos gases quentes do ambiente e os componentes da estrutura que inicialmente encontram-se frios.

Esse fluxo de calor nos elementos estruturais, elevando a temperatura, causa nos componentes estruturais redução de resistência, redução do módulo de elasticidade, e o aparecimento de esforços solicitantes adicionais devido às deformações térmicas.

A principal característica de um incêndio no que diz respeito ao estudo das estruturas é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, conforme visto na Figura 2, visto que a partir dessa curva é possível calcular a máxima temperatura atingida pelos elementos estruturais e a sua correspondente capacidade resistente às altas temperaturas.

Figura 2: Curva temperatura-tempo de um incêndio



Fonte: Vargas e Silva (2003)

A partir da Figura 2, podemos ver que a curva apresenta uma região inicial com baixas temperaturas, onde o incêndio é considerado de pequena severidade, não apresentando, assim, riscos à vida humana nem à estrutura.

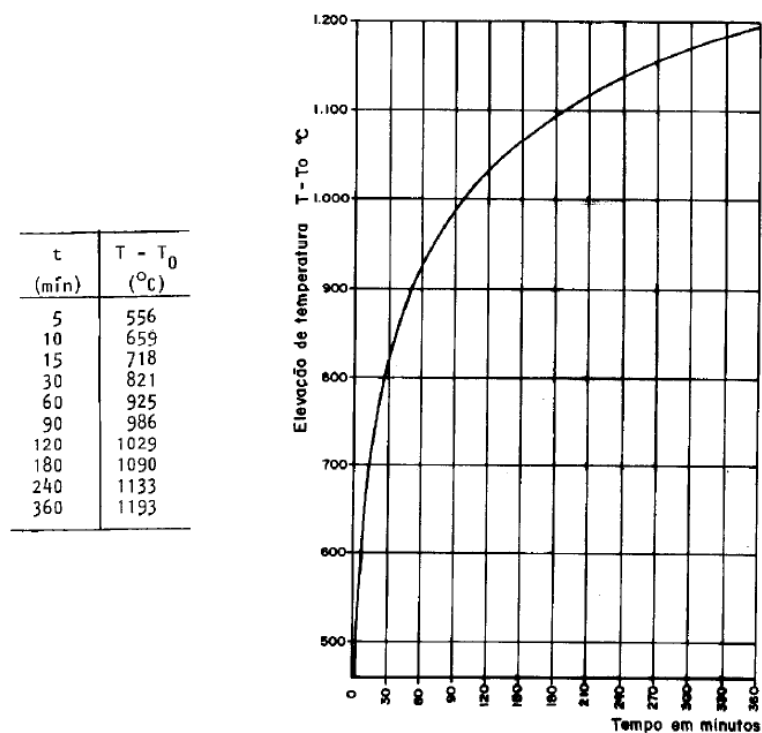
Pode-se ainda, a partir da figura, identificar o instante do *flashover*, já mencionado, e que é caracterizado pelo instante de inflamação generalizada, ou seja, toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição. Tornando o incêndio, a partir desse instante, grandes proporções, alcançando todos os compartimentos da edificação e elevando rapidamente a temperatura dos gases até todo o material combustível ser 'consumido', seguindo-se de uma diminuição gradativa da temperatura.

Segundo Vargas e Silva (2003), a curva temperatura-tempo real de um incêndio é difícil de ser estabelecida, pois depende de:

- Tipo, quantidade e distribuição da carga de incêndio;
- Grau de ventilação do compartimento calculado a partir das dimensões das aberturas para o ambiente externo;
- Tipo do material e espessura dos elementos de vedação do compartimento.

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo altera-se para cada caso em específico, a norma brasileira ABNT NBR 5628 (2001) adotou uma curva padronizada para a análise experimental de estruturas e materiais de revestimento contra fogo, em fornos de institutos de pesquisa. Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios poderá ser adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Essa curva padrão de incêndio é conhecida como modelo do incêndio padrão, conforme visto na Figura 3.

Figura 3: Modelo do incêndio padrão, curva temperatura-tempo



FONTE: ABNT NBR 5628 (2001)

Segundo Vargas e Silva (2003), a temperatura atuante no elemento estrutural é inferior à temperatura dos gases quentes. Essa temperatura pode ser obtida em função do

TRRF, segundo critérios da NBR 14432 (2001), e com a curva de incêndio padrão para o tempo requerido encontrado.

2.3.1 Teste do Incêndio Padrão

O princípio básico do teste do incêndio padrão é que o elemento estrutural seja carregado para produzir as mesmas tensões que ocorreriam no elemento quando este fizesse parte de uma estrutura. O elemento carregado é então aquecido em fornos especiais e sua curva temperatura-tempo medida e controlada até que ocorra seu rompimento.

2.3.2 Mecanismo de Transmissão de Calor

Sempre que há um gradiente de temperatura no interior de um sistema ou quando há contato de dois sistemas com temperaturas diferentes há um processo de transferência de energia. O processo através do qual a energia é transferida é conhecido como transferência de calor. A transferência de calor entre dois corpos que estejam a temperaturas diferentes pode se dar de três formas: Por Condução, por convecção e por radiação.

2.3.2.1 Condução

Supondo um material constituído por várias partículas, com uma determinada região de temperatura mais elevada do que as demais, ocorrerá nessa região uma maior agitação das partículas. A partir daí haverá a transmissão gradativa da agitação entre partículas vizinhas, gerando assim uma transferência de calor dentro do corpo.

Percebe-se então que, para que o mecanismo se processe e que ocorra de forma efetiva, é necessário o contato entre os corpos em temperaturas diferentes. O calor transferido entre duas superfícies pode ser calculado através da lei de Fourier:

$$(2.1) \quad Q = - \lambda_m \cdot A \frac{\theta_c - \theta_b}{\Delta x} \cdot \Delta t$$

Onde:

λ_m = Condutividade térmica do material

A = área da seção atravessada pelo calor

Δx = Percurso realizado

$\theta_c - \theta_b$ = diferença de temperatura entre as superfícies

A condutividade térmica é uma característica do material. Ela pode para um mesmo material, em determinadas temperaturas, variar seu valor. A Tabela 1 traz alguns valores do coeficiente para os materiais mais utilizados na construção civil.

Tabela 1: Valores do coeficiente de condutividade térmica

Material	Condutividade térmica $\lambda_m (W / m \text{ } ^\circ C)$
Concreto	1,40
Aço	5,62
Gesso	0,20
Madeira	0,12
Tijolo	0,88

Fonte: AUTOR

2.3.2.2 Convecção

Em fluidos, líquidos e gases, também ocorre transferência de calor por condução. Porém, neste caso o aumento da temperatura provoca uma alteração na densidade do fluido na parte mais quente, o que provoca uma movimentação macroscópica. Esse deslocamento que surge entre a parte mais quente e fria do líquido aumenta a velocidade de transporte de energia térmica. Esse fenômeno é conhecido como *convecção*.

Ao transporte de massa devido à diferença de densidade chama-se convecção natural se, o processo é forçado mecanicamente por bombas, ou ventiladores, o processo é dito convecção forçada.

O termo convecção aplica-se à transmissão ou transferência de calor de um lugar para o outro, pelo deslocamento de material aquecido. A intensidade de fluxo de calor depende de vários fatores, tais como:

- A superfície de contato entre os fluidos;
- Propriedades térmicas dos fluidos;
- Número de Reynolds dos fluidos em contato.

O cálculo do fluxo de calor por convecção é feito através do Teorema de Newton expresso na equação 2.2 para o resfriamento entre o aço e o gás aquecido:

$$(2.2) \quad \phi_c = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_a)$$

Onde:

α_c = Coeficiente de troca de calor por convecção;

θ_g = Temperatura do ar;

θ_a = Temperatura do aço;

A NBR 14432 (2001) adota $\alpha_c = 25 \frac{W}{^{\circ}C m^2}$

2.3.2.3 Radiação

A radiação é o mecanismo de transmissão de calor associado à propagação de ondas eletromagnéticas. Ao contrário da condução e da convecção, a radiação pode se dar tanto no vácuo, quanto através de um meio qualquer. A rigor, a radiação é mais eficiente no vácuo, já que a existência de um meio material a ser atravessado implica na dissipação de energia.

O mecanismo de radiação consiste, de forma simplificada, na emissão de ondas eletromagnéticas por um corpo aquecido que, absorvidas por um receptor transforma-se em energia térmica. Qualquer corpo está continuamente emitindo energia, bem como absorvendo quantidades de energia radiante que sobre ele incide provenientes do meio que o cerca.

2.4 PROPRIEDADES DO AÇO EM ELEVADAS TEMPERATURAS

2.4.1 Propriedades Mecânicas

2.4.1.1 Limite de Escoamento e Modulo de Elasticidade

Quando os elementos de aço são expostos a altas temperaturas, como as que ocorrem em situações de incêndio, as suas características físicas e químicas se ‘modificam’, que acarreta na redução de rigidez e de resistência. A Tabela 2 retirada da NBR 14323 (2013) fornece os coeficientes de redução para o modulo de elasticidade e para o limite de escoamento dos aços estruturais em função de temperaturas elevadas.

Tabela 2: Fatores de redução para os aços estruturais

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

Nota: Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

Fonte: ABNT NBR 14323 (2013)

A NBR 14323 também traz as seguintes relações:

$$(2.3) \quad k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

$$(2.4) \quad k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$$

Onde:

$f_{y, \theta}$ = Resistência ao escoamento dos aços laminados a uma temperatura θ

f_y = Resistência ao escoamento dos aços laminados a 20°

E_{θ} = Modulo de Elasticidade dos aços laminados a uma temperatura θ

E = Modulo de Elasticidade dos aços laminados a 20°

2.4.1.2 Massa Específica

A NBR 14323 (2013) considera a massa especifica do aço independente da temperatura e, sendo igual a:

$$\rho_{\text{aço}} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

2.4.2 Propriedades Térmicas

O aço é uma mistura homogênea de materiais à temperatura ambiente. Com a elevação da temperatura, há uma mudança de fase de equilíbrio entre as ligas metálicas que compõem o material. Por volta de 700°C, o desequilíbrio entre as ligas metálicas modifica severamente as propriedades térmicas do aço, Mouço (2006).

2.4.2.1 Alongamento

O alongamento do aço varia de acordo com a temperatura e pode ser determinado da seguinte forma:

- Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta < 750^{\circ}\text{C}$

$$(2.5) \quad \frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 - 2,416 \times 10^{-4}$$

- Para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta < 860^{\circ}\text{C}$

$$(2.6) \quad \frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2}$$

- Para $860^{\circ}\text{C} \leq \theta < 1200^{\circ}\text{C}$

$$(2.7) \quad \frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta - 6,2 \times 10^{-3}$$

Porém a NBR 14323 sugere um método simplificado de cálculo:

$$(2.8) \quad \frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta - 20)$$

Onde:

l = Comprimento à 20°C

Δl = Expansão térmica provocada pela elevação de temperatura

θ = Temperatura do aço

2.4.2.2 Calor específico

O calor específico do aço, ou seja, a relação entre a quantidade de calor fornecida a ele e a sua elevação de temperatura, varia com o aumento da mesma. Porém, a NBR 14323 fornece um valor simplificado e igual à:

$$c_{\text{aço}} = 600 \frac{\text{J}}{\text{kg}^{\circ}\text{C}}$$

2.4.2.3 Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço pode ser definida à grosso modo como a capacidade de transmitir calor de uma face para à outra. Assim como o calor específico, a condutividade térmica também varia com a temperatura, porém a NBR 14323 fornece um valor simplificado de:

$$\lambda_{\text{aço}} = 45 \frac{\text{W}}{\text{m}^{\circ}\text{C}}$$

2.5 MATERIAIS DE PROTEÇÃO TÉRMICA PARA ESTRUTURAS METÁLICAS

Para minimizar os riscos à saúde e ao patrimônio, todo projeto de edificação deve prever sua segurança contra incêndio. Esse sistema de proteção, como já foi visto, é uma combinação de ações ativas e passivas. As soluções passivas consistem em resistência ao fogo das estruturas, compartimentação e saídas de emergência da edificação.

Para aumentar a resistência ao fogo das estruturas de aço da edificação, faz-se necessário, em muitas vezes, o uso de materiais que tenham por característica principal serem isolantes térmicos, que envolvam as estruturas metálicas, dando-lhes condições de resistir à temperatura no tempo requerido (TRRF) de acordo com a NBR 14432. Segundo Vargas e Silva (2003), para valores de TRRF iguais ou menores a 20 minutos, há possibilidade de a estrutura de aço resistir ao aquecimento de sem necessidade de introduzir revestimento contra fogo, porém, para TRRF maiores é necessário adicionar algum tipo de tratamento nos elementos estruturais.

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

- Baixa massa específica aparente;
- Baixa condutividade térmica;
- Alto calor específico;
- Adequada resistência mecânica, quando expostas à impactos;
- Garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- Custo Compatível.

Os materiais de proteção antitérmica, podem ser divididos em três grupos: materiais projetados, materiais rígidos ou semirrígidos e materiais intumescentes.

2.5.1 Materiais projetados

As argamassas projetadas devem trabalhar monoliticamente com a estrutura, formando uma camada de revestimento homogêneo e contínuo que preencha todos os espaços da estrutura. Não podem conter outros materiais que sejam agressivos à saúde

dos trabalhadores e posteriores usuários da edificação, nem apresentar desprendimento da superfície por ação de correntes de ar, para não contaminar o ambiente e, para que a camada de proteção não tenha sua espessura reduzida, diminuindo assim sua ação protetiva na estrutura.

A durabilidade da camada de argamassa deve ser a mesma da edificação, dispensando manutenção e permitindo facilidade para reparos manuais, que garantam perfeita aderência entre camadas sucessivas, no caso de possíveis danos causados na estrutura. Devem ainda apresentar índice zero de combustibilidade e propagação de chamas. Na Figura 4 é possível ver o acabamento dos perfis após aplicação da argamassa projetada.

Figura 4: Argamassa projetada em vigas metálicas



Fonte: TRIA

2.5.2 Materiais Rígidos e Semirrígidos

São materiais aplicados em elementos internos à edificação. Composto principalmente pelas placas rígidas, que por sua vez podem ser de gesso acartonado e fibra cerâmica. São produtos que oferecem uma aparência limpa, e podem posteriormente serem aplicadas decorações.

As placas de gesso contém fibras de vidro e em alguns casos a adição de vermiculita, esses materiais mantêm o conjunto estruturado quando expostos à elevadas temperaturas. Na Tabela 3 têm-se as propriedades desse material.

Tabela 3: Propriedades das placas de gesso

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

Fonte: Vargas e Silva (2003)

As mantas cerâmicas são mantas flexíveis, formadas por um aglomerado de fibras silício-aluminosas, apresentando baixa massa específica (64kg/m^3). São aplicadas de modo a envolver a estrutura, fixadas com pinos de aço já soldados na estrutura. Na Tabela 4 têm-se as propriedades desse material.

Tabela 4: Propriedades das mantas cerâmicas

Descrição	Valores
Comportamento ao fogo	Incombustível
Condutibilidade térmica (W/m.k)	0,087
Calor específico (J/kg°C)	1.130

Fonte: Vargas e Silva (2003)

2.5.3 Pinturas Intumescentes

Segundo Pannoni (2015), são materiais aparentados das tintas de proteção contra a corrosão. São inertes em baixas temperaturas, mas proporcionam isolamento térmica através das intumescência, ou ‘inchamento’, que ocorre em temperaturas aproximadas de 200°C a 230°C . Esse inchamento gera uma camada de materiais de baixa condutividade térmica, que funcionam como isolantes. Isso faz com que as propriedades do aço permaneçam inalteradas até temperaturas próximas de 400°C , ou seja, decorrido um tempo de incêndio,

o aço ainda apresenta toda a sua capacidade resistente. A aplicação das tintas dá uma ‘folga’ para o aço resistir a TRRF maiores.

A tinta intumescente é aplicada da mesma forma que outras tintas tradicionais, podendo ser por jateamento, pincel ou rolo. As superfícies devem ser limpas antes da aplicação da tinta. As seguintes condições devem ser observadas:

- Espessura máxima, por demão de película úmida, menor que 375 mm, se aplicada com pincel, ou de 1500 mm se aplicada com spray.
- Intervalo de 24 horas entre demãos;
- Mínimo de 3 dias para a aplicação de tinta de acabamento.

2.5.4 Comparação entre materiais

A Tabela 5 traz a comparação de forma esquemática dos principais materiais de proteção mencionados anteriormente.

Tabela 5: Comparativo entre os métodos de proteção

COMPARATIVO ENTRE AS TRÊS PRINCIPAIS SOLUÇÕES DE ESTRUTURA METÁLICA			
	Placa de silicato de cálcio	Argamassa projetada	Revestimento intumescente
+	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Instalação limpa ▪ TRRF até 120 minutos 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Baixo custo ▪ Resistência térmica e acústica ▪ TRRF até 240 minutos 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Facilidade na manutenção/limpeza ▪ Arquitetura permanece aparente ▪ Leve e fino ▪ Otimiza o espaço da construção ▪ Permite acabamento na cor desejada ▪ Não retém sujeiras ▪ TRRF até 120 minutos
-	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Esconde a estrutura metálica ▪ Sem flexibilidade para acompanhar as estruturas ▪ Demora para a instalação das placas ▪ Espessuras muito elevadas, necessitando, em alguns casos, redimensionamento das cargas estruturais 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Fragilidade ao contato físico ▪ Aplicação gera muita sujeira ▪ Dificuldade em manter as mesmas espessuras ▪ Aparência não agradável ▪ Requer mais espaço 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Requer aplicadores qualificados ▪ Verificação de qualidade da aplicação ▪ Tempo de secagem maior ▪ Deve haver compatibilidade com primer utilizado

Fonte: CKC do Brasil

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

Para este trabalho foi utilizado um microcomputador para a instalação dos seguintes softwares a serem utilizados:

- Excel;
- Ftool 4.0;
- AutoCAD 2018;
- Revit 2016;
- VisualVentos

3.2 MÉTODOS

A metodologia de cálculo para o dimensionamento de edificações em situação de incêndio foi feita pelo Método Simplificado de Cálculo descrito na seção 8 da NBR 14323/2013 nomeada como *Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*.

3.2.1 Generalidades da NBR 14323/2013

O método simplificado de cálculo, que foi abordado nesse trabalho, é de fácil utilização, conduzindo a resultados conservadores se comparado com métodos computacionais. O método trazido pela NBR 14323 pode ser aplicado à maior parte dos elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados e perfis soldados, sendo ainda aplicado também aos conectores.

A NBR 14323 traz algumas considerações a serem observadas:

- Para a determinação da temperatura a ser usada no dimensionamento em situação de incêndio, pode ser usada a curva temperatura-tempo dos gases quentes padronizadas pela NBR 5628, juntamente com o TRRF obtido com o uso da NBR 14432.

- O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio padrão, obtido por qualquer que seja o método de dimensionamento, não pode ser tomado como valor superior ao determinado em temperatura ambiente, conforme a NBR 8800.
- Com o aquecimento, a rigidez das peças diminui e a capacidade de adaptação plástica aumenta. Os esforços solicitantes decorrentes de restrições às deformações de origem térmica podem, em geral, ser desprezados.
- Para efeito de flambagem local dos elementos componentes das seções transversais, admite-se que as classes das seções obtidas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800 sejam mantidas à temperatura elevada.
- O estado limite último de ruptura da seção líquida não precisa ser considerado, uma vez que a temperatura do aço será menor na ligação devido à presença de material adicional.
- Para a norma NBR 14323, ao ser utilizado o método simplificado de dimensionamento, considera-se a distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais.

3.2.2 Elevação da temperatura do aço

3.2.2.1 Fator de Massividade

O índice de aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço em situação de incêndio é proporcional ao seu fator de massividade (u/A), para elementos sem proteção. A Tabela 6 traz alguns fatores de massividades.

- u – perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio;
- A – área da seção transversal do elemento estrutural.

3.2.2.2 Elementos estruturais sem proteção contra incêndio

Para verificação da estabilidade da estrutura, será feito inicialmente a consideração de que os elementos estruturais estarão sem elementos de proteção térmica. Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura

$(\Delta\theta_{a,t})$, em graus Celsius, de um elemento estrutural de aço sem proteção térmica situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo, pode ser determinada por:

(3.1)

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \cdot \Delta t$$

Onde:

u/A – Fator de massividade do elemento estrutural sem proteção [1/m];

c_a – Calor específico do aço [J/kg. °C];

ρ_a – Massa específica do aço [kg/m³];

φ – Fluxo de calor por unidade de área [W/m²];

Δt – Intervalo de tempo [s].

O valor de φ é dado por:

$$(3.2) \quad \varphi = \varphi_c + \varphi_r$$

Com:

$$(3.3) \quad \varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$$

$$(3.4) \quad \varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \cdot \varepsilon_{res} \cdot [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4]$$

Onde:

φ_c – Componente do fluxo devido à convecção [W/m²]

φ_r – Componente do fluxo devido à radiação [Wm²]

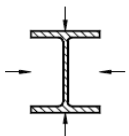
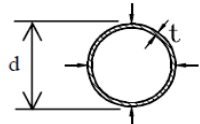
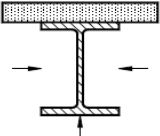
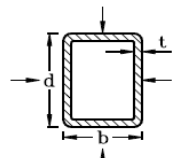
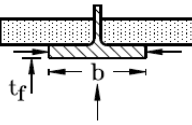
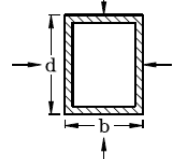
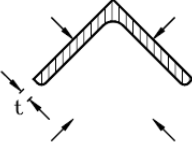
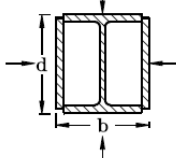
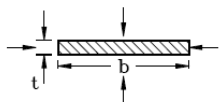
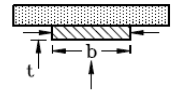
θ_g – Temperatura dos gases [°C]

θ_a – Temperatura da superfície do aço [°C]

ε_{res} – emissividade resultante, podendo ser tomada igual à 0,5

α_c – coeficiente de transferência de calor por convecção, igual à 25W/m² °C;

Tabela 6: Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção

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

Fonte: ABNT NBR 14323 (2013)

3.2.3 Ações e Segurança

3.2.3.1 Combinações de ações para o estado limite último

As combinações de ações para o estado limite último em situação de incêndio deverão ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 *Ações e segurança nas Estruturas*. 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. Desta forma, as combinações de ações podem ser expressas por:

- Em locais que não há predominância de pesos e equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas:

(3.5)

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

- Em locais que há predominância de pesos e equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempos, ou de elevadas concentrações de pessoas;

(3.6)

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

- Em bibliotecas, oficinas, depósitos:

(3.7)

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

Onde:

$F_{Gi,k}$ – Valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ – Valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

F_{Qk} – Valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação;

γ_g – Coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas, obtidas pela tabela 7 ou tabela 8.

Tabela 7: Coeficientes de γ_g para ações permanentes diretas consideradas separadamente

Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15
Peso próprio de estruturas moldadas <i>in loco</i>	1,15
Elementos construtivos industrializados	1,15
Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20
Elementos construtivos em geral e equipamentos	1,30

Fonte: NBR 14323

Tabela 8: Coeficientes de γ_g para ações permanentes diretas agrupadas

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

Fonte: NBR 14323

3.2.3.2 Resistências de Cálculo

Segundo a NBR 14323 (2013), para os limites últimos em situação de incêndio, as resistências de cálculo devem ser determinadas usando-se coeficientes de ponderação unitário. Desta forma, as resistências de cálculo ficam com os valores das resistências características correspondente.

3.2.3.3 Capacidade estrutural e resistência

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

(3.8)

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

Onde:

$S_{fi,d}$ – Esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir das combinações do tópico 3.3.1.

$R_{fi,d}$ – É o esforço resistente de cálculo correspondente do elementos estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio.

O $R_{fi,d}$, esforço resistente de cálculo, deve ser determinado considerando a variação das propriedades mecânicas do aço com a temperatura, conforme já foi visto nos tópicos anteriores.

3.2.4 Dimensionamento por método simplificado

Todos os procedimentos aqui descritos são recomendações da NBR 14323 (2013).

3.2.4.1 Barras submetidas à força normal de tração

A força normal resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço axialmente tracionada com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do

comprimento, deve ser determinada para o estado limite de escoamento da seção bruta, e é igual:

(3.9)

$$N_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot A_g \cdot f_y$$

Onde:

$k_{y,\theta}$ – Fator de resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_a (tabela 2);

A_g – Área bruta da seção transversal;

f_y – resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

3.2.4.2 Barras submetidas à força normal de compressão

- Seções transversais compactas ou semi-compactas

A força normal de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço com seção transversal compacta ou semi-compacta deve ser obtida para o estado limite último de instabilidade da barra como um todo, sendo igual a:

(3.10)

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot k_{y,\theta} \cdot A_g \cdot f_y$$

Onde:

χ_{fi} – Coeficiente de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, e determinado como mostrado a seguir:

(3.11)

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_0 + \sqrt{(\beta_0^2 - \lambda_{o,\theta}^2)}}$$

(3.12)

$$\beta_0 = 0,5(1 + \alpha_0 \lambda_{o,\theta} + \lambda_{o,\theta}^2)$$

(3.13)

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

(3.14)

$$\alpha_\theta = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Onde:

$\lambda_{0,\theta}$ – Índice de esbeltez reduzidos em situação de incêndio;

λ_0 – Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente;

E – Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;

$k_{E,\theta}$ – Coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ .

3.2.4.3 Barras submetidas à flexão

Aplica-se a barras de aço fletidas definidas como vigas não esbeltas pela NBR 8800 (2008). Na determinação do momento fletor e de força cortante resistente de cálculo, em diversas situações é considerado o efeito benéfico de uma distribuição não uniforme na seção transversal por meio do fator k_1 , e ao longo do comprimento do fator k_2 , ver tabelas 9 e 10 respectivamente.

Tabela 9: Fator de correção k_1

Para uma viga com todos os 4 lados expostos	1,00
Para uma viga envolvida com proteção, com três lados expostos	1,40
Para uma viga sem proteção com três lados expostos	1,15

Fonte: NBR 14323 (2013)

Tabela 10: Fator de correção k_2

Nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada	1,15
Em todos os outros casos	1,00

Fonte: NBR 14323 (2013)

Considerações:

- I. O valor do parâmetro de esbeltez λ para os limites últimos de flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT), deverão ser determinados como determina a NBR 8800/2013.
- II. Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento, respectivamente λ_p e λ_r , deverão ser determinados de acordo com a NBR 8800/2013.
- III. O momento fletor resistente de cálculo, $M_{fi,Rd}$, de uma barra fletida, com os tipos de seção transversal indicados no Anexo G da NBR 8800/2013, serão iguais à:

- Para FLM e FLT

- Se $\lambda \leq \lambda_p$

(3.15)

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

- Se $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

(3.16)

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right]$$

- Se $\lambda \geq \lambda_r$ (somente para FLM)

(3.17)

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} \cdot M_{cr}$$

- Para FLT

- Se $\lambda \leq \lambda_p$

(3.18)

$$M_{fi,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

- Se $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

(3.19)

$$M_{fi,Rd} = C_b \cdot k_{y,\theta} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq k_1 \cdot k_2 \cdot k_{y,\theta} \cdot M_{pl}$$

- Se $\lambda \geq \lambda_r$

(3.20)

$$M_{fi,Rd} = k_{E,\theta} \cdot M_{cr}$$

Onde:

$k_{y,\theta}$ – Fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura θ ;

$k_{E,\theta}$ – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ ;

M_{cr} – Momento fletor de flambagem elástica do aço à temperatura ambiente, obtido de acordo com a NBR 8800/2013;

M_{pl} – Momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

M_r – Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal à temperatura ambiente, obtido de acordo com a NBR 8800/2013.

C_b – fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, obtido de acordo com a NBR 8800/2013.

3.2.4.4 Efeito do Esforço Cortante

A força cortante resistente de cálculo, $V_{fi,Rd}$, de almas de perfis I, H, U e caixão, fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, em situação de incêndio será dada por:

- Se $\lambda \leq \lambda_p$

(3.21)

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{pl}$$

- Se $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

(3.22)

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{pl} \frac{\lambda_p}{\lambda}$$

- Se $\lambda \geq \lambda_r$

(3.23)

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{pl} \cdot 1,28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2$$

Com:

(3.24)

$$V_{pl} = 0,60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y$$

Onde:

λ – Parâmetro de esbeltez da alma;

λ_p – Parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação;

λ_r – Parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início do escoamento;

V_{pl} – Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

d – Altura total da seção transversal;

t_w – Espessura da alma.

3.2.4.5 Barras submetidas à esforços normais e momentos fletores

Para as peças sujeitas à esforços combinados de compressão e momento fletor, as expressões abaixo deverão ser atendidas:

- Se

(3.24)

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \geq 0,20$$

Logo,

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

- Se

(3.25)

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} < 0,20$$

Logo,

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

Onde:

$N_{fi,Sd}$ – Força normal solicitante de cálculo em situação de incêndio;

$N_{fi,Rd}$ – Força normal resistente de cálculo em situação de incêndio;

$M_{x,fi,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio;

$M_{x,fi,Rd}$ – Momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio.

3.2.5 Exemplo de dimensionamento

Neste item será determinada a edificação a ser dimensionada em situação de incêndio de acordo com os pré-requisitos da NBR 14323/2013.

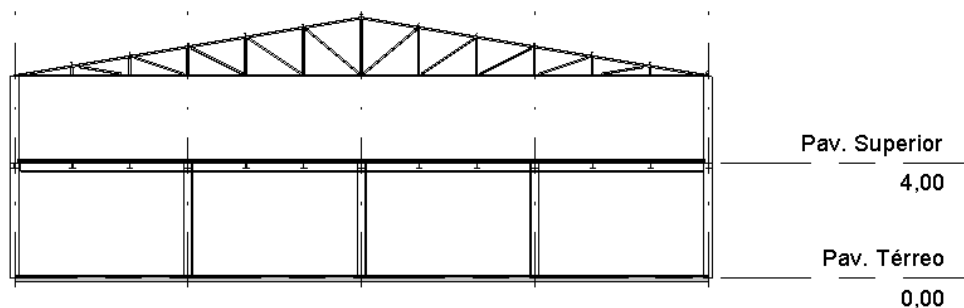
A seguir, tem-se a apresentação das características da edificação, destinada a serviços profissionais, pessoais e técnicos. A Figura 5 mostra o corte transversal da edificação.

3.2.5.1 Características gerais da edificação

- Local de implantação: Zona industrial da cidade de Campina Grande – PB;
- Dimensões:
 - Largura em planta: 24m;
 - Comprimento em planta: 36m;
 - Altura dos pilares: 7m;

- Altura total da edificação: 9m;
- Cobertura com inclinação de 12,5% ou 7,13°;
- Distância entre pórticos: 6m;
- Número de níveis: Dois, pavimento térreo e pavimento superior. Totalizando um área igual à 1584m²;
- Nível superior executado em laje “steel deck” sem uso de escoramento;
- A cobertura será executada com o sistema de treliça, terças e telha metálica do tipo ondulada;
- O fechamento externo será em alvenaria de vedação.

Figura 5: Corte Transversal



Fonte: AUTOR

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 AÇÕES NA ESTRUTURA

As ações que atuam na estrutura seguem as prescrições do item 4.7 da NBR 8800/2008.

4.1.1 Ações permanentes

As cargas permanentes que atuam na estrutura referem-se ao peso próprio dos elementos que a compõem e dos elementos a ela associadas tais como: Telhas e terças de cobertura, elementos da tesoura treliçada, vigas, laje mista, pilares, alvenaria de vedação, revestimento do piso. Os valores para as cargas permanentes serão incrementadas de acordo com o perfil escolhido para cada elemento.

Foram adotados os seguintes valores para o pré-dimensionamento dos elementos:

- Revestimento do piso: $P_{rev} = 1\text{kN/m}^2$;
- Vigas secundárias (vigas-mista): $P_{vs} = 0,3\text{kN/m}$;
- Vigas principais: $P_{vp} = 0,4\text{kN/m}$;
- Terças: $0,1\text{kN/m}$;

4.1.2 Ações variáveis

As cargas que atuam na edificação decorrente do uso e ocupação segundo as prescrições da NBR 8800/2008 e NBR 6120/1980 intitulada “*Cargas para o cálculo de Estruturas de Edificações*”.

- Sobrecarga atuando na cobertura: $0,25\text{kN/m}^2$
- Sobrecarga atuante no primeiro pavimento: $3,0\text{kN/m}^2$
- Sobrecarga atuante na escada, aberta ao público: $3,0\text{kN/m}^2$

4.1.3 Ação do vento

A determinação das forças devidas ao vento é feita de acordo com as diretrizes apresentadas na NBR 6123/1998. Foi tomado como auxílio o uso do software livre

VisualVentos que segue as diretrizes da norma nacional para o cálculo da ação do vento na edificação.

A seguir, têm-se os dados de entrada no software:

- Dados Geométricos

$$a = 36\text{m}; b = 24\text{m}; h = 7,5\text{m}; h_1 = 1,5\text{m}; p = 6\text{m}$$

- Velocidade básica do vento

$$V = 30\text{m/s (Campina Grande – PB)}$$

- Fatores de correção da velocidade básica

S1 = Fator topográfico (Terreno plano ou fracamente acidentado)

$$S_1 = 1,00$$

S2 = Fator de rugosidade (Categoria IV, Classe B)

S2 = f(z), e pode ser determinada pela seguinte equação

$$S_2 = b * F_r * (z/10)^p$$

Onde: Fr =0,98 , b = 0,84, p =0,125

Tabela 11: Fator de rugosidade em função da altura

<i>Z (m)</i>	<i>S2</i>
3,50	0,72
7,0	0,79
9,0	0,82

Fonte: AUTOR

S3 = Fator estatístico (Grupo 2)

$$S_3 = 1,00$$

Velocidade característica do vento = V_k

$$V_k = V * S_1 * S_2 * S_3$$

Pressão dinâmica do vento = q

$$q = 0,613 * V_k^2$$

Tabela 12: Velocidade característica e pressão dinâmica em função da altura

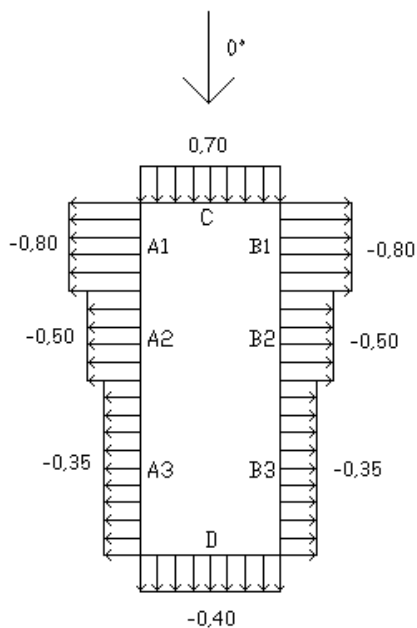
Z (m)	S2	V_k (m/s)	q (N/m ²)
3,50	0,72	21,6	286,0
7,0	0,79	23,7	344,3
9,0	0,82	24,6	371,0

Fonte: AUTOR

4.1.3.1 Obtenção dos coeficientes de pressão externo para paredes laterais e frontais.

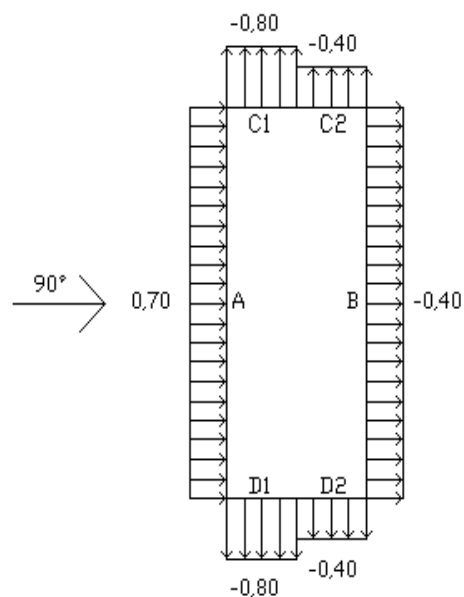
A obtenção dessas parâmetros segue o descrito na NBR 6123 (1988) e é apresentada nas Figuras 6 e 7.

Figura 6: Coeficiente de pressão externa para vento a 0 graus



Fonte: AUTOR

Figura 7: Coeficiente de pressão externa para vento a 90 graus

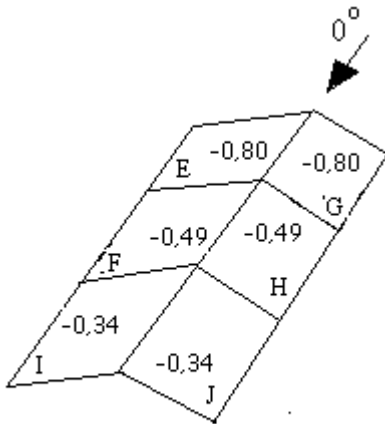


Fonte: AUTOR

4.1.3.2 Coeficiente de pressão externo para o telhado

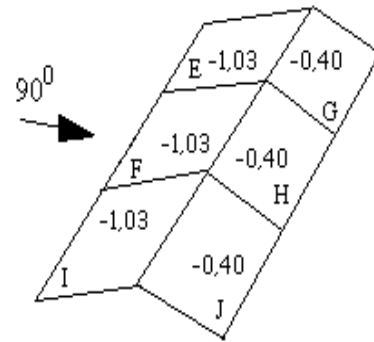
A obtenção desses parâmetros segue o descrito na NBR 6123/88 e é apresentado nas Figuras 8 e 9.

Figura 8: Coeficiente de pressão externo para telhados à 0 graus



Fonte: AUTOR

Figura 9: Coeficiente de pressão externo para telhados à 90 graus



Fonte: AUTOR

4.1.3.3 Coeficiente de pressão interna

Seguindo os procedimentos da NBR 6123/88, as quatro faces igualmente permeáveis. Portanto, utilizando os seguintes valores:

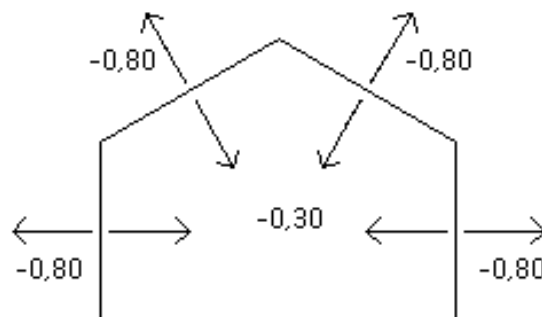
$$C_{pi} = -0,30$$

$$C_{pi} = 0,00$$

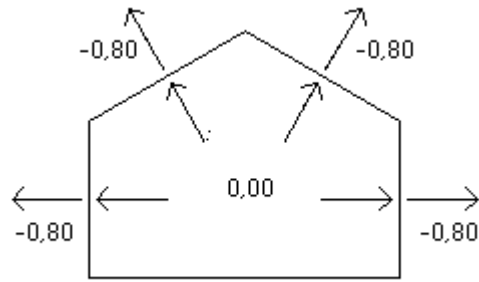
4.1.3.4 Combinação dos coeficientes de pressão externa e interna

As figuras 10,11,12 e 13 a seguir, mostram a combinação dos coeficientes para ventos a 0° e 90° com o $C_{pi}(-0,30)$ e $C_{pi}(0,0)$

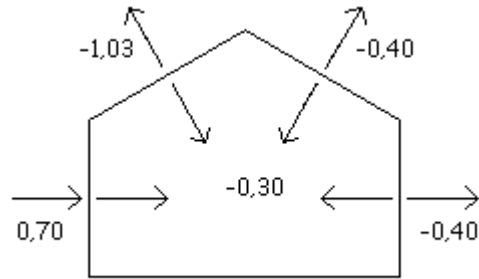
Figura 10: Vento a 0° e $C_{pi}(-0,30)$



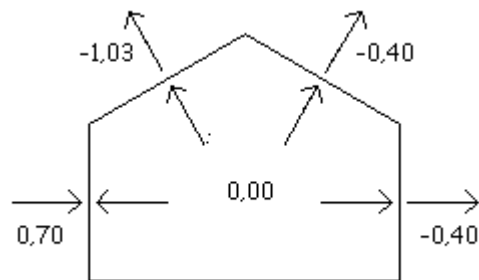
Fonte: AUTOR

Figura 11: Vento a 0° e Cpi(0,0)

Fonte: AUTOR

Figura 12: Vento a 90° e Cpi(-0,30)

Fonte: AUTOR

Figura 13: Vento a 90° e Cpi(0,0)

Fonte: AUTOR

4.1.3.5 Esforços resultantes das combinações

A partir da equação 1, determinaram-se os esforços resultantes nas paredes e na cobertura, como todas as combinações resultaram em ventos de sucção, foi esquematizada apenas a combinação mais nociva para estrutura, sendo resultado do vento a 0° e $C_{pi}(0,00)$ aquelas que apresentou os maiores valores, esquematizado na Figura 14 e seus valores mostrados na Tabela 13.

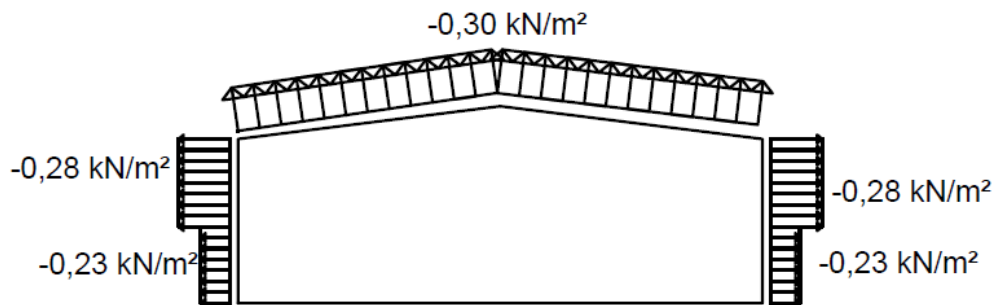
$$F = q * Ce$$

Tabela 13: Esforços para combinação Vento 0° e $C_{pi}(0,0)$

<i>Z (m)</i>	<i>S2</i>	<i>V_k(m/s)</i>	<i>q (N/m²)</i>	<i>F (kN/m²)</i>
3,50	0,72	21,6	286,0	-0,23
7,0	0,79	23,7	344,3	-0,28
9,0	0,82	24,6	371,0	-0,30

Fonte: AUTOR

Figura 14: Esquema dos esforços para vento 0° e $C_{pi}(0,0)$



Fonte: AUTOR

4.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS

4.2.1 Especificação da Laje Mista (Tipo Steel Deck)

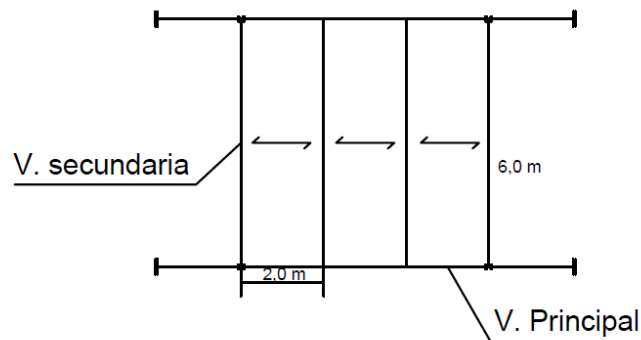
SC = Sobrecarga = 3,0kN/m²

P_{rev.} = Peso do revestimento = 1,0kN/m²

Vão isostático de 2,0m

A partir do catalogo da METFORM a laje mista com steel deck MF-50, de espessura 0,95mm, aço ASTM A 653 grau 40 (ou Aço ZAR 280) com $f_y = 280\text{MPa}$, com altura de concreto igual a 120mm, concreto $f_{ck} = 20\text{MPa}$, resiste à um carregamento de 11,44kN/m². Na figura 15, têm-se o esquema da disposição da laje.

Figura 15: Disposição da laje mista



Fonte: AUTOR

- Combinação das ações (Estado último)

P_{laje} = Peso próprio da laje mista (retirado do catalogo)

$P_{\text{laje}} = 2,33\text{kN/m}^2$

$C1 = \gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q$

$C1 = 1,40 \cdot (2,33 + 1,0) + 1,50 \cdot (3,0)$

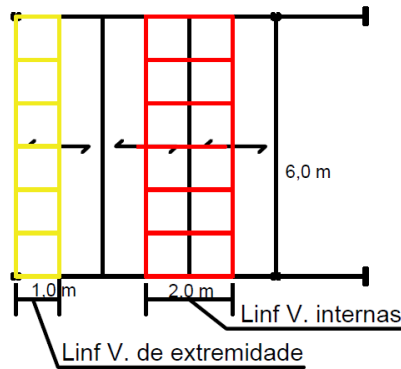
$C1 = 9,16\text{kN/m}^2 < 11,44\text{kN/m}^2$ (OK)

4.2.2 Esforços na Viga Mista (Viga secundária)

As vigas mistas ou vigas secundárias do piso recebem o carregamento da laje e transferem para as vigas principais como carga concentrada. Possuem vão isostático de 6m. As larguras de influência para as vigas secundárias intermediárias e de extremidade são, respectivamente, 2m

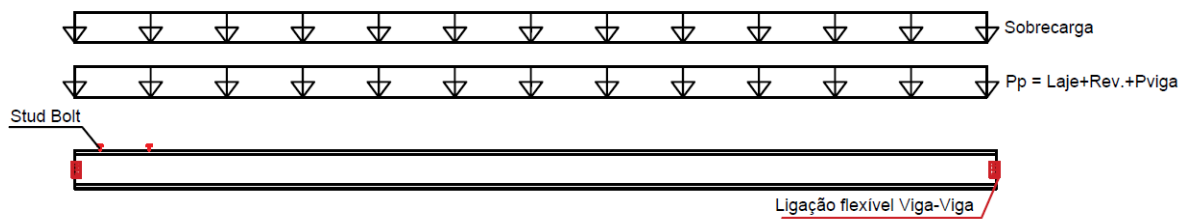
e 1m como pode ser observado na figura 16, e na figura 17 pode ser observado o carregamento e o detalhe da viga.

Figura 16: Larguras de influência para as vigas secundárias



Fonte: AUTOR

Figura 17: Detalhe da viga mista



Fonte: AUTOR

- Carregamentos

$$P_{vs} = 0,3\text{kN/m (estimado)}$$

$$P_{laje} = (2,33+1,0)*2\text{m} = 6,66\text{kN/m (ou } 3,33\text{kN/m para vigas de extremidade)}$$

$$SC = 3,0\text{kN/m}^2 * 2\text{m} = 6,0\text{kN/m (ou } 3,0\text{kN/m para vigas de extremidade);}$$

Onde:

P_{vs} = Peso próprio da viga secundária;

P_{laje} = Peso próprio da laje;

SC = Sobrecarga atuante na laje;

- Combinação das ações (Estado último)

$$C1 = (1,25*0,3\text{kN/m} + 1,40*6,66\text{kN/m}) + 1,5*(6\text{kN/m}) = 18,70\text{kN/m}$$

- Esforços solicitantes na viga secundária

$$M_{\text{máx}} = \text{Momento fletor máximo} = q \cdot l^2 / 8 = 18,70 \cdot 6^2 / 8 = 84,2 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \text{Esforço cortante máximo} = q \cdot l / 2 = 56,1 \text{ kN}$$

4.2.3 Esforços na Viga Principal

Por facilidade e agilidade na montagem, a ligação das vigas principais nos pilares foi com ligações flexíveis, sendo assim, a viga só iria transferir esforços normais para os pilares.

$$P_{vp} = 0,4 \text{ kN/m (estimado)}$$

- Reações da viga secundária na viga principal

$$R_{pp} = (0,3 + 6,66) \cdot 6 = 41,8 \text{ kN (ou } 21,8 \text{ kN vigas de extremidade)}$$

$$R_{sc} = 6 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 36 \text{ kN (ou } 18 \text{ kN vigas de extremidade);}$$

Onde:

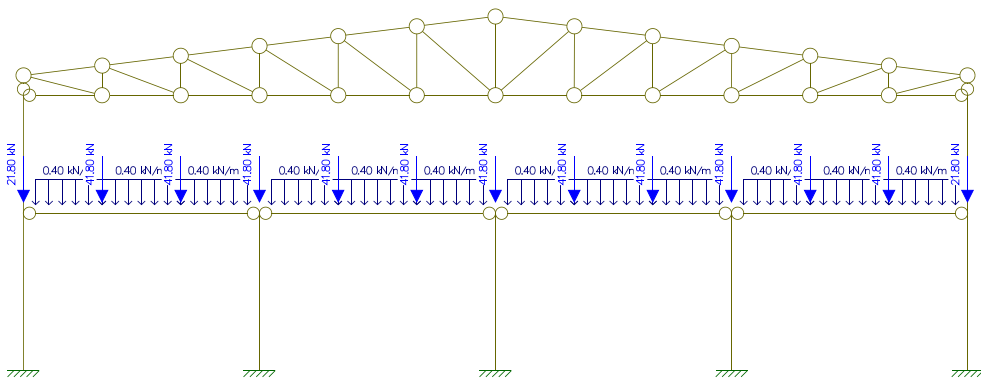
P_{vp} = peso próprio da viga principal;

R_{pp} = Reação devido ao peso próprio da viga secundária;

R_{sc} = Reação devido à sobrecarga.

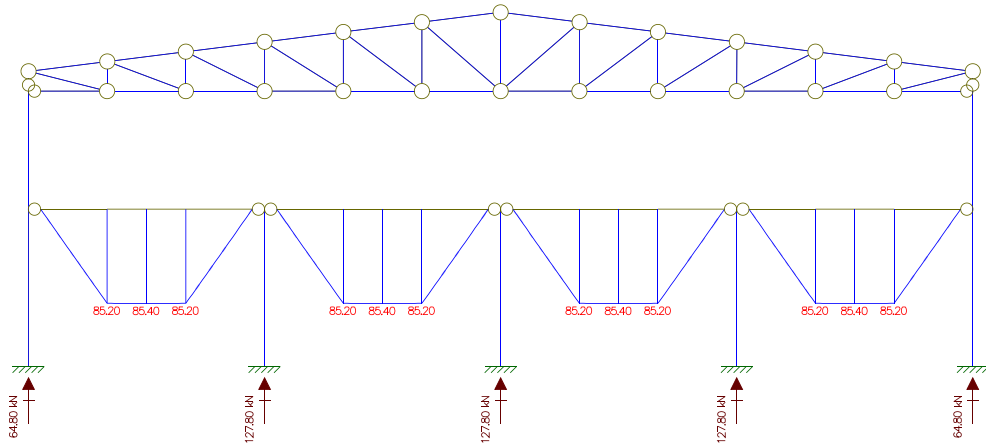
A figura 18 mostra o carregamento na viga decorrente de carga permanente, e na figura 19 o momento fletor solicitante, respectivamente nas figuras 20 e 21 para a sobrecarga.

Figura 18: Carga permanente na viga principal



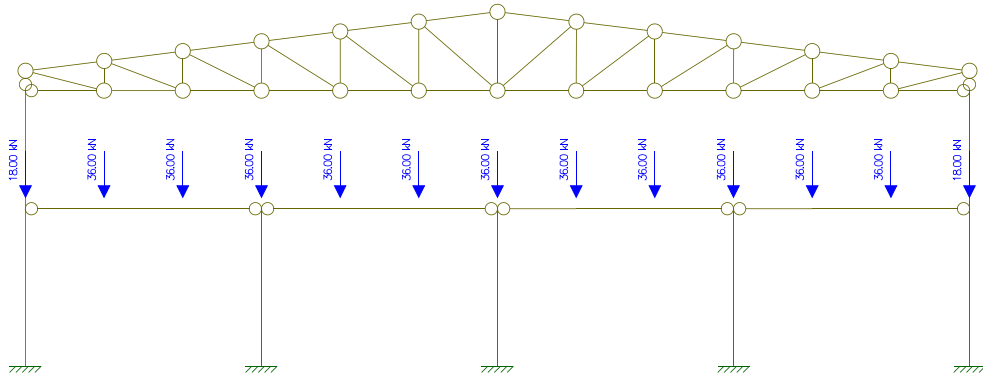
Fonte: AUTOR

Figura 19: Momento fletor devido à carga permanente



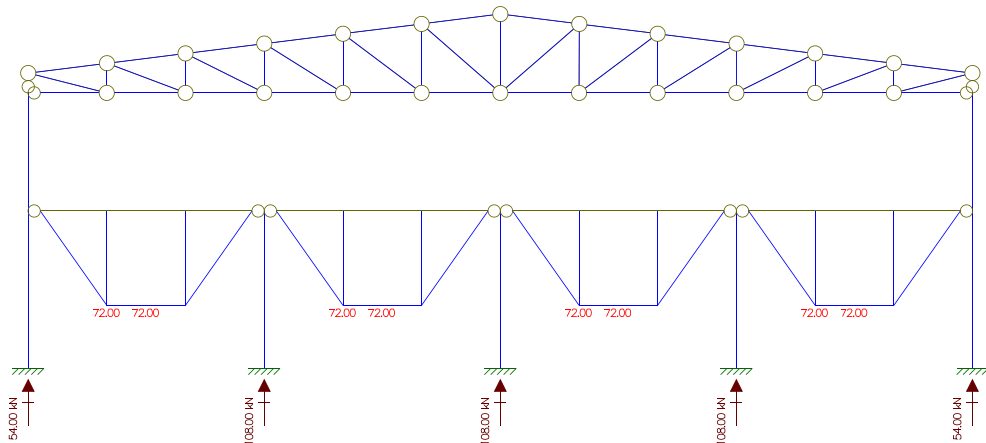
Fonte: AUTOR

Figura 20: Sobrecarga na viga principal



Fonte: AUTOR

Figura 21: Momento fletor devido à sobrecarga na viga principal



Fonte: AUTOR

- Combinação das ações (Estado último)

$$M_{S,d} = 1,40 \cdot M_g + 1,50 \cdot M_q$$

$$M_{S,d} = 1,40 \cdot 85,40 + 1,50 \cdot 72,0 = 227,54 \text{ kN.m}$$

$$V_{S,d} = 1,40 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q$$

$$V_{S,d} = 1,40 \cdot 127,8 + 1,5 \cdot 108,0 = 321,75 \text{ kN}$$

Onde:

M_g : Momento fletor resultante das cargas permanentes (figura 19);

V_g : Esforço cortante resultante das cargas permanentes (figura 19);

M_q : Momento fletor resultante da sobrecarga (figura 21);

V_q : Esforço cortante resultante da sobrecarga (figura 21).

4.2.4 Especificação da telha de cobertura

Para o dimensionamento das telhas e terças utiliza-se o valor do $C_{pe,medio}$ para a combinação com o C_{pi} , na Figura 22 é possível ver os valores do $C_{pe,médio}$ que tem por valor mais desfavorável igual a -1,40.

A combinação mais desfavorável, portanto, foi:

$$C = C_{pe,medio} + C_{pi} = -1,40 + 0,0 = -1,40$$

$$F_{vento} = q \cdot C = 0,371 \text{ kN/m}^2 \cdot -1,40 = -0,52 \text{ kN/m}^2$$

A partir do catálogo de telhas onduladas da ARCELOMITAL, com comprimento de telha de 6m, e espaçamento entre terças de 2m, portanto, 4 apoios, escolhe-se a telha de 0,5mm de espessura com um limite de carga admissível de 1,14kN/m².

Onde:

$$\text{Peso próprio da telha: } P_{telha} = 4,80 \text{ kg/m}^2 = 0,048 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga atuante na cobertura: } SC = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Força do vento de sucção: } F_{vento(suc)} = -0,52 \text{ kN/m}^2$$

- Combinação das ações atuantes na telha

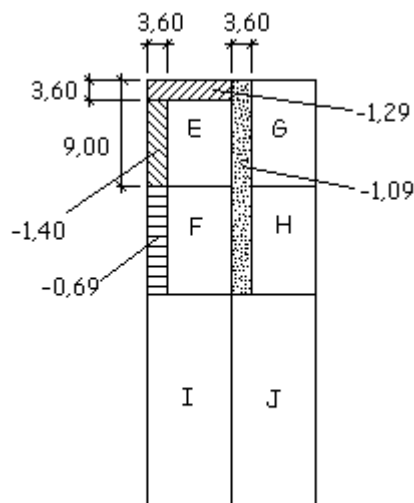
$$C1 = 1,25 * P_{\text{telha}} + 1,50 * SC = 1,25 * 0,048 + 1,5 * 0,25 = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$C2 = 1,00 * P_{\text{telha}} + F_{\text{vento}} * 1,40 = 1,00 * 0,048 - 1,40 * 0,52 = -0,68 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, temos:

$$|C2| = 0,68 \text{ kN/m}^2 < 1,14 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})$$

Figura 22: Valores do $C_{pe, \text{medio}}$

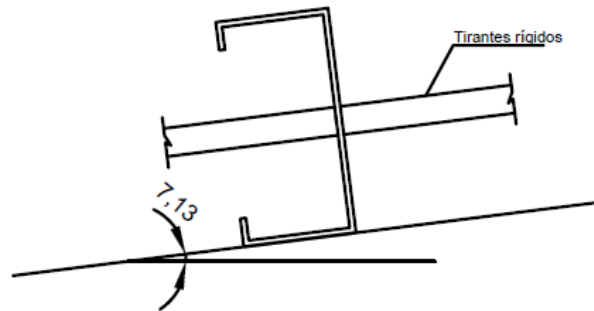


Fonte: AUTOR

4.2.5 Esforços na terça de cobertura

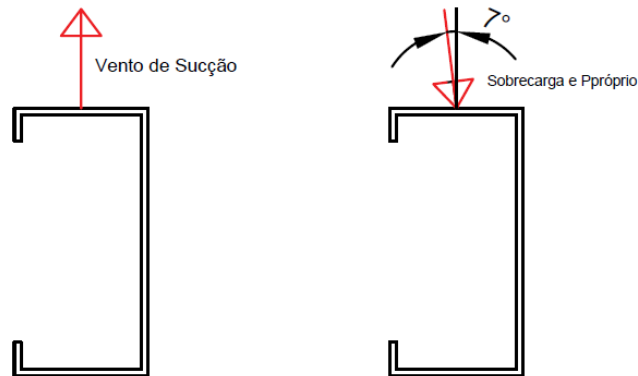
As terças de cobertura atuam no plano inclinado, seguindo a inclinação da cobertura. Isso provocará nas terças uma flexão oblíqua, ou seja, momentos em ambos os eixos X e Y. A fim de evitar a flexão no eixo de menor inércia, foram colocadas correntes rígidas (cantoneiras) no meio de cada vão de terça, contribuindo também para o travamento da estrutura. Nas Figuras 23 e 24 é possível ver o esquema das terças e correntes além da atuação das forças agindo sobre o elemento, respectivamente.

Figura 23: Terças de cobertura e correntes rígidas



Fonte: AUTOR

Figura 24: Sentido de atuação das forças nas terças



Fonte: AUTOR

Onde:

Peso próprio da telha: $P_{\text{telha}} = 10\text{kg/m} = 0,10\text{kN/m}$ (estimado)

$P_{\text{telha}} = 0,05\text{kN/m}^2 * 2\text{m} = 0,1\text{kN/m}$ (ou $0,05\text{kN/m}$ para telhas de extremidade)

$F_{\text{vento(suc)}} = 0,52\text{kN/m}^2 * 2\text{m} = 1,04\text{kN/m}$ (ou $0,52\text{kN/m}$ para telhas de extremidade)

$SC = 0,25\text{kN/m}^2 * 2\text{m} = 0,50\text{kN/m}$ (ou $0,25\text{kN/m}$ para telhas de extremidade)

- Combinações

Combinações últimas

$$C1 = 1,25 * G + 1,50 * Q = 1,25 * (0,10 + 0,10) + 1,50 * (0,50) = 1,00\text{kN/m}$$

$$C2 = 1,00 * G + 1,40 * F_{\text{vento}} = 1,00 * (0,10 + 0,10) - 1,40 * (1,40) = -1,23\text{kN/m}$$

Combinações de serviço

$$C3 = 1,00 * G + 0,7 * Q = (0,10 + 0,10) + 0,7 * 0,50 = 0,55\text{kN/m}$$

$$C4 = 1,00 * F_{\text{vento}} = -1,04 \text{ kN/m}$$

Portanto, temos para a terça a combinação C2 para o dimensionamento e a combinação C4 para verificação dos deslocamentos.

- Esforços nas terças

$$M_{\text{máx}} = \text{Momento Fletor máximo} = C2 * L^2 / 8 = 1,23 * 6^2 / 8 = 5,54 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \text{Esforço Cortante máximo} = C2 * L / 2 = 1,23 * 6 / 2 = 3,70 \text{ kN}$$

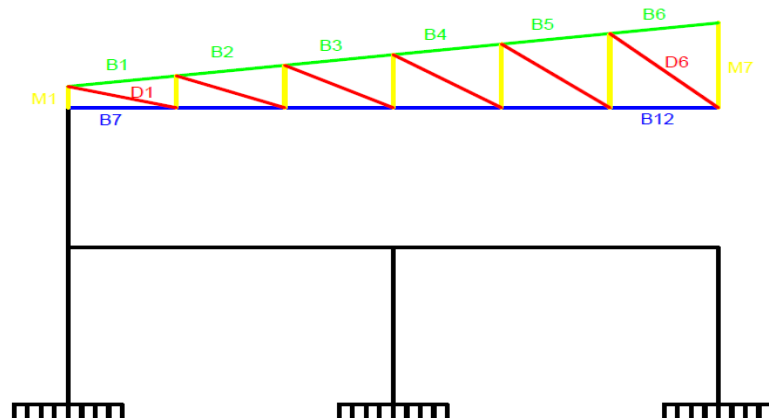
4.2.6 Esforços no Pórtico (Treliça – Pilar)

Considerações importantes:

- Distância entre pórticos = 6m
- Espaçamento de terças = 2,02m

A figura 25 mostra a identificação dos nós e barras da treliça.

Figura 25: Identificação das barras da treliça



Fonte: AUTOR

4.2.6.1 Ação do vento

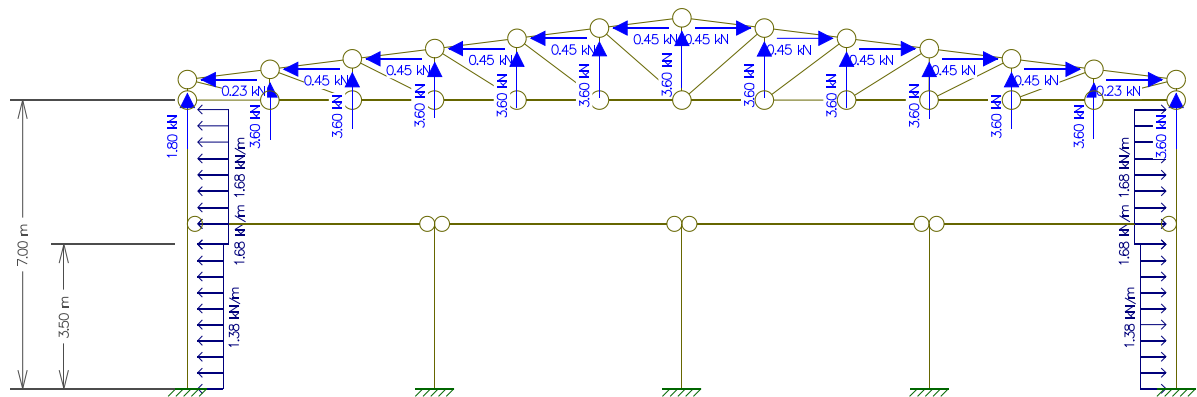
Na figura 10, mostrada anteriormente, definimos o carregamento da ação do vento atuando na estrutura em kN/m^2 . A atuação do vento nos pilares e nos nós das treliça foi determinada multiplicando a força do vento pela largura de influência. Como na cobertura, o vento atua com inclinação de $7,13^\circ$, é importante fazer a decomposição das forças para a utilização no software Ftool. A Figura 26 mostrará o carregamento atuando no pórtico, a figura 27 os esforços normais solicitantes.

$$F_{\text{vento}} = \begin{cases} \text{para } z = 3,5\text{m} \rightarrow F_{\text{vento}} = \frac{0,23\text{kN}}{\text{m}^2} * 6\text{m} = \frac{1,38\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{para } z = 7,0\text{m} \rightarrow F_{\text{vento}} = \frac{0,28\text{kN}}{\text{m}^2} * 6\text{m} = \frac{1,68\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{para } z = 9,0\text{m} \rightarrow F_{\text{vento}} = \frac{0,30\text{kN}}{\text{m}^2} * 6\text{m} * 2,02 = 3,64\text{kN} \end{cases}$$

Para o vento atuando na cobertura, teremos:

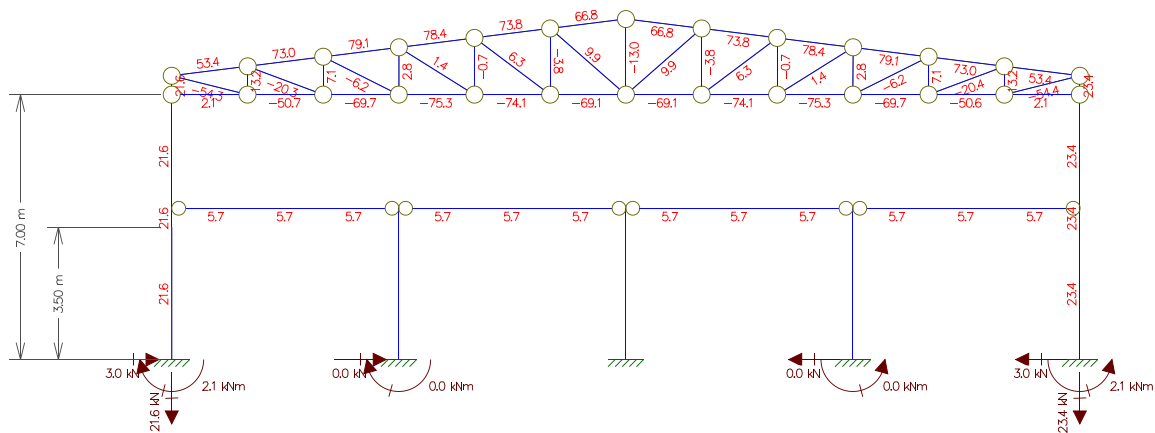
$$\text{Para } F_v = 3,64\text{kN} \begin{cases} x \rightarrow F_{vx} = F_{\text{vento}} * \text{sen}7,13 = 0,45\text{kN} \\ y \rightarrow F_{vy} = F_{\text{vento}} * \text{cos}7,13 = 3,60\text{kN} \end{cases}$$

Figura 26: Carregamento do vento na estrutura



Fonte: AUTOR

Figura 27: Esforços normais solicitantes



Fonte: AUTOR

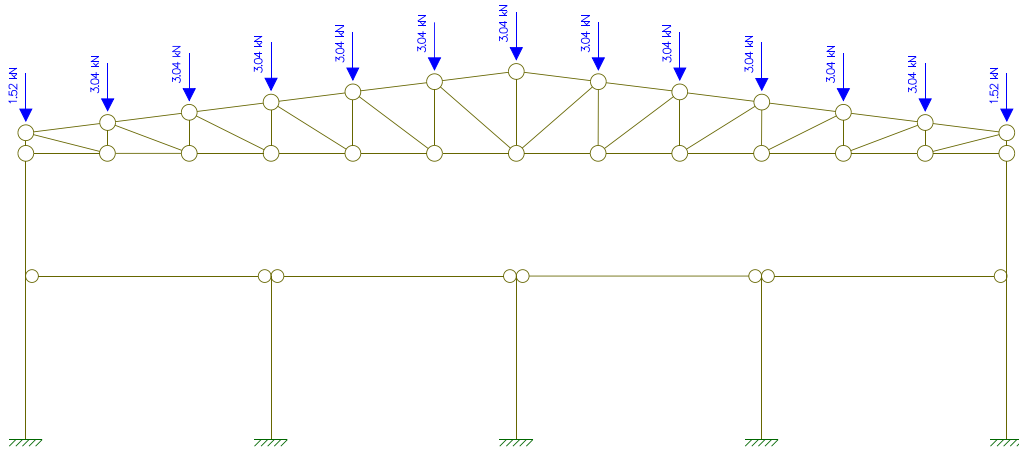
4.2.6.2 Sobrecarga

Como já visto anteriormente, a NBR 8800/2008 recomenda uma sobrecarga de $0,25\text{kN/m}^2$ atuando na cobertura, que foi aplicada aos nós em forma de carga concentrada, de valor igual:

$$q = 0,25\text{kN/m}^2 \begin{cases} \text{Nós de extremidade} \rightarrow q = \frac{0,25\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,01\text{m} * 6\text{m} = 1,52\text{kN} \\ \text{Nós internos} \rightarrow q = \frac{0,25\text{kN}}{\text{m}^2} * 2,02\text{m} * 6\text{m} = 3,04\text{kN} \end{cases}$$

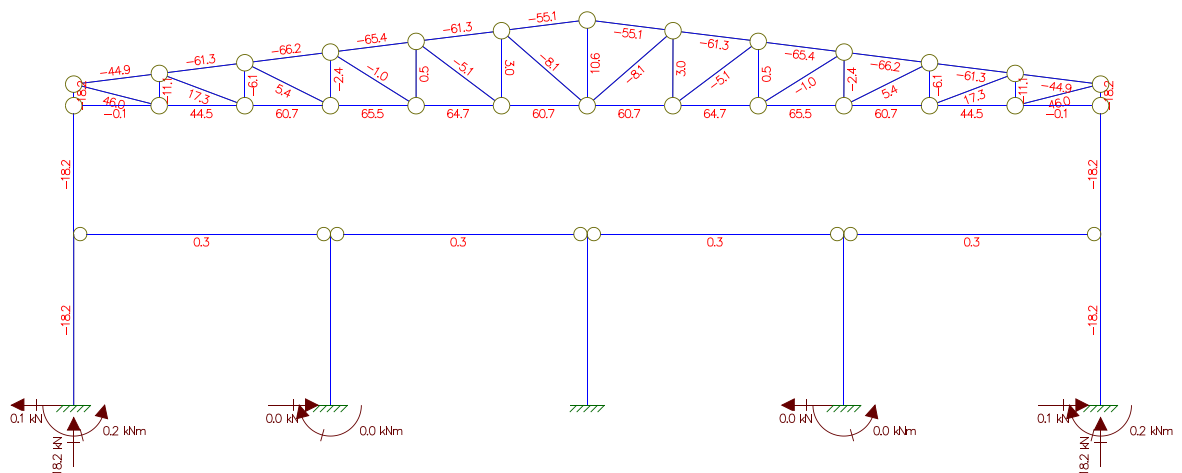
As Figuras 28 e 29 mostram o carregamento na estrutura e os esforços normais solicitantes, respectivamente.

Figura 28: Carregamento de sobrecarga na estrutura



Fonte: AUTOR

Figura 29: Esforços normais de sobrecarga na estrutura



Fonte: AUTOR

4.2.6.3 Peso Próprio

Para o peso próprio da treliça foi estimado o valor de 100N/m^2

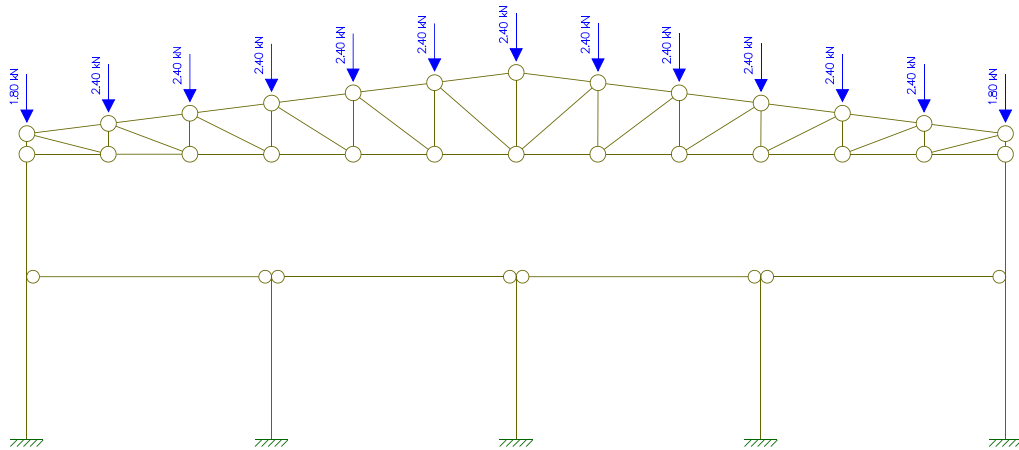
$$PP1 = P_{\text{telha}} + P_{\text{terça}} = 0,20\text{kN/m} \times 6\text{m} = 1,20\text{kN}$$

$$PP2 = 0,1\text{kN/m}^2 \times 2,02\text{m} \times 6\text{m} = 1,20\text{kN} \text{ (ou } 0,60\text{kN para os nós de extremidade)}$$

$$PP = PP1 + PP2 = 2,4\text{kN} \text{ (ou } 1,8\text{kN)}$$

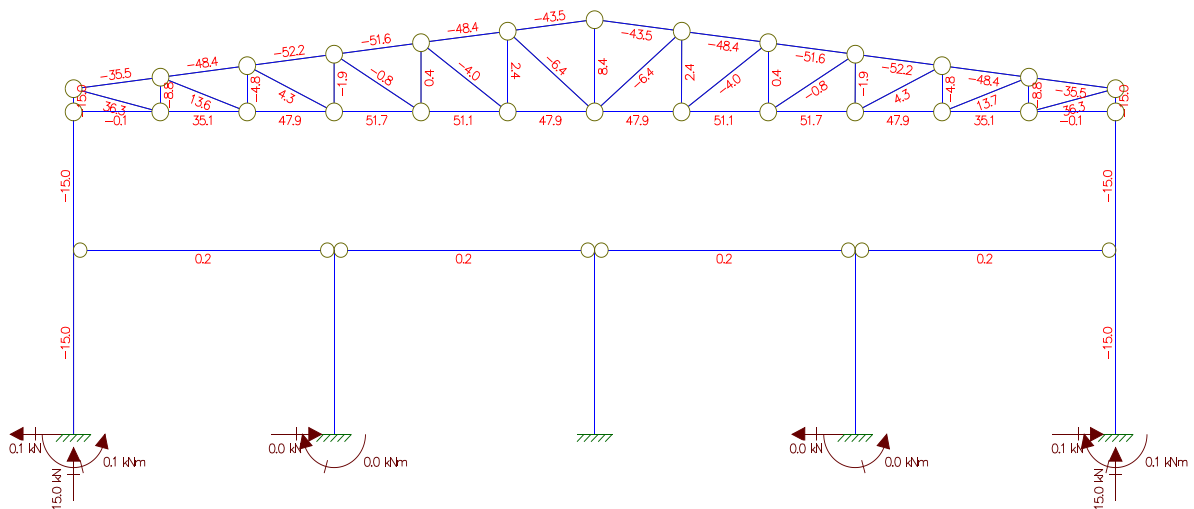
As Figuras 30 e 31 mostram o carregamento na estrutura e os esforços normais solicitantes nos elementos da treliça, respectivamente.

Figura 30: Peso próprio na estrutura



Fonte: AUTOR

Figura 31: Esforços normais devido ao peso próprio



Fonte: AUTOR

4.3 DIMENSIONAMENTO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Após a determinação dos esforços em cada elemento estrutural, foi feito o dimensionamento do elementos estruturais, obedecendo às prescrições das normas vigentes. Na estrutura foram consideradas dos tipos de aços, os aços formados a frio (ou de chapa dobrada) para as terças e, os aços laminados nos demais elementos.

Para os aços laminados a norma utilizada foi a NBR 8800/2008 intitulada “*Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas Aço-Concreto*”, Para o dimensionamento das terças de chapa dobrada foi utilizada a norma NBR 14762/2010 intitulada “*Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*”.

O aço laminado é o MR250 com $f_y = 250\text{MPa}$ (25kN/cm^2) enquanto o aço formado a frio é o NBR 6650-CF-36 que, apresenta como $f_y = 260\text{MPa}$ (ou 26kN/cm^2) e $f_u = 410\text{MPa}$ (ou 41kN/cm^2).

4.3.1 Dimensionamento da Viga Mista (V. secundária)

O dimensionamento da viga mista de aço concreto foi feito a partir das prescrições da NBR 8800/2008, descritas em seu Anexo O. Para a viga mista foi feito um pré-dimensionamento no estado limite último, admitindo-se seção de aço compacta e linha neutra plástica na interface concreto-aço. Têm-se do tópico 4.3.2 os seguintes valores:

- Carga de projeto = $C1 = 18,70\text{kN/m}$
- Momento de projeto = $M_{d,s} = 84,15\text{kN.m} = 8415\text{kN.cm}$
- Cortante de projeto = $V_{d,s} = 56,1\text{kN}$

Considerando, inicialmente um perfil com $h = 200\text{mm}$, a área de aço necessária:

$$A = \frac{M_{d,s}}{\frac{f_y}{1,1} * \left(\frac{h}{2} + hc - \frac{x}{2}\right)} = \frac{8415\text{kN.cm}}{\frac{25\text{kN}}{\text{cm}^2 1,1} * \left(\frac{20\text{cm}}{2} + 12\text{cm} - \frac{12\text{cm}}{2}\right)} = 23,14\text{cm}^2$$

Onde,

hc = altura da laje de concreto

x = profundidade da linha neutra plástica

A partir dos catálogos de Perfil W tipo I, temos então, para a altura desejada e área necessária o perfil W200x19,3 que tem área igual a 25,1cm², as características do perfil encontra-se em anexo.

- Largura efetiva da laje (be):

$$be = \min\left(\frac{600cm}{4}; 200cm\right) = 150cm$$

- Classificação quanto a flambagem local da alma:

$$\frac{h_w}{t_0} = 29,3 \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106 \therefore \text{Seção compacta}$$

- Momento resistente da viga mista:

$$R_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,40} * be * h_c = 0,85 * \frac{2kN}{cm^2} * 150cm * \frac{12cm}{1,40} = 2158,7kN$$

$$R_{td} = A * \frac{f_y}{1,1} = 25,1cm^2 * \frac{25kN}{1,1} = 570,5k$$

Onde:

Rcd = Máximo valor de resistência a compressão do concreto

Rtd = Máximo valor de resistência a tração

Como Rcd > Rtd a linha neutra está na laje de concreto, e:

$$x = \frac{R_{td}}{0,85 * f_{ck} * be/1,4} = \frac{570,5 kN}{0,85 * 2kN/cm^2 * 150cm/1,4} = 3,13cm < hc = 12cm$$

Logo:

$$M_{R,d} = R_{td} * \left(\frac{h}{2} + hc - \frac{x}{2}\right) = 570,5 * (10 + 12 - 1,56) = 11.651kN.cm$$

Temos então: Mrd > Msd (OK)

$$\frac{M_{S,d}}{M_{R,d}} = 73\%$$

- Momento resistente da seção de aço – Etapa Construtiva

A seção de aço deve suportar as cargas atuantes antes de o concreto atingir 0,75f_{ck}.

Combinação de construção: Cc = 1,40*G + 1,30Q

Onde

$$G = \text{Peso da laje} + \text{Peso da viga} = (2,33\text{kN/m}^2 \cdot 2\text{m}) + 0,3\text{kN/m} = 4,96\text{kN/m}$$

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (recomendações da NBR 8800/2008)} = 1,0\text{kN/m}^2 \cdot 2\text{m} = 2\text{kN/m}$$

$$C_c = 1,40 \cdot 4,96 + 1,3 \cdot 2 = 9,54\text{kN/m}$$

$$M_{d,c} = C_c \cdot L^2 / 8 = 43,0\text{kN.m} = 4300\text{kN.cm}$$

Considerando que a viga é contida lateralmente pelo sistema de apoio das fôrmas, não há flambagem lateral.

Verificação da flambagem local da Mesa:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7,9 < 10,75$$

Verificação da flambagem local da Alma:

$$\frac{h_w}{t_0} = 29,3 < 106$$

A seção de aço é compacta, temos então:

$$M_{d,res} = \frac{M_p}{1,1} = Z_x \cdot \frac{f_y}{1,1} = 190,5\text{cm}^3 \cdot \frac{25\text{kN}}{\text{cm}^2 \cdot 1,1} = 4330\text{kN.cm}$$

$$M_{d,res} > M_{d,c}$$

- Resistência ao cisalhamento

Esforço cortante resistente:

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,6 > \frac{h_w}{t_0} = 29,3$$

$$V_{d,res} = (h \cdot t_0) \cdot 0,6 \cdot \frac{f_y}{1,1} = 20,3 \cdot 0,58 \cdot 0,6 \cdot \frac{25}{1,1} = 160,5\text{kN}$$

$$V_{d,res} > V_{d,s} \text{ (OK)}$$

- Cálculo do número de conectores (Para ligação total)

Os diâmetros comerciais para conectores de cisalhamento variam entre 12,7mm e 22mm. Visto anteriormente que $R_{cd} > R_{td}$, a resistência dos conjuntos de conectores dispostos entre o meio do vão e o apoio, será dado por:

$$n Q_{rd} \geq R_{td} = 570,5\text{kN}$$

$$Q_{rd} = \frac{Q_n}{1,25}$$

Para Ø12,7mm

$$Q_n \leq \begin{cases} 0,5 A_{CS} \sqrt{E_C f_{ck}} = 0,5 * \left(1,27^2 * \frac{\pi}{4}\right) * \sqrt{2129 * 2} = 41,44 kN \\ R_g R_p A_{CS} f_u = 1,0 * 0,6 * \left(1,27^2 * \frac{\pi}{4}\right) * 41,5 = 31,63 kN \end{cases}$$

Onde:

Q_n : Soma das resistências nominais dos conectores;

R_g : Coeficiente para consideração do efeito de atuação dos conectores;

R_p : Coeficiente para consideração da posição dos conectores;

A_{CS} :Área da seção transversal do conector;

E_C : Módulo de elasticidade do concreto;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

Portanto:

$$Q_{rd} = \frac{31,63}{1,25} = 26 kN$$

E o número de conectores será:

$$n = \frac{570,5}{26} \cong 22 \text{ conectores}$$

Espaçamento entre conectores:

$$a = \frac{300 cm}{22} = 13,6 cm, \text{ por norma } \begin{cases} a < 8hc = 96 cm (OK) \\ a > 6\phi = 7,62 cm (OK) \end{cases}$$

4.3.2 Dimensionamento da Viga Principal

No item 4.2.3 foi definida a combinação de esforços de flexão mais desfavorável na viga principal. No item 4.3.6.1, na determinação das ações do vento na estrutura, determinou-se um esforço normal de tração nas vigas principais de valor igual a 5,7kN. Como a força normal

solicitante é muito pequena comparado a resistência de perfis metálicos, o dimensionamento será feito apenas para a flexão.

$$M_{S,d} = 214,75 \text{ kN.m} = 21475 \text{ kN.cm}$$

$$V_{S,d} = 321,75 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento da viga principal foi escolhido previamente o perfil W360x57,8 para a verificação, as propriedades do perfil encontram-se no anexo.

Momento Resistente de Cálculo ($M_{R,d}$)

- Determinação dos comprimentos de flambagem:

$$L_x = 600 \text{ cm}$$

$$L_y = 200 \text{ cm}$$

- Momento fletor resistente de cálculo: Flambagem Lateral com Torção (FLT)

Parâmetro de esbeltez λ_{FLT} :

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_y}{i_y} = 51,02$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p :

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento λ_R :

$$\lambda_R = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{i_y J \beta_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 f_y W_x}{E J} = \frac{0,7 * 25 * 1014,8}{20000 * 34} = 0,023 \text{ cm}^{-1}$$

$$\lambda_R = \frac{1,38 * \sqrt{1113 * 34}}{3,92 * 34 * 0,023} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 306698,28 * 0,023^2}{1113}}} = 156,16$$

Portanto, temos:

$$\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_R \rightarrow \text{Seção semicompacta}$$

$$M_{n,FLT} = M_P - (M_P - M_R) * \left(\frac{\lambda_{FLT} - \lambda_P}{\lambda_R - \lambda_P} \right)$$

$$M_{n,FLT} = 25370 - (25370 - 15781,5) * \frac{51,02 - 49,78}{156,16 - 49,78} = 25258,2kN.cm$$

Onde:

$$M_p = Z_x * f_y = 1014,8 * 25 = 25370kN.cm$$

$$M_r = 0,7 * W_x * f_y = 0,7 * 25 * 901,8 = 15781,5$$

- Momento fletor resistente de cálculo: Flambagem Local da Mesa (FLM)

Parâmetro de esbeltez λ_{FLM} :

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = 6,6$$

Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação λ_P :

$$\lambda_P = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75$$

Como $\lambda_{FLM} < \lambda_P$

$$M_{n,FLM} = M_p = Z_x * f_y = 1014,8 * 25 = 25370kN.cm$$

- Momento fletor resistente de cálculo: Flambagem Local da Alma (FLA)

Parâmetro de esbeltez λ_{FLA}

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_0} = 39$$

Parâmetro de esbeltez corresponde a plastificação λ_P :

$$\lambda_P = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106$$

Como $\lambda_{FLA} < \lambda_P$

$$M_{n,FLA} = M_p = 25370kN.m$$

- Momento resistente de cálculo:

$$Mr = \min(M_{n,FLT}; M_{n,FLM}; M_{n,FLA})$$

$$Mr = 25258,2kN.cm$$

$$M_{R,d} = \frac{Mr}{1,10} = 22962kN.cm$$

Portanto $M_{R,d} > M_{S,d}$

$$\frac{M_{S,d}}{M_{R,d}} = 94\%$$

Força Cortante Resistente de Cálculo ($V_{R,d}$)

$$\lambda = \frac{h_w}{t_0} = 39$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 69,6$$

Como $\lambda < \lambda_p$:

$$V_{R,d} = \frac{0,60(h * t_0)f_y}{1,1} = 0,6 \frac{(35,8 * 0,79)25}{1,1} = 385,66kN$$

Portanto $V_{R,d} > V_{S,d}$:

$$\frac{V_{S,d}}{V_{R,d}} = 83,4\%$$

4.3.3 Dimensionamento da terça de cobertura (terça intermediária)

Como mencionado anteriormente a terça foi com perfil Eu (U enrijecido), de aço formado a frio. A terça está em plano inclinado, portanto sofrendo ação de flexão oblíqua, porém, para combater a flexão no eixo de menor inercia, foram colocados tirantes rígidos, como mostrado na figura 23. Portanto as verificações ocorreram para o eixo de maior inércia. O perfil da terça a ser verificado é o Ue100x60x25x5, com todas as suas propriedades mostradas em anexo. Na sequência é apresentado o processo de dimensionamento desse elemento, utilizando o *Método da Seção Efetiva (MSE)*.

$$Esforços \begin{cases} M_{S,d} = 554kN.cm \\ V_{S,d} = 3,70kN \end{cases}$$

- Resistência ao cisalhamento do eixo de maior inércia

$$t = 0,5\text{cm}; b_w = 10\text{cm}$$

$$h = b_w - 2*t = 9,0\text{cm}$$

$$h/t = 18,0$$

$$k_v = 5,0 \text{ (alma sem enrijecedores)}$$

Como $h/t = 18,0 < 1,08(E k_v / f_y)^{0,5} = 67$, a resistência será dada por:

$$V_{R,d} = 0,6 f_y \frac{h t}{1,1} = 63,8\text{kN}$$

- Resistência à flexão no eixo de maior inércia

Verificação para início do escoamento da seção efetiva (item 9.8.2.1.b – NBR14762)

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = 0,60 \rightarrow 0,2 \leq \eta < 1,0 - \text{Caso } b$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = 0,25$$

$$a = 81 - 730\eta + 4261\eta^2 - 12304\eta^3 + 17919\eta^4 - 12796\eta^5 + 3574\eta^6 = 13,33$$

$$\text{Como } 0,2 \leq \mu \leq 0,3 \text{ e } 0,6 \leq \eta \leq 1,0 \rightarrow b = 0$$

$$k_l = a - b * (\mu - 0,2) = 13,33$$

$$W_c = \frac{I_y}{y_x} = 33,84\text{cm}^3$$

$$M_l = \frac{k_l(\pi^2 E W_c)}{[12(1 - \nu^3)(b_w/t)^2]} = 20360,26\text{kN.cm}$$

$$\lambda_p = \left(\frac{W_c f_y}{M_l} \right)^{0,5} = 0,21$$

Como $\lambda_p < 0,673$: $W_{ef} = W_c$

$$M_{R,d,ESE} = W_{ef} \frac{f_y}{1,10} = 799,85 \text{ kN.cm}$$

Onde:

k_l = coeficiente de flambagem local para seção completa;

W_c = Módulo de resistência elástica da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida;

M_l = Momento fletor de flambagem local elástica

Verificação para flambagem lateral com torção (item 9.8.2.2.b - NBR14762)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 kN}{cm^2} * 55,81 cm^4}{(300 cm)^2} = 122,28 kN$$

$$r_0^2 = (r_x^2 + r_y^2 + e_x^2 + e_y^2) = 27,8 cm^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] = \frac{1}{27,8} \left[\frac{\pi^2 20000 * 1130,5}{300^2} + 7700 * 0,92 \right] = 343 kN$$

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} + N_{ez})^{0,5} = 1 * 5,27 * (122,28 * 343)^{0,5} = 1079,1 kN.cm$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c f_y}{M_e} \right)^{0,5} = 0,903$$

Como $0,60 < \lambda_0 < 1,336$, χ_{FLT} é dado por:

$$\chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278 \lambda_0^2) = 0,86$$

$M_l = 20360,26 kN.cm$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} W_c f_y}{M_l} \right)^{0,5} = 0,19$$

Como $\lambda_p < 0,673$: $W_{c,ef} = W_c$

Portanto:

$$M_{R,d,FLT} = \chi_{FLT} * W_{c,ef} * \frac{f_y}{1,1} = 686,72 kN.cm$$

Momento fletor resistente em X:

$$M_{x,Rd} = \min(M_{R,d,ESE}; M_{R,d,FLT})$$

$$M_{x,Rd} = 686,72 kN.cm > M_{S,d}$$

$$\frac{M_{S,d}}{M_{x,Rd}} = 80,7\%$$

Verificação da combinação de esforços atuantes:

$$\left(\frac{M_{S,d}}{M_{R,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_{S,d}}{V_{R,d}}\right)^2 = 0,65 \leq 1,0$$

4.3.4 Dimensionamento dos elementos da treliça

Neste tópico será mostrado o dimensionamento dos banzos da treliça que apresentaram os maiores valores para compressão e para tração, sendo dimensionados para o perfil de dupla cantoneira 2L64x8,8 enquanto que para as diagonais e montantes será utilizado o perfil 2L38,1x4,26. Em anexo encontram-se as verificações para todos os elementos da treliça e a tabela de combinações dos esforços.

- Banzo em compressão (Elemento - B3)

O perfil dupla cantoneira foi disposto lado a lado e espaçados de 8mm. O dimensionamento da peça composta é feito a seguir:

$$N_{S,d} = -164,52\text{kN}$$

$$i_x = 1,91\text{cm}$$

$$I_y' = 2*(I_y + (0,4+y_g)^2 * A) = 2*(40,8 + (0,4+1,93)^2 \times 11,16) = 202,77\text{cm}^4$$

$$i_y' = (I_y'/2*A)^{0,5} = 3,01\text{cm}$$

Onde:

I_y' = Momento de inercia em y da peça composta

i_y' = Raio de giração em y da peça composta

Flambagem no plano da treliça:

$$\left(\frac{L}{i}\right)_x = \left(\frac{202}{1,91}\right) = 105,76 < 200$$

Flambagem fora do plano da treliça:

$$\left(\frac{L}{i}\right)_y = \left(\frac{2 * 202}{3,01}\right) = 134,04 < 200$$

A flambagem em torno do eixo y é determinante.

$$\lambda_0 = 0,0113 * \left(\frac{L}{i}\right)_y = 1,51$$

Como $\lambda_0 > 1,50$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = 0,38$$

Portanto:

$$N_{R,d} = 2A \chi * \frac{f_y}{1,1} = 194kN > N_{S,d}$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = 85\%$$

- Banzo em tração (Elemento – B10)

$$N_{S,d} = 163,1kN$$

$$C_t = 1 - \frac{ec}{l_w} = 1 - \frac{1,93}{6,35} = 0,70$$

$$A_{ef} = 2 * A * C_t = 15,5cm^2$$

$$N_{R,d} = A_{ef} * \frac{f_y}{1,35} = 460,3kN > N_{S,d}$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = 35\%$$

Onde:

C_t = Fator redutor aplicado a área líquida;

ec = excentricidade do plano de ligação ($=x_g$);

l_w = comprimento do cordão de solda ($l_w \geq h$)

A_{ef} = Área efetiva da peça composta;

4.3.5 Dimensionamento do Pilar (P2B)

Foi utilizado inicialmente um perfil W360x57,8, para verificação do esforço de compressão, de carga igual à:

$$N_{S,d} = 321,8kN$$

Comprimento do pilar (pilar interno) = 400cm

Maiores comprimentos destravados:

$$L_x = 400\text{cm}$$

$$L_y = 400\text{cm}$$

Pilar engastado em uma extremidade e rotulado na outra: $k = 0,8$

Verificação quanto à esbeltez:

$$\left(\frac{k \cdot L}{i}\right) \leq 200 \rightarrow \begin{cases} Em X: 20,1 < 200 \\ Em Y: 113,1 < 200 \end{cases}$$

Verificação da esbeltez na alma:

$$\frac{h_w}{t_0} = 39 < 42,10 \text{ (OK)}$$

Verificação da esbeltez na mesa:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,60 < 15,8 \text{ (OK)}$$

- Determinação da carga de flambagem elástica:

Flambagem por flexão em relação ao eixo X-X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(k \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 16143}{(400 * 0,8)^2} = 31118kN$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo Y-Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 1113}{(400 * 0,8)^2} = 2145,5kN$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo Z-Z

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 = 234\text{cm}^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k \cdot Lx)^2} + G J \right] = \frac{1}{234} \left[\frac{\pi^2 * 20000 * 330995,1}{(400 * 0,8)^2} + 7700 * 34,4 \right]$$

$$N_{ez} = 3791,5 \text{ kN}$$

- Esforço resistente a compressão

$$N_e = \min(N_{ex}; N_{ey}; N_{ez})$$

$$N_e = 2145,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_e}} = 0,82$$

Como $\lambda_0 < 1,50$:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,75$$

Portanto:

$$N_{R,d} = \chi * A * \frac{f_y}{1,10} = 1241,4 \text{ kN} > N_{S,d}$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = 26\%$$

4.4 DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Para a verificação dos elementos estruturais submetidos à ação do fogo, deve-se primeiro classificar a edificação segundo as prescrições da NBR 14432/2001, para ser determinado o TRRF.

A edificação tem 2 pavimentos, resultando em uma área superior a 1500m², destinada a serviços profissionais, pessoais e técnicos, portanto deve-se ser verificada em situação de incêndio a classifica-se como sendo do Grupo D e Classe P1, de acordo com a Tabela A.1 da NBR 14432/2001, e com TRRF de 30 minutos.

Para a determinação da temperatura a ser usada do dimensionamento em situação de incêndio, pode ser usada a curva temperatura-tempo padronizada pela NBR 5628/2001 que, para o TRRF encontrado têm-se, referente à temperatura dos gases:

$$(T - T_0) = 821^\circ C$$

4.4.1 Elevação da temperatura do aço sem proteção

Para a determinação dos fatores de redução do aço deve-se primeiro determinar a elevação de temperatura dos perfis. Conforme visto anteriormente, no tópico 3.2, para uma distribuição uniforme na seção transversal, a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius, de um elemento de aço em situação de incêndio sem proteção é dado por:

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

A NBR 14323 (2013) recomenda um intervalo de tempo não superior a 5s. A Tabela 14 mostra a elevação de temperatura para os diversos perfis utilizados na edificação.

Tabela 14: Propriedades dos perfis em situação de incêndio sem proteção

Elemento Estrutural	Perfil	u (m)	A (m ²)	u/A (m ⁻¹)	θ_a (°C)	$k_{y,0}$	$k_{E,0}$
Viga Mista	W200x19,3	0,70	0,00251	279,0	839	0,090	0,081
Viga Principal	W360x57,8	1,22	0,00725	168,3	830	0,095	0,083
Banzos	2L64x8,8	0,254	0,0012	212	835	0,093	0,082
Diagonais e Montantes	2L38,1x4,26	0,152	0,0005	304	840	0,090	0,081
Terças	Ue100x60x25x5	0,380	0,00115	330	842	0,097	0,056
Pilares	W360x57,8	1,39	0,00725	192	833	0,094	0,082

Fonte: AUTOR

A seguir, tem-se o dimensionamento dos elementos estruturais em situação de incêndio sem proteção térmica, de acordo com o Método Simplificado de Cálculo, prescrito pela NBR 14323 (2013).

4.4.2 Viga Mista (viga secundária) em situação de incêndio

O momento solicitante em situação de incêndio é:

$$C1 = 1,2G + 0,28Q$$

$$C1 = 1,2 * (0,3kN/m + 6,66kN/m) + 0,28 * (6kN/m) = 10,0kN/m$$

$$M_{fi,sd} = C1 \frac{L^2}{8} = 45,1kN.m$$

Onde:

G: Peso próprio do perfil de aço e da laje mista por metro de comprimento;

Q: Sobrecarga atuante na laje por metro de comprimento.

Para as vigas mistas de aço-concreto com perfil I, foi feita a verificação segundo as prescrições da NBR 14323 em seu Anexo A que, para a aplicabilidade dessa norma, deve-se atender à:

$$\frac{h_w}{t_0} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \therefore 29,33 < 106 (OK)$$

- Verificação do momento fletor resistente

Segundo a NBR 14323 em seu anexo A, para efeitos de simplificação a temperatura da laje de concreto pode ser considerada uniforme ao longo de sua altura, e com valor de 40% da temperatura da peça de aço. Portanto:

$$\theta_c = 0,4 * 839^\circ\text{C} = 335,6^\circ\text{C} \rightarrow \begin{cases} k_{C,\theta} = 0,82 \\ k_{Ec,\theta} = 0,96 \end{cases}$$

Onde:

$k_{C,\theta}$ = Fator de redução para resistência característica à compressão do concreto de densidade normal;

$k_{Ec,\theta}$ = Fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal.

$$k_{ycon,\theta} = 0,37$$

$$Q_{fi} = R_g R_p A_{CS} f_u * k_{ycon,\theta} = 1,0 * 0,6 * \left(1,27^2 * \frac{\pi}{4}\right) * 41,5 * 0,37 = 11,06 \text{ kN}$$

Onde:

$k_{ycon,\theta}$ = fator de redução para os conectores de cisalhamento, admitindo uma temperatura de 80% do valor da temperatura da viga segundo a NBR 14323 em seu anexo A.

$$Q_{fi,Rd} = \frac{Q_{fi}}{1,25} = 9,30 \text{ kN}$$

$$0,85 k_{C,\theta} f_{ck} b_e t_c = 0,85 * 0,82 * 2 * 150 * 12 = 2509 \text{ kN}$$

$$(A f_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta} (b_f t_f + h_w t_0) + k_{y,\theta} (b_f t_f)] f_y = 60,7 \text{ kN}$$

Como:

$$Q_{fi,Rd} < 0,85 k_{C,\theta} f_{ck} b_e t_c$$

e

$$Q_{fi,Rd} < (A f_y)_{fi,a}$$

Tendo-se dessa forma, viga mista aço-concreto com ligação parcial. Momento resistente de cálculo será dado por:

$$M_{fi,Rd} = C_{fi,d} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta} f_y b_f t_f \left(y_p - \frac{t_f}{2} \right) + k_{y,\theta} f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_f)^2 + (h_w - y_p + t_f)^2}{2} + b_f t_f \left(d - \frac{t_f}{2} - y_p \right) \right]$$

Com:

$$C_{fi,d} = Q_{fi,Rd}$$

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{[k_{y,\theta} (b_f t_f + h_w t_w + 2 t_f t_w) - k_{y,\theta} b_f t_f] f_y - C_{fi,d}}{k_{y,\theta} t_w f_y}$$

$$y_c = a = \frac{C_{fi,d}}{0,85 k_{C,\theta} f_{ck} b_e}$$

Portanto, teremos:

$$y_p = 0,21 \text{ cm}$$

$$y_c = 0,05 \text{ cm}$$

$h_F = 7,5\text{cm} = \text{Altura das nervuras da fôrma de aço}$

$$M_{fi,Rd} = 671,7\text{kN.cm} = 6,7\text{kN.m} \ll M_{S,d} \rightarrow \text{Necessária a proteção}$$

4.4.3 Viga Principal em situação de incêndio

A combinação de ações em situação de incêndio será dada por:

$$S_{fi,d} = 1,2G + 0,28Q$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 * 85,4 + 0,28 * 72 = 122,6\text{kN.m}$$

$$V_{fi,Sd} = 1,2 * 127,8 + 0,28 * 108 = 183,6\text{kN}$$

Segundo a NBR 14323, na determinação do momento fletor resistente e força cortante de cálculo, é considerado benéfico o efeito de uma distribuição não uniforme da temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento da viga, através dos fatores de correção k_1 e k_2 , com:

$$\begin{cases} k_1 = 1,15 \\ k_2 = 1,00 \end{cases}$$

Onde:

k_1 : Fator de correção para temperatura não uniforme na seção transversal;

k_2 : Fator de correção para temperatura não uniforme ao longo do comprimento da barra.

- **Efeito do momento fletor**

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)

$$\lambda_{FLT} = 51,02$$

$$\lambda_P = 49,78$$

$$\lambda_R = 156,16$$

Como $\lambda_{P,fi} < \lambda_{FLT} < \lambda_{R,fi}$, Teremos:

$$M_{fi,FLT} = k_{y,\theta} \left[M_P - (M_P - M_R) * \left(\frac{\lambda_{FLT} - \lambda_P}{\lambda_R - \lambda_P} \right) \right]$$

$$M_{fi,FLT} = k_{y,\theta} M_{n,FLT} = 0,095 * 25258,2kN.cm = 2340kN.cm$$

FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM)

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = 6,6$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75$$

Como $\lambda_{FLM} < \lambda_p$

$$M_{fi,FLM} = k_1 k_2 k_{y,\theta} M_p = k_1 k_2 k_{y,\theta} Z_x f_y$$

$$M_{fi,FLM} = 1,15 * 1,0 * 0,095 * 1014,8 * 25 = 2772kN.cm$$

FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_0} = 39$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106$$

Como $\lambda_{FLA} < \lambda_p$

$$M_{fi,FLM} = k_1 k_2 k_{y,\theta} M_p = k_1 k_2 k_{y,\theta} Z_x f_y$$

$$M_{fi,FLM} = 1,15 * 1,0 * 0,095 * 1014,8 * 25 = 2772kN.cm$$

Portanto:

$$M_{fi} = \min(M_{fi,FLT}; M_{fi,FLM}; M_{fi,FLA})$$

$$M_{fi} = 2340kN.cm$$

$$M_{R,d} = \frac{M_r}{1,10} = 2127,3kN.cm$$

$$M_{fi,Rd} \ll M_{fi,Sd} \rightarrow \text{Necessita de prote\c{a}\~{o}}$$

- **Efeito da força cortante**

$$\lambda = \frac{h_w}{t_0} = 39$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_y E}{f_y}} = 69,6$$

Como $\lambda < \lambda_p$:

$$V_{fi,Rd} = k_{y,\theta} \frac{0,60(h * t_0) f_y}{1,1} = 0,095 * 0,6 \frac{(35,8 * 0,79) 25}{1,1} = 36,64 kN$$

$$V_{fi,Rd} \ll V_{fi,Sd} \rightarrow \textbf{Necessita de proteção}$$

Portanto temos que, é necessário a proteção contra incêndio para as vigas principais.

4.4.4 Elementos da treliça de cobertura em situação de incêndio

4.4.4.1 Banzo em compressão

O esforço de compressão solicitante em situação de incêndio será dado por:

$$N_{fi,Sd} = 1,2G + 0,28Q = 81,17 kN (-)$$

Excluindo-se a ação do vento por gerar efeito favorável.

Classificação quando a esbeltez da seção transversal do perfil 2L64x8,8kg:

$$\frac{b}{t} < 12,7 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

$$\frac{63,5}{9,5} = 6,68 < 12,7 \sqrt{\frac{0,082}{0,093}} = 11,92 (OK)$$

Portanto, o perfil em situação de incêndio é classificado como seção compacta, e a força normal de compressão em situação de incêndio será dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y$$

Com:

$$\alpha_\theta = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,622$$

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 1,51 \sqrt{\frac{0,082}{0,095}} = 1,40$$

$$\beta_\theta = 0,5(1 + \alpha_\theta \lambda_{0,\theta} + \lambda_{0,\theta}^2) = 1,90$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_\theta + \sqrt{\beta_\theta^2 - \lambda_{0,\theta}^2}} = 0,313$$

Portanto:

$$N_{fi,Rd} = 0,313 * 0,093 * (2 * 11,16\text{cm}^2) * \frac{25\text{kN}}{\text{cm}^2} = 16,3\text{kN}$$

$$N_{fi,Rd} \ll N_{fi,Sd} \rightarrow \text{Necessário proteção}$$

Onde:

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência f do aço em situação de incêndio;

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço em situação de incêndio;

A_g é a área bruta da seção transversal;

f_y é a resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente;

$\lambda_{0,\theta}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio;

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido em temperatura ambiente indicado no tópico 1.4.4

4.4.4.2 Banzo em tração

O esforço de tração solicitante em situação de incêndio será dado por:

$$N_{fi,Sd} = 1,2G + 0,28Q = 80,4 \text{ kN (+)}$$

Segundo a NBR 14323 o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de uma barra axialmente tracionada com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento, deve ser determinada para o estado limite último de escoamento da seção bruta, dado por:

$$N_{fi,Rd} = k_{y,\theta} A_g f_y$$

$$N_{fi,Rd} = 0,093 * (2 * 11,16\text{cm}^2) * \frac{25\text{kN}}{\text{cm}^2} = 51,9\text{kN}$$

$$N_{fi,Rd} \ll N_{fi,Sd} \rightarrow \text{Necessário proteção}$$

4.4.5 Pilares em situação de incêndio

O pilar P2B dimensionado no tópico 4.4.5 será aqui verificado em situação de incêndio, sem revestimento antitérmico. O pilar, como anteriormente mencionado, está sujeito a força de compressão, em situação de incêndio igual à:

$$N_{fi,Sd} = 1,2G + 0,28Q = 183,6kN$$

Classificação quanto a esbeltez da seção transversal, do perfil W360x57,8:

$$Mesa \rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < 15,8 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

$$6,60 < 14,75(\text{seção compacta})$$

$$Alma \rightarrow \frac{h_w}{t_0} < 42,10 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

$$39 < 39,41 (\text{seção compacta})$$

Segundo a NBR 14323, para seções compactas ou semi compactas o esforço normal resistente de cálculo será dado por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y$$

Com:

$$\alpha_\theta = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,622$$

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 0,82 \sqrt{\frac{0,082}{0,094}} = 0,76$$

$$\beta_\theta = 0,5(1 + \alpha_\theta \lambda_{0,\theta} + \lambda_{0,\theta}^2) = 1,02$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_\theta + \sqrt{\beta_\theta^2 - \lambda_{0,\theta}^2}} = 0,587$$

Portanto:

$$N_{fi,Rd} = 0,587 * 0,094 * (72,5cm^2) * \frac{25kN}{cm^2} = 101,1kN$$

$$N_{fi,Rd} < N_{fi,Sd} \rightarrow \text{Necessário proteção}$$

4.5 DIMENSIONAMENTO DO REVESTIMENTO DE PROTEÇÃO

Como visto no tópico 4.4, os diversos elementos estruturais sem elementos de proteção passiva não são capazes de resistir à ação do fogo, colocando em risco a estabilidade da estrutura que poderá vir a colapso. Faz-se necessária a utilização de elementos de proteção tais como, tintas intumescentes ou argamassas projetadas, para retardar a ação do fogo nos perfis de aço.

Sendo esses dois tipos de proteção os mais utilizados no Brasil, o que determinará a escolha é a comparação entre custo-benefício dos dois produtos. De acordo com as fabricantes GUARUTHERM (2018) e CKC (2018), para TRRF de até 60 minutos os custos com aplicação das tintas intumescentes tem valor igual ou próximos aos da argamassa projetada. A tinta intumescente, como mencionada, traz consigo o apelo estético, sendo mais indicada para locais onde há fluxo de pessoas.

Porém, para fins didáticos e de aplicação da norma NBR 14323, foi feita a verificação com argamassa projetada, pois a norma especifica que, para as tintas intumescentes a elevação de temperatura do aço deve ser obtida através de ensaios.

A argamassa projetada foi a BLAZE SHIELD II, com as propriedades mostradas na tabela 15, e com espessura de aplicação (t_m) entre 10mm e 20mm para TRRF de 30 minutos.

Tabela 15: Propriedades da argamassa BLAZE SHIELD II

λ_m	0,15W/m°C
c_m	2300 J/kg°C
ρ_m	280kg/m ³

Fonte: PCP Soluções

A determinação da elevação da temperatura dos perfis de aço ($\Delta\theta_{a,t}$) com uso de proteção, será dada segundo a equação proposta pela NBR 14323/2013:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \left(\frac{u_m}{A}\right) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{t_m \rho_a c_a \left(1 + \frac{\xi}{4}\right)} \Delta t - \frac{\theta_{g,t}}{\left(\frac{4}{\xi} - 1\right)}$$

Com:

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

Onde:

u_m/A : Fator de massividade para elementos envolvidos por material de proteção;

c_a : Calor específico do aço;

c_m : Calor específico do material de proteção;

$\theta_{a,t}$: Temperatura do aço no tempo t ;

$\theta_{g,t}$: Temperatura dos gases no tempo t ;

λ_m : Condutividade térmica do material de proteção;

ρ_a : Massa específica do aço;

ρ_m : Massa específica do material de proteção;

Portanto, tem-se a temperatura do aço e os novos valores de coeficientes redutores para um TRRF de 30min com uso de proteção passiva de espessura igual a 20mm, explicitados na Tabela 16.

Tabela 16: Características dos perfis com proteção em situação de incêndio

Elementos Estrutural	Perfil	u_m/A (m⁻¹)	θ_a (°C)	$k_{y,0}$	$k_{E,0}$
Viga Mista	W200x19,3	279	208,61	1,00	0,89
Viga Prin.	W360x57,8	168,3	140	1,00	0,96
Banzos	2L64x8,8	212	169	1,00	0,93
Terças	Ue100x60x25x5	330	234,2	1,00	0,82
Pilar	W360x57,8	192	155,5	1,00	0,94

Fonte: AUTOR

A partir da NBR 14323, temos que para os aços laminados suas propriedades permanecem constantes até temperaturas próximas de 400°C e, portanto, os coeficientes de redução para a

resistência ao escoamento são um (1,00), ou seja, a capacidade resistente dos perfis é igual ao calculado para a temperatura ambiente, conforme o item 4.3.

4.6 ANÁLISE

De acordo com o que foi visto no tópico 4.4, a ação do incêndio na estrutura reduz drasticamente a sua capacidade de suportar carga, sendo necessárias portanto formas de garantir a integridade da estrutura até que medidas corretivas sejam tomadas. Uma das formas de garantir a capacidade estrutural dos perfis de aço é envolvê-lo por matérias de proteção térmica que, como mostrado no presente tópico 4.5 é eficaz na redução da temperatura a que o perfil estará sujeito, garantindo assim, sua integridade.

Embora haja uma diminuição do módulo de elasticidade para os perfis, de acordo com a tabela 16, tem-se que essa redução não compromete a capacidade resistente. Visto que em situação de incêndio as combinações de ações na estrutura são menores.

As tabelas 17 e 18 trazem, respectivamente, o resumo do dimensionamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Tabela 17: Resumo do dimensionamento em temperatura ambiente

VIGAS SECUNDÁRIAS - Viga Mista Aço-Concreto						
Perfil	Mr,d (kN.m)	Ms,d (kN.m)	Aproveitamento (M)	Vs,d (kN)	Vr,d (kN)	Aproveitamento (V)
W200x19,3	116,5	84,15	73%	56,1	160,5	35%
VIGA PRINCIPAL						
Perfil	Mr,d (kN.m)	Ms,d (kN.m)	Aproveitamento (M)	Vs,d (kN)	Vr,d (kN)	Aproveitamento (V)
W360x57,8	229,62	214,75	94%	321,8	385,66	83,4%
TERÇA DE COBERTURA						
Perfil	Mr,d (kN.m)	Ms,d (kN.m)	Aproveitamento (M)	Vs,d (kN)	Vr,d (kN)	Aproveitamento (V)
Ue100x60x25x5	6,87	5,54	81%	3,7	63,8	5,80%
TRELIÇA - Banzo em compressão (B3)						
Perfil	Ns,d (kN)		Nr,d (kN)		Aproveitamento	
2L64x8,8	164,52		194		85%	
TRELIÇA - Banzo em tração (B10)						
Perfil	Ns,d (kN)		Nr,d (kN)		Aproveitamento	
2L64x8,8	163,1		460,3		35%	
PILAR - compressão						
Perfil	Ns,d (kN)		Nr,d (kN)		Aproveitamento	
W360x57,8	321,8		1241,4		26%	

Fonte: AUTOR

Tabela 18: Resumo do dimensionamento em situação de incêndio

VIGA MISTA							
PERFIL	u/A (1/m)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$M_{fi,Ed}$ (kN.m)	$M_{fi,Rd}$ (kN.m)	$M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd}$
W200X19,3	279	839	0,09	0,081	45,1	6,7	673% - NÃO ATENDE
VIGA PRINCIPAL							
PERFIL	u/A (1/m)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$M_{fi,Ed}$ (kN.m)	$M_{fi,Rd}$ (kN.m)	$M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd}$
W360X57,8	168,3	830	0,095	0,083	122,6	21,3	575,6% - NÃO ATENDE
BANZO - Compressão							
PERFIL	u/A (1/m)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$N_{fi,Ed}$ (kN)	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Ed}/N_{fi,Rd}$
2L64x8,8	212	835	0,093	0,082	81,17	16,3	498% - NÃO ATENDE
BANZO - Tração							
PERFIL	u/A (1/m)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$N_{fi,Ed}$ (kN)	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Ed}/N_{fi,Rd}$
2L64x8,8	212	835	0,093	0,082	80,4	51,9	155% - NÃO ATENDE
PILAR							
PERFIL	u/A (1/m)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$N_{fi,Ed}$ (kN)	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$N_{fi,Ed}/N_{fi,Rd}$
W360X57,8	192	833	0,094	0,082	183,6	101,1	182% - NÃO ATENDE

Fonte: AUTOR

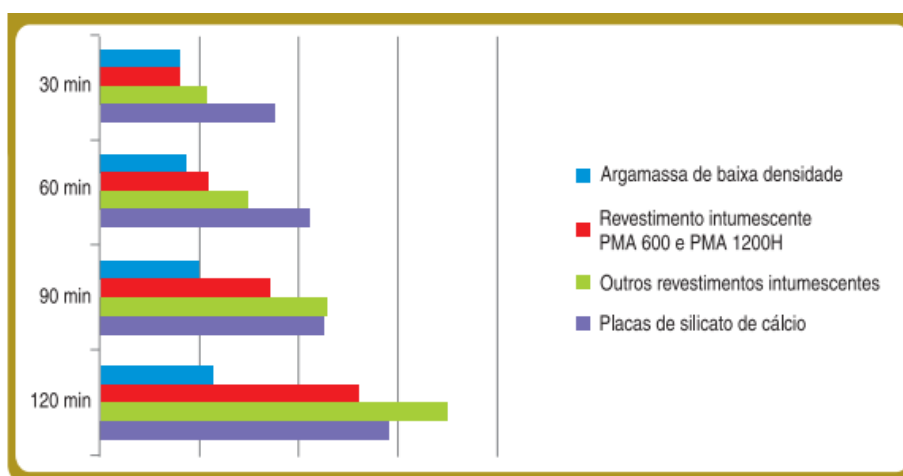
4.7 COMPARAÇÃO DE CUSTOS DA PROTEÇÃO

Como mencionado no tópico anterior e, de acordo com dados dos fabricantes GUARUTHERM e CKC, temos a comparação de custos de aplicação das duas formas de proteção amplamente utilizadas no Brasil. A Tabela 19 traz comparativos das soluções em termos de aplicabilidades. Na tabela 20, observa-se a proximidade dos custos com argamassa projetada e tinta intumescente para TRRF de até 60min.

Tabela 19: Comparativo entra as duas principais soluções

Argamassa projetada	Revestimento intumescente
<ul style="list-style-type: none"> • Baixo custo; • Resistência térmica e acústica; • TRRF até 240 minutos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Facilidade na manutenção/limpeza; • Arquitetura permanece aparente; • Leve e fino; • Otimiza o espaço da construção; • Permite acabamento da cor desejada; • Não retém sujeiras; • TRRF até 120 minutos.
<ul style="list-style-type: none"> • Fragilidade ao contato físico; • Aplicação gera muita sujeira; • Dificuldade em manter as mesmas espessuras; • Aparência não agradável; • Requer mais espaço. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requer aplicadores qualificados; • Verificação de qualidade da aplicação; • Tempo de secagem maior; • Deve haver compatibilidade com primer usado.

Fonte: Revista Emergência (2013)

Tabela 20: Comparativo de custos entra as duas principais soluções

Fonte: Revista Emergência (2013)

A partir do site <http://www.brasil.geradordeprecos.info>, pode-se gerar composição de custos unitários para as duas soluções. Entretanto a geração de custos é restrita aos insumos cadastrados no site, sendo utilizado somente como base de referência para a escolha do material de proteção, como pode ser observados nas tabelas 21 e 22.

Tabela 21: Custo unitário com argamassa projetada

Proteção passiva contra incêndio de estrutura metálica, com argamassa projetada, sistema "ISOVER" m²				
Execução de proteção passiva contra incêndio de elementos de aço, protegidos nas 4 faces e com um TRRT de 30 minutos, através da projeção pneumática de argamassa de lã de rocha branca Banroc Pyro, com espessura média de 10mm.				
Descrição	Un	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
Argamassa de lã de rocha branca Banroc Pyro "ISOVER" para proteção passiva contra fogo através de projeção, resistência térmica 0,053m ² K/W, condutibilidade térmica 0,061W/(mK)	kg	3,000	6,85	20,55
Misturadora-bombeadora para argamassas e gessos projetados, de 3m ³ /h.	h	0,172	17,96	3,09
Aplicador de produtos isolantes.	h	0,207	22,85	4,73
Ajudante de aplicador de produtos isolantes.	h	0,207	17,94	3,71
Custos diretos complementares	%	2,000	32,08	0,64
			Total	R\$ 32,72

Fonte: <http://www.brasil.geradordeprecos.info>

Tabela 22: Custo unitário com tinta intumescente

Proteção de estrutura metálica, com tinta intumescente.					m²
Proteção passiva contra incêndios de estruturas metálicas com revestimento intumescente EI 15 (299 microns) e aplicação de uma demão de tinta de fundo vedante de dois componentes, à base de resinas epóxi e fosfato de zinco, cor cinza.					
Descrição	Un	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo	
Tinta de fundo vedante de dois componentes para interior, à base de de resinas epóxi e fosfato de zinco, cor cinza, aplicada com broxa, rolo ou pistola.	l	0,125	43,68	5,46	
Revestimento intumescente, em emulsão aquosa monocomponente, cor branca, acabamento mate liso, aplicada com pistola de alta pressão	kg	0,658	42,05	27,67	
Oficial de Pintor	h	0,113	14,11	1,59	
Ajudante de pintor	h	0,113	10,39	1,17	
Meios auxiliares	%	2,000	35,89	0,72	
Custos indiretos	%	3,000	36,61	1,1	
			Total	R\$ 37,71	

Fonte: <http://www.brasil.geradordeprecos.info>

Portando, observa-se que, a tinta intumescente torna-se mais atrativa, pela pequena diferença de custo, qualidade do acabamento e pela finalidade da edificação.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÕES

- Ao longo da primeira etapa do dimensionamento, em temperatura ambiente, realizado a partir das prescrições das NBR 8800/2008 e NBR 14762/2001, foi possível satisfazer o objetivo de dimensionar uma estrutura o mais leve possível, de acordo com as bitolas comerciais disponíveis, obtendo-se relações de solicitações e capacidade resistentes na maioria das peças acima dos 80%.
- Na verificação dos perfis de aço em situação de incêndio, concluímos que os mesmos não eram capazes de garantir a integridade física da estrutura, com grandes possibilidades de a estrutura entrar em colapso por não conseguir resistir aos esforços solicitantes, sendo necessário recorrer a formas de retardar a ação do fogo nos elementos.
- Através da análise feita no tópico 4.5, com a definição da camada de proteção, concluímos a importância desse material para a garantia da estabilidade da estrutura, onde observamos que as temperaturas transferidas para o aço não ultrapassam os 250°C o que, a partir da literatura e da NBR 14323, para intervalos de temperatura abaixo dos 400°C as propriedades do aço permanecem constantes, ou seja, a capacidade resistente do aço é igual àquela calculada para temperatura ambiente.
- No tópico 1.7 foi feita a análise comparativa dos custos das duas formas de proteção amplamente utilizadas, chegando a conclusão de que, para TRRF até 60 minutos, a diferença de custo é relativamente baixa, ficando a cargo do responsável técnico determinar a proteção que melhor se encaixa na finalidade de uso e ocupação da estrutura.

5.2 SUGESTÕES

Como mencionado a NBR 14323/2013, a partir do método simplificado de cálculo, o utilizado no presente trabalho, verifica os perfis em situação de incêndio considerando-os como elementos isolados, ou seja, não leva-se em consideração o acréscimo dos esforços internos solicitantes devido à restrição do alongamento da estrutura. Como sugestão a trabalhos futuros fica a comparação dos resultados obtidos pelo método simplificado e com o uso de softwares, dos resultados levando-se em consideração as restrições aos alongamentos dos perfis.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Ações e segurança nas Estruturas” - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação de Resistência ao Fogo” – NBR 5628, Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações” – NBR 14432, Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS 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 BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios” – NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Forças devidas ao vento em edificações” – NBR 6123, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio” – NBR 14762, Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), “Cargas para o cálculo de Estruturas de Edificações” – NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.

BONITESE, Karina Venâncio. “Segurança Contra Incêndio em Edifício Habitacional de Baixo Custo Estruturado em Aço”. Tese apresentada à Universidade Federal de Minas Gérias. Belo Horizonte, 2007.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, A evolução da construção em aço no Brasil, 2015. Disponível em <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso, 15 de junho de 2018.

MATTOS, L. A. D. Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem. São Paulo. Ziguarte Editora, 2000.

MOUÇO, Daniel Lemos. “Análise e Segurança de Estruturas Mistas de Aço-Concreto em Situação de Incêndio”, Tese apresentada à Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

PANNONI, Domingos Fabio. “Princípio da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio”. 6.ed. GERDAU, São Paulo, 2015.

PFEIL, Walter. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 8.ed. LTC. Rio de Janeiro, 2017.

SILVA, Valdir Pignatta. “Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”, Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.

VARGAS E SILVA, Mauri Rezende e Valdir Pignatta. “Manual Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço”, CBCA, Rio de Janeiro, 2003.

ANEXOS

TABELA A1: Perfis estruturais

Propriedades da seção do perfil Ue (U enrijecido) - Ue100x60x25x5								
bw	bf	D	e	A	Massa	Ix	Wx	Iy
cm	cm	cm	cm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ⁴
10	6	2,5	0,5	11,54	9,06	169,2	33,8	55,81

Perfil Cantoneira de Abas Iguais - Banzos Inferiores e Superiores								
h x h	h	t0	c	Massa	Área	Ix = Iy	Wx = Wy	ix = iy
mm	cm	cm	cm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
64x64	6,35	0,95	1,59	8,8	11,16	40,8	9,1	1,91

Perfil Cantoneira de Abas Iguais - Diagonais e Montates								
h x h	h	t0	c	Massa	Área	Ix = Iy	Wx = Wy	ix = iy
mm	cm	cm	cm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
38,1x38,1	3,81	0,79		4,26	5,42	6,65	4,53	1,11

Propriedades do PERFIL I - Vigas Principais e Pilares									
Perfil	Massa	Altura	Área	Alma		Mesa			
				t0	h0	tf	bf	Ix	
l	m	h	A	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	
	kg/m	cm	cm ²						
W360x57,8	57,8	35,8	72,5	0,79	33,2	1,31	17,2	16143	
						Eixo Y-Y			
						Iy	Wy	iy	Zy
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
						1113	129,4	3,92	199,8

Propriedades do PERFIL I - Vigas Secundárias (Vigas Mistas)									
Perfil	Massa	Altura	Área	Alma		Mesa			
				t0	h0	tf	bf	Ix	
l	m	h	A	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	
	kg/m	cm	cm ²						
W200x19,3	19,3	20,3	25,1	0,58	19	0,65	10,2	1686	
						Eixo Y-Y			
						Iy	Wy	iy	Zy
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
						116	22,7	2,14	35,9

Fonte: PFEIL (2017)

TABELA A2: Combinações de ações na cobertura em temperatura ambiente

ELEMENTOS DA COBERTURA							
Elemento	Comprimento (m)	Esforços (kN) Tração (+)			Combinações (kN) Tração (+)		
		V - Vento 0° (suc)	q - Sobrecarga	g - Carga Perm.	C1 = 1,25g + 1,5q	C2 = 1,00g + 1,4V	
Banzos Superiores	B1	2,02	53,40	-44,9	-35,50	-111,77	39,26
	B2	2,02	73,00	-61,3	-48,40	-152,42	53,80
	B3	2,02	79,10	-66,2	-52,20	-164,52	58,54
	B4	2,02	78,40	-65,4	-51,60	-162,54	58,16
	B5	2,02	73,80	-61,3	-48,40	-152,41	54,92
	B6	2,02	66,80	-55,1	-43,50	-137,09	50,02
Banzos Inferiores	B7	2,00	2,10	0,0	0,00	0,00	2,94
	B8	2,00	-50,70	44,6	35,10	110,81	-35,88
	B9	2,00	-69,70	60,8	47,90	151,06	-49,68
	B10	2,00	-75,30	65,7	51,70	163,10	-53,72
	B11	2,00	-74,10	64,8	51,10	161,12	-52,64
	B12	2,00	-69,10	60,8	47,90	151,05	-48,84
Diagonais	D1	2,06	-54,30	46,0	36,30	114,30	-39,72
	D2	2,13	-20,30	17,3	13,60	42,91	-14,82
	D3	2,24	-6,20	5,4	4,30	13,52	-4,38
	D4	2,36	1,40	-1,0	-0,80	-2,44	1,16
	D5	2,50	6,30	-5,1	-4,00	-12,61	4,82
	D6	2,66	9,90	-8,1	-6,40	-20,12	7,46
Montantes	M1	0,50	21,60	-18,2	-15,00	-46,11	15,24
	M2	0,75	13,20	-11,2	-8,80	-27,73	9,68
	M3	1,00	7,10	-6,1	-4,80	-15,12	5,14
	M4	1,25	2,80	-2,4	-1,90	-6,02	2,02
	M5	1,50	-0,70	0,5	0,40	1,27	-0,58
	M6	1,75	-3,80	3,0	2,40	7,56	-2,92
	M7	2,00	-13,00	10,6	8,40	26,46	-9,80

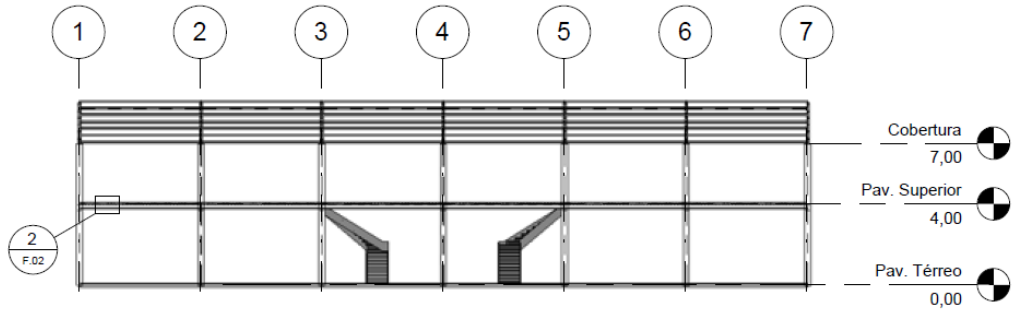
Fonte: AUTOR

TABELA A3 - Combinações de ações na cobertura em situação de incêndio

ELEMENTOS DA COBERTURA		
Combinações das ações para a ocorrência de incêndio - NBR14323		
Elemento	C3 = 1,20g + 0,28q	
Banzos Superiores	B1	-55,18
	B2	-75,24
	B3	-81,17
	B4	-80,22
	B5	-75,24
	B6	-67,64
Banzos Inferiores	B7	0,00
	B8	54,61
	B9	74,50
	B10	80,42
	B11	79,47
	B12	74,50
Diagonais	D1	56,43
	D2	21,16
	D3	6,68
	D4	-1,23
	D5	-6,22
	D6	-9,94
Montantes	M1	-23,11
	M2	-13,68
	M3	-7,46
	M4	-2,96
	M5	0,62
	M6	3,73
	M7	13,06

Fonte: AUTOR

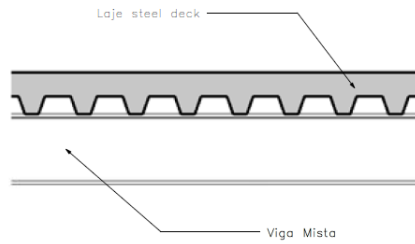
FIGURA A1: Corte longitudinal



1 Corte 1
1 : 200

Fonte: AUTOR

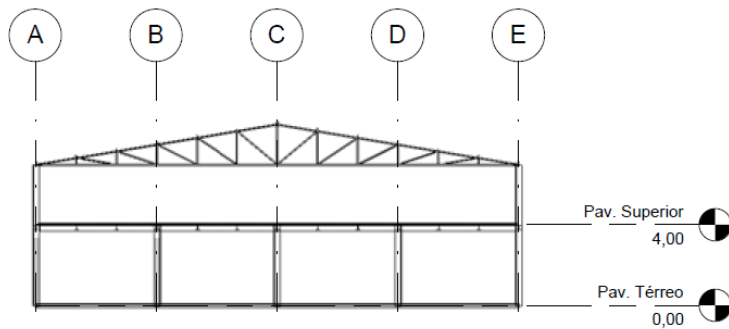
FIGURA A2: Detalhe laje steel deck



2 Chamada de detalhe - Laje Steel Deck
1 : 10

Fonte: AUTOR

FIGURA A3: Corte transversal



3 Corte 2
1 : 200

Fonte: AUTOR