



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Davi Werner Benvenuti

Análise e dimensionamento de um galpão industrial em estrutura metálica

Florianópolis
2023

Davi Werner Benvenuti

Análise e dimensionamento de um galpão industrial em estrutura metálica

Trabaho de Conclusão de Curso submetida ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.

Florianópolis
2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Benvenuti, Davi Werner
Análise e dimensionamento de um Galpão Industrial
Metálico / Davi Werner Benvenuti ; orientador, Leandro
Fleck Fadel Miguel, 2023.
138 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Galpão Metálico. 3. Aço. 4.
Estruturas Metálicas. 5. Dimensionamento estrutural. I.
Miguel, Leandro Fleck Fadel. II. Universidade Federal de
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Davi Werner Benvenuti

Análise e dimensionamento de um galpão industrial em estrutura metálica

O presente trabalho em nível de Bacharel foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Thiago Moreno Fernandes, Me.
Universidade Federal de Santa Catarina

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Coordenação do Programa de Graduação

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.
Orientador

Florianópolis, 2023.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha gratidão, em primeiro lugar, aos meus pais, Almir e Maristela, e ao meu irmão, Eduardo. Agradeço por todo o amor, apoio e encorajamento que sempre me deram, e por terem proporcionado todas as condições necessárias para que eu pudesse chegar a esta etapa em busca dos meus objetivos. Vocês são minha constante motivação para me esforçar e buscar ser uma pessoa melhor.

À minha namorada e parceira de vida, Julia. Com seu amor, carinho, compreensão e constante apoio, ela faz com que cada dia da minha jornada seja mais leve e repleto de felicidade.

Aos meus amigos e colegas de estudo, que têm sido companheiros ao longo do tempo, proporcionando bons momentos e tornando minha jornada mais alegre e leve. Agradeço por estarem sempre presentes e por contribuírem para o meu crescimento pessoal e acadêmico.

Ao Prof. Leandro, por todas as orientações e tempo disponibilizado para que este trabalho fosse realizado.

À Universidade Federal de Santa Catarina por proporcionar um ambiente acadêmico estimulante e repleto de oportunidades ao longo da minha trajetória. Sou grato aos professores e funcionários que contribuíram para o meu crescimento. Sem o apoio e a excelência educacional oferecida por esta instituição renomada, não teria sido possível concluir este trabalho. Agradeço por todo o suporte e pela experiência enriquecedora que levarei para o resto da minha vida.

Por último, gostaria de expressar minha gratidão a todas as pessoas que não foram mencionadas individualmente, mas que de alguma forma agregaram conhecimento e contribuíram ao longo da minha jornada pessoal e acadêmica, tornando possível a realização deste trabalho.

*“Os cientistas estudam o mundo tal como é;
os engenheiros criam que o mundo que nunca foi.”
(Theodore Von Karman)*

RESUMO

O uso de estruturas metálicas é uma tendência na indústria da construção civil, especialmente no setor industrial, devido às suas vantagens em relação às alternativas tradicionais de construção de edifícios. As estruturas metálicas aproveitam as características peculiares do aço, como alta resistência mecânica, velocidade de construção e leveza, tornando-as uma opção atrativa em comparação às estruturas de concreto armado. No contexto dos projetos estruturais, o uso de ferramentas computacionais para cálculos estruturais está cada vez mais comum. Neste âmbito, este trabalho tem como objetivo realizar o projeto e a análise do dimensionamento de um galpão industrial metálico, contribuindo para as discussões sobre o tema. O dimensionamento estrutural envolve a avaliação das cargas atuantes em diferentes cenários. No caso das cargas de vento, é utilizado o procedimento de análise apresentado na ABNT NBR 6123 (1988), que consiste na definição das características da estrutura, sua localização e finalidade. A estrutura é avaliada de acordo com o Método dos Estados Limites da ABNT NBR 8800 (2008). O estudo de caso consiste em definir o modelo estrutural e as dimensões do galpão. Em seguida, o pórtico é modelado em softwares para realizar a análise estrutural, tanto linear quanto não-linear, considerando as combinações de ações definidas. Com os esforços resultantes, os perfis estruturais e os sistemas de travamento são dimensionados, e é feita a verificação dos deslocamentos do pórtico. Por fim, é realizada a modelagem 3D da estrutura em programa computacional para a análise do deslocamento global em relação ao eixo longitudinal, proporcionando uma visão abrangente do comportamento da estrutura.

Palavras-chave: ABNT 8800. Galpão Metálico. Dimensionamento estrutural. Estrutura em aço.

ABSTRACT

The use of steel structures is currently a trend in the construction industry, especially in the industrial sector, due to its advantages over traditional building construction methods. Steel structures benefit from steel's peculiar characteristics, such as high mechanical resistance, construction speed and lightness, turning them into an attractive option in comparison to reinforced concrete structures. Within the scope of structural projects, the use of computational tools for structural calculations is becoming increasingly more common. In this context, this paper aims to develop the design and analysis of an industrial metallic shed, contributing to the discussions regarding the subject. The structural design involves evaluating the acting loads in different scenarios. For wind loads, the analysis procedure adopted is the one presented in the Brazilian standard NBR 6123 (1988), which consists of defining the structure's characteristics, its location, and purpose. The structure is evaluated according to the Load and Resistance Factor Design of the Brazilian standard NBR 8800 (2008). The case study consists of defining the structural model and the shed's dimensions. Then, the frame is modeled in computer software in order to carry out the structural analysis, both linear and non-linear, considering the chosen combinations of actions. With the resulting efforts, the structural profiles and the locking systems are designed, and the frame's displacements are verified. Lastly, a 3D representation of the structure is modeled in software in order to analyze the global displacement in relation to the longitudinal axis, providing a comprehensive view of the structure's behavior.

Keywords: ABNT 8800. Metallic shed. Structural design. Steel structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Variação do módulo de elasticidade e resistência com o aumento de temperatura.	24
Figura 2 – Perfis laminados nos formatos H, I, C e L.	25
Figura 3 – Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.	26
Figura 4 – Galpão Metálico.	26
Figura 5 – Pórtico Transversal.	27
Figura 6 – Pórtico em alma cheia.	28
Figura 7 – Exemplo de disposição de viga de tapamento na lateral.	29
Figura 8 – Sistema de tirantes flexíveis nas terças.	29
Figura 9 – Sistema de contraventamento.	30
Figura 10 – Tipos de armação de treliça.	30
Figura 11 – Edifício industrial de duas águas com cobertura de tesoura e colunas em perfil I.	31
Figura 12 – Edifício Industrial de duas águas com perfis I laminados ou soldados.	31
Figura 13 – Geminado com quatro meias-águas.	32
Figura 14 – Geminado com duas meias-águas.	32
Figura 15 – Geminado com meias-águas no sentido transversal.	32
Figura 16 – Galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas.	33
Figura 17 – Galpão em Shed com pórticos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças.	33
Figura 18 – Galpão em arco.	33
Figura 19 – Isopletas da velocidade básica $V_o(m/s)$	35
Figura 20 – Taxa de consumo de aço para galpão.	39
Figura 21 – Pórtico e dimensões em metros.	56
Figura 22 – Elementos do pórtico divididos em grupos.	56
Figura 23 – Galpão em vista 3D.	57
Figura 24 – Coeficiente de pressão extena C_{pe} nas paredes.	58
Figura 25 – Coeficiente de pressão extena C_{pe} no telhado.	58
Figura 26 – Esforços resultantes para vento 0°	59
Figura 27 – Esforços resultantes para vento 90°	59
Figura 28 – Ábaco para pórticos planos.	63
Figura 29 – Esquema de aplicação do contraventamento de cobertura.	71
Figura 30 – Esquema de aplicação do contraventamento vertical.	71
Figura 31 – Esquema de aplicação dos tirantes de cobertura.	73
Figura 32 – Esquema de aplicação dos tirantes verticais.	74
Figura 33 – Esquema de aplicação de mão francesa.	79
Figura 34 – Nós com deslocamentos avaliados.	80

Figura 35 – Vista superior da modelagem 3D e pórticos em análise.	84
Figura 36 – Modelagem 3D da estrutura global.	84
Figura 37 – Face do pórtico.	85
Figura 38 – Vista lateral da modelagem 3D.	85
Figura 39 – Combinação 1: Deformação da estrutura aumentada em 20 vezes. .	87
Figura 40 – Combinação 2: Deformação da estrutura aumentada em 10 vezes. .	88
Figura 41 – Combinação 3: Deformação da estrutura aumentada em 10 vezes. .	88
Figura 42 – Combinação 1: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.	109
Figura 43 – Combinação 1: Diagrama de esforço axial no eixo Y.	109
Figura 44 – Combinação 1: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.	109
Figura 45 – Combinação 1: Diagrama de momento no eixo Y.	109
Figura 46 – Combinação 2: Carregamento distribuído na terça no eixo X.	110
Figura 47 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo X.	110
Figura 48 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo X.	110
Figura 49 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo X.	110
Figura 50 – Combinação 2: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.	110
Figura 52 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.	111
Figura 51 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo Y.	111
Figura 53 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo Y.	111
Figura 54 – Combinação 3: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.	111
Figura 55 – Combinação 3: Diagrama de esforço axial no eixo Y.	111
Figura 56 – Combinação 3: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.	112
Figura 57 – Combinação 3: Diagrama de momento no eixo Y.	112
Figura 58 – Combinação 1: Carregamento distribuído na viga no eixo Y.	116
Figura 59 – Combinação 1: Diagrama de esforço axial no eixo Y.	116
Figura 60 – Combinação 1: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.	116
Figura 61 – Combinação 1: Diagrama de momento no eixo Y.	116
Figura 62 – Combinação 2: Carregamento distribuído na viga no eixo X.	117
Figura 63 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo X.	117
Figura 64 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo X.	117
Figura 65 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo X.	117
Figura 66 – Combinação 2: Carregamento distribuído na viga no eixo Y.	117
Figura 67 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo Y.	118
Figura 68 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.	118
Figura 69 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo Y.	118
Figura 70 – Combinação 1: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D. . . .	131
Figura 71 – Combinação 2: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D. . . .	132
Figura 72 – Combinação 3: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D. . . .	133
Figura 73 – Dimensões dos perfis I.	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades físicas do aço.	24
Tabela 2 – Valores mínimos do Fator Estatístico S_3	38
Tabela 3 – Propriedades mecânicas dos aços para conectores.	52
Tabela 4 – Tabela de sobrecargas permanentes.	59
Tabela 5 – Tabela de combinações de esforços nos pilares.	64
Tabela 6 – Tabela de esforços nas diagonais.	65
Tabela 7 – Tabela de esforços nos montantes.	65
Tabela 8 – Tabela de esforços nos banzos.	66
Tabela 9 – Tabela dos resultados dos esforços atuantes nas terças.	68
Tabela 10 – Tabela do resultado da combinações de esforços atuantes nas terças.	68
Tabela 11 – Tabela dos resultados dos esforços atuantes nas vigas de tapamento.	70
Tabela 12 – Tabela do resultado da combinações de esforços atuantes nas vigas de tapamento.	70
Tabela 13 – Tabela de esforços de contraventamento.	72
Tabela 14 – Esforços atuantes nos tirantes de cobertura.	73
Tabela 15 – Esforços atuantes nos tirantes verticais.	74
Tabela 16 – Atuação das barras determinadas para os tirantes.	75
Tabela 17 – Catálogo de telha trapezoidal segundo ABCEM.	76
Tabela 18 – Diâmetros escolhidos para os respectivos grupos de elementos.	77
Tabela 19 – Quantidade de parafusos para cada grupo de elementos da treliça.	78
Tabela 20 – Tabela dos resultados dos critérios de dimensionamento de mão francesa.	79
Tabela 21 – Tabela dos pontos com maiores deslocamentos em relação ao ELU.	81
Tabela 22 – Tabela dos pontos com maiores deslocamentos em relação ao ELS.	82
Tabela 23 – Deslocamentos obtidos pela modelagem 3D para o ELS.	86
Tabela 24 – Taxa de consumo de aço para o estudo de caso.	89
Tabela 25 – Combinação 1: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	126
Tabela 26 – Combinação 2: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	126
Tabela 27 – Combinação 3: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	127
Tabela 28 – Combinação 4: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	127
Tabela 29 – Combinação 5: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	127

Tabela 30 – Combinação 6: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	128
Tabela 31 – Combinação 7: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	128
Tabela 32 – Combinação 8: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	128
Tabela 33 – Combinação 9: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.	129
Tabela 34 – Combinação 1: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.	129
Tabela 35 – Combinação 2: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.	129
Tabela 36 – Combinação 3: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.	130
Tabela 37 – Tabela dos perfis I Gerdau.	135
Tabela 38 – Tabela dos perfis I Gerdau.	136
Tabela 39 – Tabela dos perfis cantoneira L Gerdau.	137

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCEN	Associação Brasileira da Construção Metálica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ANSI	<i>American National Standards Institute</i>
ASD	<i>Allowable Stress Design</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAN/CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa
FLT	Flambagem Lateral com Torção
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

V_k	Velocidade característica (m/s)
V_o	Velocidade básica (m/s)
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator de rugosidade, dimensão da edificação e altura do terreno
S_3	Fator estatístico
z	Altura acima do nível médio do terreno
F_r	Fator de rajada, correspondente à categoria II, classe A
b	Parâmetro da categoria do terreno
ρ	Função da rugosidade do terreno e intervalo de tempo
q	Pressão dinâmica do vento
Δp	Pressão efetiva
Δp_e	Pressão efetiva externa
Δp_i	Pressão efetiva interna
$F_{G_i,k}$	São os valores característicos das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	É o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação
$F_{Qj,k}$	São os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.
γ	Coefficiente de majoração
λ	Índice de esbeltez
λ_p	Índice de esbeltez correspondente a plastificação
λ_r	Índice de esbeltez correspondente ao início do escoamento
λ_0	Índice de esbeltez reduzido
L_b	Comprimento destravado
$N_{t,Sd}$	Força axial de tração solicitante de cálculo
$N_{t,Rd}$	Força axial de tração resistente de cálculo

A_g	Área bruta da seção transversal da barra
A_e	Área líquida efetiva da seção transversal da barra
A_n	Área líquida da barra
S_{vao}	Área da seção transversal da estrutura
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_u	Resistência á ruptura do aço
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão
Q	Fator de redução total associado à flambagem local
Q_a	Fator de redução total associado à flambagem local da alma
Q_s	Fator de redução total associado à flambagem local da base
$K_x \cdot L_x$	Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x
$K_y \cdot L_y$	Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y
$K_z \cdot L_z$	Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo z
r_x	Raio de giração em relação ao eixo x
r_y	Raio de giração em relação ao eixo y
r_0	Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento
C_w	Constante de empenamento da seção transversal
G	Módulo de elasticidade transversal do aço
J	Momento de inércia à torção uniforme
E	Módulo de elasticidade do aço
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
V_{Sd}	Esforço cortante solicitante de cálculo

V_{Rd}	Esforço cortante resistente de cálculo
V_{pl}	Força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento
a	Distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes
h	Altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas
t_f	Espessura da mesa do perfil
t_w	Espessura da(s) alma(s)
W	Módulo de resistência elástico mínimo da seção
W_x	Módulo de resistência elástico da seção em relação ao eixo x
W_y	Módulo de resistência elástico da seção em relação ao eixo y
Z_x	Módulo plástico da seção transversal em relação ao eixo x
Z_y	Módulo plástico da seção transversal em relação ao eixo y
$M_{Sd,x}$	Momento fletor solicitante de cálculo no eixo x
$M_{Sd,y}$	Momento fletor solicitante de cálculo no eixo y
$M_{Rd,x}$	Momento fletor resistente de cálculo no eixo x
$M_{Rd,y}$	Momento fletor resistente de cálculo no eixo y
l_c	Distância livre, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda da parte ligada nas chapas <i>Gusset</i>
d_b	Diâmetro do parafuso
t	Espessura da parte ligada nas chapas <i>Gusset</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVO GERAL	20
1.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	20
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	AÇO NA CONSTRUÇÃO CIVIL	23
2.2	PROPRIEDADES DO AÇO	23
2.3	PERFIS ESTRUTURAIS LAMINADOS	25
2.4	GALPÃO METÁLICO DE USO GERAL	26
2.4.1	Elementos de um Galpão Metálico	27
2.4.1.1	Pórtico Transversal	27
2.4.1.2	Terças	28
2.4.1.3	Vigas de Tapamento	28
2.4.1.4	Tirantes das terças e das vigas de tapamento	29
2.4.1.5	Contraventamento horizontal e lateral	29
2.4.2	Exemplos de estruturas de Galpões Metálicos	30
2.5	AERODINÂMICA NAS CONSTRUÇÕES	34
2.5.1	Parâmetros de estudo do vento	34
2.5.1.1	Velocidade do Vento	35
2.5.1.2	Fator topográfico S_1	36
2.5.1.3	Fator de rugosidade S_2	36
2.5.1.4	Fator estatístico S_3	38
2.5.1.5	Pressão dinâmica (q)	38
2.5.1.6	Coeficientes de pressão	38
2.6	CONSUMO DE AÇO	39
3	CRITÉRIOS DE PROJETO	41
3.1	AÇÕES ATUANTES	41
3.1.1	Estados Limites	42
3.1.2	Combinações de norma (ELU)	42
3.1.3	Combinações de norma (ELS)	43
3.2	SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS	44
3.3	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	45
3.3.1	Classificação das seções transversais	45
3.3.2	Barras prismáticas submetidas à força axial de tração	46
3.3.3	Barras redondas com extremidades rosqueadas	47
3.3.4	Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão	47
3.3.4.1	Limitação do índice de esbeltez	49

3.3.5	Barras prismáticas submetidas a momento fletor	49
3.3.6	Barras prismáticas submetidas a esforço cortante	49
3.3.7	Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solici- tantes	51
3.3.8	Ligações Parafusadas	51
3.3.8.1	Pressão de contato dos furos	52
3.4	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM RELAÇÃO AO ELS	53
3.5	TRAVAMENTO DE ELEMENTOS	53
4	APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO	55
4.1	DIMENSÕES DO PROJETO	55
4.2	AÇÕES CONSIDERADAS	57
4.3	COMBINAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO	60
5	DIMENSIONAMENTO	61
5.1	PROCESSAMENTO NO SAP2000® (2021)	61
5.2	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	61
5.3	DIMENSIONAMENTO DA TRELIÇA	64
5.3.1	Diagonais	64
5.3.2	Montantes	65
5.3.3	Banzos	66
5.4	TERÇAS	66
5.5	VIGAS DE TAPAMENTO LATERAL	68
5.6	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE BARRAS ROSQUEA-	
	DAS	70
5.6.1	Contraventamento em X	70
5.6.2	Tirante em Y	72
5.7	TELHAS	75
5.8	LIGAÇÕES PARAFUSADAS	77
5.8.1	Pressão de contato dos furos	78
5.9	TRAVAMENTO DOS BANZOS INFERIORES - MÃO FRANCESA . .	78
5.10	DESLOCAMENTOS	79
5.10.1	Deslocamentos do pórtico	79
5.10.2	Flecha das terças	82
5.10.3	Deslocamento longitudinal na modelagem da estrutura em 3D .	83
5.11	AVALIAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO	89
6	CONCLUSÃO	90
6.1	TRABALHOS FUTUROS	91
	REFERÊNCIAS	92
	APÊNDICE A – LIGAÇÕES PARAFUSADAS	95

	APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO DE DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	98
	APÊNDICE C – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO PARA PERFIS CANTONEIRA L	103
C.1	MONTANTES DO GRUPO 1	103
C.2	BANZOS	105
	APÊNDICE D – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS	109
	APÊNDICE E – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE TAPAMENTO	116
	APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO DE CONTRAVENTAMENTOS E TIRANTES	122
F.1	CONTRAVENTAMENTOS	122
F.2	TIRANTES	123
	APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DE MÃO FRANCESA	125
	APÊNDICE H – DESLOCAMENTOS	126
H.1	DESLOCAMENTOS EM RELAÇÃO AO ELU	126
H.2	DESLOCAMENTOS EM RELAÇÃO AO ELS	129
H.3	VERIFICAÇÃO DA FLECHA DAS TERÇAS	130
H.4	DESLOCAMENTO LONGITUDINAL	131
	ANEXO A – PERFIS DE AÇO	135
A.1	PERFIS I GERDAU	135
A.2	PERFIS CANTONEIRA GERDAU	137

1 INTRODUÇÃO

Galpões industriais em estruturas metálicas são construções amplas e robustas utilizadas para armazenamento, produção e distribuição de mercadorias. Eles são normalmente construídos com aço ou outros metais resistentes, e são projetados para suportar cargas pesadas e condições climáticas adversas. São geralmente mais rápidos e fáceis de construir do que as construções de alvenaria tradicionais, e são mais flexíveis e adaptáveis às necessidades do cliente. Eles também são mais leves e requerem menos fundação, o que pode ser mais econômico. Assim, é descrito:

Os galpões ou edifícios industriais são construções em aço geralmente de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas. (CBCA, 2018, p. 10).

O crescimento da industrialização no Brasil tem impulsionado significativamente a construção de edifícios industriais em todo o país. Seja nos grandes centros metropolitanos ou em áreas mais remotas, essas estruturas estão se tornando parte integrante da paisagem e sua presença tende a se expandir cada vez mais. Os edifícios industriais se tornaram uma das categorias estruturais mais utilizadas na atualidade (MANFRIM, 2006).

A demanda por aço estrutural é liderada pelos setores industrial e comercial, tanto no Brasil quanto no mundo. A construção em aço é caracterizada pela rapidez e racionalização, o que traz benefícios diretos para construtores e investidores, através da redução dos prazos de execução das obras e conseqüentemente, menor custo financeiro. A agilidade na construção resulta em um retorno mais rápido dos investimentos realizados (GERDAU, 2012).

Antes de iniciar a execução da obra, é necessário realizar diversos estudos para definir o método de construção. Dentro desse processo, há inúmeras variáveis a serem consideradas, assim como ações permanentes e variáveis que requerem análises cuidadosas. As cargas permanentes, compostas pelo peso próprio da estrutura e pelos materiais de acabamento, são geralmente fáceis de serem tratadas, uma vez que dependem apenas das seções transversais e dos elementos que compõem a estrutura. No entanto, as cargas variáveis, como sobrecargas, vento ou outras causas, apresentam um grau maior de complexidade, pois dependem do tipo de edificação a ser construída e de sua geometria (MANFRIM, 2006).

Em geral, a adoção de métodos modernos para a construção de galpões metálicos no Brasil está ajudando a melhorar a eficiência e a eficácia do setor, proporcionando soluções mais inovadoras e eficientes para o armazenamento de bens (CBCA, 2018).

Conforme Almeida (2006), no atual estágio da construção civil brasileira em que a competitividade exigida pelo mercado está cada vez maior, a adoção de métodos construtivos mais modernos, bem como a utilização de técnicas construtivas e de materiais de construção de elevada aplicabilidade e desempenho, tornou os custos de produção das obras de Engenharia Civil um dos principais fatores a serem considerados dentro da cadeia produtiva. Os métodos construtivos tradicionais cederam lugar a modernas técnicas construtivas, conseqüentemente, a celeridade com que essas obras são executadas, faz com que o binômio custo *versus* tempo seja o maior diferencial dentro da cadeia produtiva, pois, em um momento em que os prazos de execução evidenciam-se como preponderantes, e em um cenário em que a economia precisa retomar o aquecimento, é fundamental que as exigências do mercado da construção civil sejam prontamente atendidas.

O presente trabalho estuda a criação de um galpão de estrutura metálica na cidade de Brusque, Santa Catarina, utilizando os conceitos estudados na disciplina de Estruturas Metálicas e fará a análise estrutural do projeto através das dimensionamento dos perfis de aço utilizados de acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 8800/2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

1.1 OBJETIVO GERAL

Segundo Pfeil (2009), o objetivo do projeto estrutural é garantir a segurança estrutural, evitando o colapso da estrutura, e o bom desempenho, prevenindo grandes deslocamentos, vibrações e danos locais, de acordo com as normas técnicas disponíveis.

O objetivo geral deste trabalho é projetar, analisar e verificar a estabilidade e segurança da estrutura em aço para um galpão metálico de uso geral, considerando diferentes ações de vento por meio das normas vigentes.

1.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Modelar a estrutura de um Galpão Metálico formado por treliças de banzos paralelos;
- Obter os esforços resultantes no sistema estrutural de um galpão metálico devido ao efeito do vento, peso próprio e ação accidental, por meio de análise no programa computacional SAP2000® (2021) e FTOOL® (2018) no plano 2D;
- Realizar o dimensionamento e as verificações da estrutura de aço segundo a NBR 8800/2008;

- Determinar a deslocabilidade da estrutura através da comparação das análises linear e não-linear no plano 2D e 3D;
- Determinar o comportamento da estrutura para verificar se obedece aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço;
- Analisar o comportamento global da estrutura mediante modelagem 3D.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho baseia-se em um estudo de caso como instrumento de pesquisa para a aplicabilidade dos conhecimentos necessários para a análise da estrutura.

No Capítulo 1 é feita uma análise geral sobre os aspectos de construção em aço.

O Capítulo 2 inicia-se com as descrições das propriedades e características do material. Na Seção 2.4 apresenta-se como é formada a estrutura dos galpões, seus componentes e os modelos existentes no mercado, por meio de bibliografias como Bellei (1998), Pfeil (2009) e CBCA (2018).

Fundamentados nas normas NBR 6123 (1988) e NBR 8800 (2008), apresentam-se os procedimentos básicos para as definições das forças e esforços atuantes na estrutura.

Em seguida, no Capítulo 3 são determinados os parâmetros que as análises devem respeitar para que as condições de norma sejam atendidas durante o dimensionamento da estrutura em estudo.

O projeto é baseado inicialmente na análise 2D do pórtico plano e seu dimensionamento. Com o desenho decidido, o pórtico foi adicionado em dois programas computacionais, FTOOL® (2018) e SAP2000® (2021), para os estudos das combinações dos estados limites aplicados, como demonstra-se no Capítulo 4. Também, utilizou-se o recurso do programa computacional VisualVentos® (2008) que tem por objetivo a determinação de forças devidas ao vento em edificações de planta retangular e telhados a duas águas, de acordo com as especificações normativas da NBR 6123 (1988).

Nos Capítulos 4 e 5, o pórtico foi dividido em grupos de elementos e é detalhado o dimensionamento de um grupo como referência para os demais, que tiveram os resultados obtidos com auxílio de planilhas eletrônicas. Ainda, é possível determinar o nível de deslocabilidade do galpão por meio da comparação dos deslocamentos atingidos pela análise linear e não-linear. Com os valores atingidos, os Apêndices B, C, D, E, F e G demonstram os procedimentos de cálculo dos elementos que compõem o pórtico e todos os outros elementos que formam a estrutura global do galpão.

Na Seção 5.10.3, é possível estudar os deslocamentos longitudinais da estrutura por meio da modelagem 3D.

No Capítulo 6 são descritas as considerações finais do trabalho e são sugeridas algumas propostas para a realização de trabalhos futuros, a fim de aprofundar o conhecimento e expandir as possibilidades de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 AÇO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

O aço é um material amplamente utilizado na construção civil brasileira, em virtude de sua versatilidade, resistência mecânica e facilidade de produção. Conforme ressalta o estudo de Simões et al. (2019), "o aço é um material importante para a engenharia civil no Brasil, sendo utilizado em diversas aplicações, como edifícios, pontes, viadutos, torres, galpões, entre outras estruturas."

Segundo o estudo de Borba et al. (2017), "as estruturas metálicas são uma opção construtiva cada vez mais utilizada no Brasil, especialmente em projetos industriais e comerciais, devido às suas vantagens construtivas e estéticas."

O uso do aço na construção civil brasileira também é impulsionado pelo desenvolvimento de tecnologias e normas técnicas que garantem a qualidade e segurança das estruturas. De acordo com a pesquisa de Medeiros et al. (2020), "a evolução da tecnologia do aço na construção civil brasileira tem sido marcada pelo desenvolvimento de novos produtos, processos e técnicas construtivas, bem como pela atualização e aprimoramento das normas técnicas e regulamentações."

2.2 PROPRIEDADES DO AÇO

A resistência do aço é uma das suas principais propriedades, sendo uma das mais importantes para a construção civil, pois garante a segurança e a estabilidade das estruturas. Já a ductilidade e a maleabilidade permitem que o aço seja moldado em diferentes formas e tamanhos, o que contribui para a sua versatilidade e aplicabilidade em diferentes tipos de construções (MEDEIROS et al., 2020).

Outra propriedade importante do aço é a sua durabilidade, que é relacionada à sua resistência à corrosão. Segundo Almeida et al. (2019), o aço pode ser protegido contra a corrosão por meio de diferentes técnicas, como galvanização, pintura e revestimentos. Essas técnicas prolongam a vida útil das estruturas de aço, reduzem os custos de manutenção e aumentam a sua sustentabilidade.

Além disso, o aço apresenta uma relação favorável entre peso e resistência, o que contribui para a economia de materiais e redução de custos. De acordo com Borba et al. (2009), o aço tem uma alta relação resistência-peso, o que significa que ele pode suportar grandes cargas com uma quantidade relativamente pequena de material. Essa propriedade é particularmente relevante em construções de grande porte, como pontes e edifícios de múltiplos andares.

As características adotadas para o aço são demonstradas na Tabela 1.

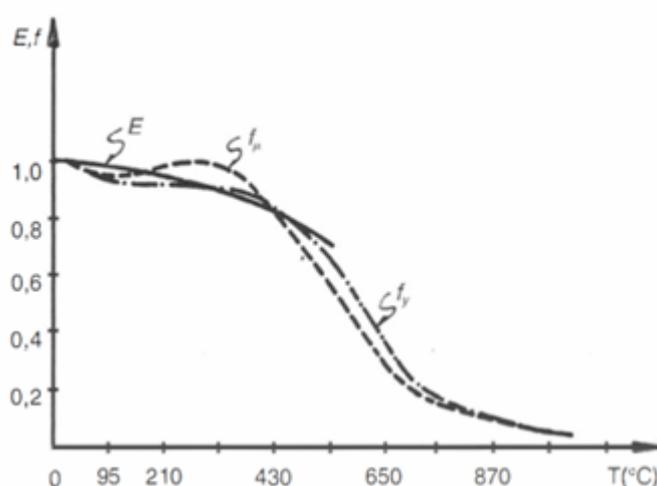
Tabela 1 – Propriedades físicas do aço.

Propriedades	
Módulo de elasticidade	$E = E_a = 200000 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade transversal	$G = 77000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu_a = 0,3$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
Massa específica	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}$

Fonte: NBR 8800 (2008)

Segundo Pfeil (2009), as propriedades físicas dos aços são modificadas quando submetidos a temperaturas elevadas. O aumento da temperatura acima de 100°C pode eliminar o limite de escoamento bem definido e pode reduzir as resistências a escoamento f_y e ruptura f_u , bem como o módulo de elasticidade E . Conforme a Figura 1 ilustra, essas três grandezas variam com a temperatura. É importante notar que temperaturas superiores a 250 a 300°C podem provocar fluência nos aços. É fundamental considerar os dados apresentados na Figura 1 para caracterizar o comportamento das estruturas de aço em situações de incêndio e sua resistência ao fogo.

Figura 1 – Variação do módulo de elasticidade e resistência com o aumento de temperatura.



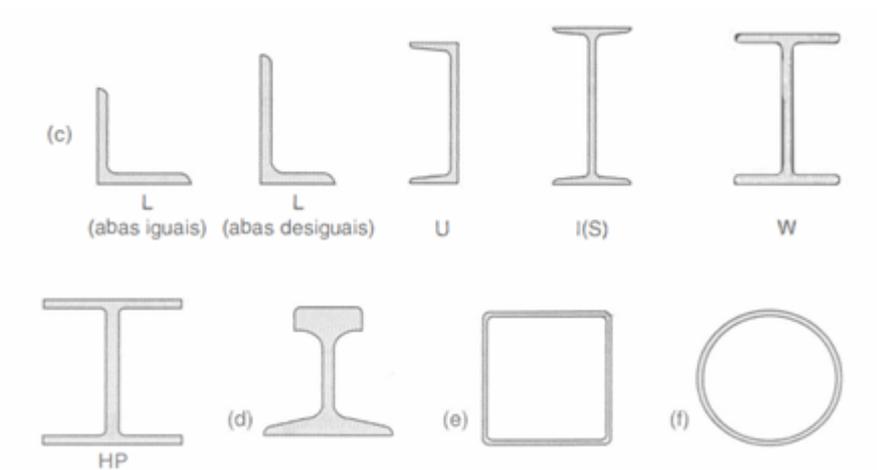
Fonte: Adaptado de Pfeil (2009)

As propriedades do aço fazem dele um material muito atrativo para a construção civil, especialmente em estruturas que exigem alta resistência e durabilidade. Sua versatilidade e economia também contribuem para o seu uso crescente em diferentes tipos de construções (GOMES et al., 2016).

2.3 PERFIS ESTRUTURAIS LAMINADOS

Os laminadores são capazes de produzir perfis estruturais de alta eficiência, que são comumente conhecidos como perfis laminados e apresentam formatos como H, I, C e L (conforme ilustrado na Figura 2).

Figura 2 – Perfis laminados nos formatos H, I, C e L.



Fonte: Adaptado de Pfeil (2009)

Os perfis H, I e C são produzidos em grupos, nos quais os elementos possuem uma altura constante h , mas a largura das abas varia. Essa variação é obtida aumentando o espaçamento entre os rolos laminadores, de modo que a espessura da alma tenha a mesma variação da largura das abas.

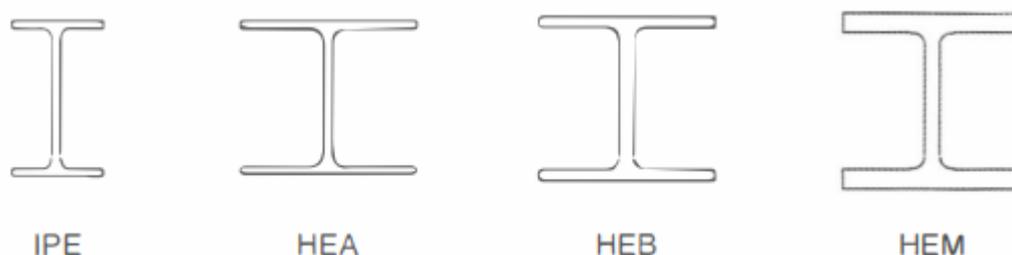
Os perfis C são conhecidos como perfis U na indústria.

Além disso, os perfis L, também chamados de cantoneiras, são produzidos com diferentes espessuras para cada tamanho de aba, incluindo cantoneiras com abas iguais e desiguais. Segundo Pfeil (2009) na indústria norte-americana são usadas as seguintes nomenclaturas de perfis (ver Figura 2):

- a) Perfil I - S (*standard beam*), com mesas de faces internas inclinadas;
- b) Perfis tipos I aba larga e H: W (*wide flange*) com mesas de faces paralelas e HP, com mesas de faces paralelas e espessura constante.

Os padrões europeus são os perfis laminados com abas de espessura constante ilustrados na Figura 3

Figura 3 – Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.



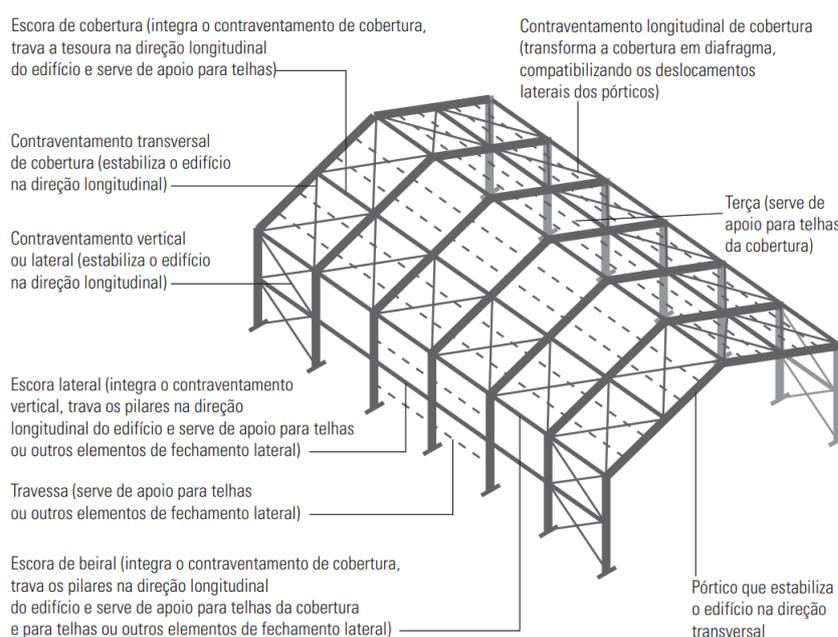
Fonte: Adaptado de Pfeil (2009)

Os perfis laminados podem ser identificados por suas dimensões externas nominais, que incluem a altura e a largura, seguidas da massa do perfil em kg/m. Por exemplo, um perfil W com dimensões em milímetros pode ser designado como W 610 X 155,0, o que indica que a altura do perfil é de 611 mm e a massa é de 155,0 kg/m.

2.4 GALPÃO METÁLICO DE USO GERAL

Um galpão metálico é uma estrutura de aço pré-fabricada, onde pilares, vigas, tesouras e treliças são conectadas por meio de ligações parafusadas e/ou soldadas. Na Figura 4 é demonstrado um esquema de modelagem estrutural para um galpão metálico.

Figura 4 – Galpão Metálico.



Fonte: Adaptado de Fakury (2016)

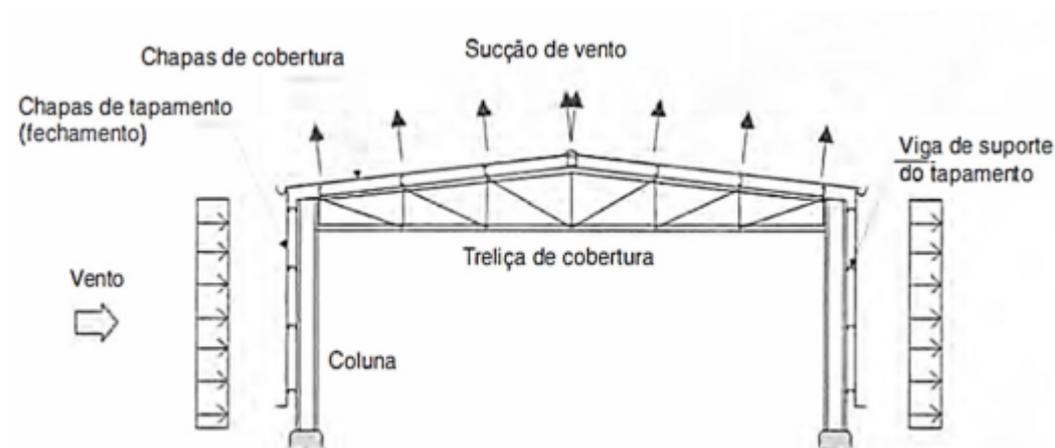
2.4.1 Elementos de um Galpão Metálico

Serão definidos os elementos que compõem a parte estrutural de um galpão metálico.

2.4.1.1 Pórtico Transversal

A associação entre a treliça de cobertura e as duas colunas forma um pórtico transversal (Figura 5), o qual deve ter capacidade de suportar não só as cargas gravitacionais, mas também as forças do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura.

Figura 5 – Pórtico Transversal.

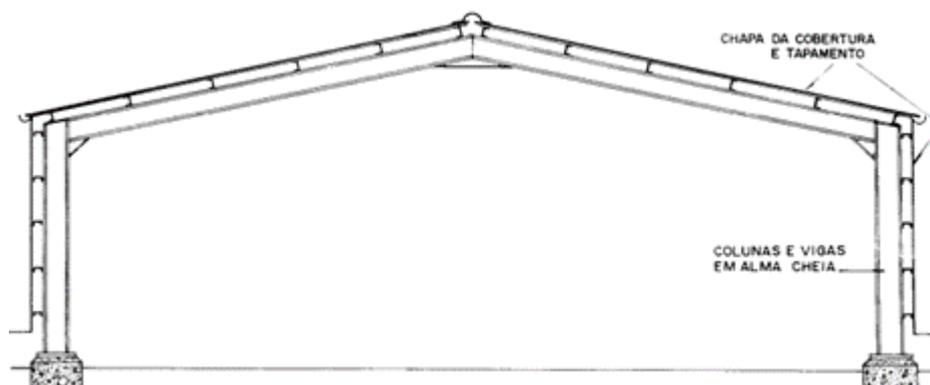


Fonte: Pfeil (2009)

Treliças planas são estruturas compostas por elementos lineares interligados em suas extremidades através de nós, formando um padrão de triangulação bidimensional. Essa triangulação confere grande estabilidade e resistência à estrutura. As treliças planas são muito utilizadas na construção civil como elementos estruturais para coberturas de grandes vãos.

Além disso, existem pórticos em alma cheia (Figura 6) que são amplamente utilizados para vãos pequenos e médios. Neste modelo podem ser executadas bases rotuladas para simplificar as fundações. Bellei (1998) afirma que não há grande vantagem de engastar as bases em vãos médios e grandes para este caso.

Figura 6 – Pórtico em alma cheia.



Fonte: Bellei (1998)

Segundo Bellei (1998), as colunas podem estar sujeitas a esforços de compressão, tração e flexão. Elas possuem a finalidade de levar às fundações as cargas de origens diferentes. No ponto de vista estrutural elas podem ser divididas em colunas principais, que podem suportar a maior parcela das cargas atuantes, e secundárias, que suportam menor parcela das cargas.

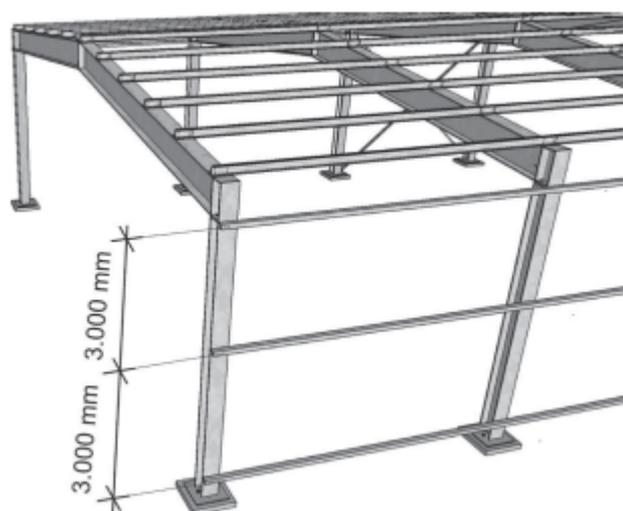
2.4.1.2 Terças

Localizadas entre vigas principais ou secundárias de pórticos ou tesouras, as terças são vigas colocadas na cobertura (Figura 6) com a função de suporte para as chapas de coberturas. Geralmente são sujeitas às solicitações de flexão dupla e excepcionalmente à flexão simples, provocadas pelas cargas acidentais e pelo vento. O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhamento e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas.

2.4.1.3 Vigas de Tapamento

São terças colocadas na horizontal com inclinação 0° que fazem suporte para as chapas de cobertura e tapamento que fornecem a proteção da estrutura contra as intempéries do ambiente exterior, conforme ilustrado na Figura 7. Normalmente são feitas de aço galvanizado, alumínio, fibrocimento, sanduíche ou translúcidas.

Figura 7 – Exemplo de disposição de viga de tapamento na lateral.

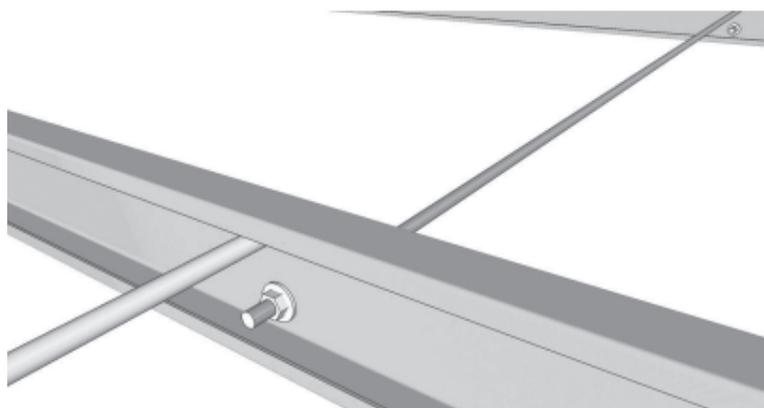


Fonte: CBCA (2018)

2.4.1.4 Tirantes das terças e das vigas de tapamento

Barras rosqueadas localizadas entre os apoios das vigas que têm como resultado a redução do vão entre elas no sentido da menor inércia e unicamente submetidas a esforços de menor tração. O diâmetro, para atender ao diâmetro dos parafusos, normalmente tem a medida de 16 mm.

Figura 8 – Sistema de tirantes flexíveis nas terças.



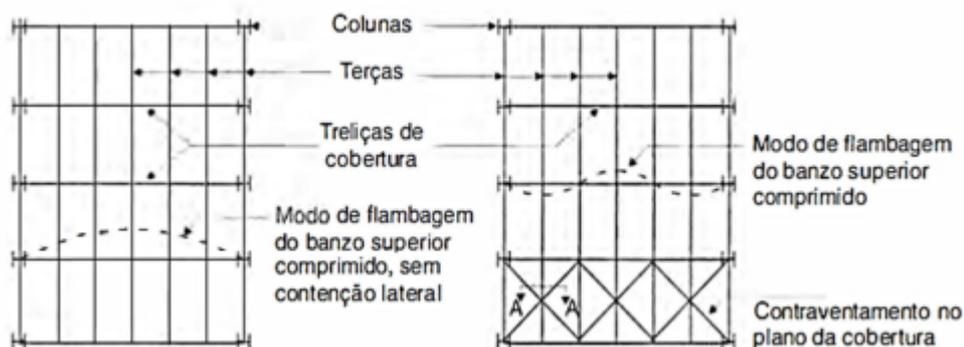
Fonte: CBCA (2018)

2.4.1.5 Contraventamento horizontal e lateral

Contraventamentos são elementos estruturais utilizados em construções para evitar a flambagem ou instabilidade de pilares, vigas ou paredes, proporcionando maior

estabilidade e segurança à estrutura como um todo durante sua vida útil e durante sua fase de montagem e estão sujeitos aos esforços de tração e compressão.

Figura 9 – Sistema de contraventamento.



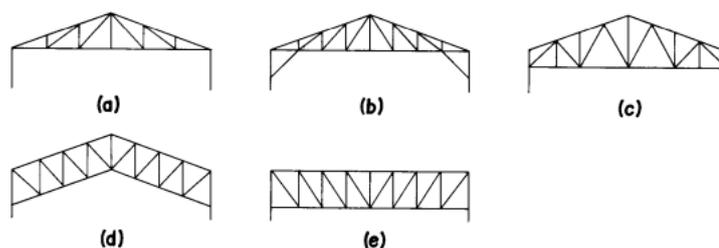
Fonte: Adaptado de Pfeil (2009)

Os contraventamentos horizontais são encontrados nos planos das terças superiores ou das cordas inferiores das tesouras ou das vigas do pórtico, com os verticais. Servem para dar estabilidade e distribuir a carga de vento e impactos laterais. Além disso, permite uma melhor distribuição de cargas horizontais, o que reduz os momentos na base das colunas e dos deslocamentos. Já os verticais se encontram entre os pilares e servem para oferecer rigidez na direção longitudinal ao conjunto e para absorver as cargas de vento atuando nas fachadas transversais e transferi-las às fundações.

2.4.2 Exemplos de estruturas de Galpões Metálicos

Existem diferentes opções de cobertura para os edifícios industriais conhecidos como galpões, que na verdade são espaços horizontais que precisam ser protegidos. A opção mais simples é a cobertura com duas águas, que pode ser construída com tesouras ou treliças.

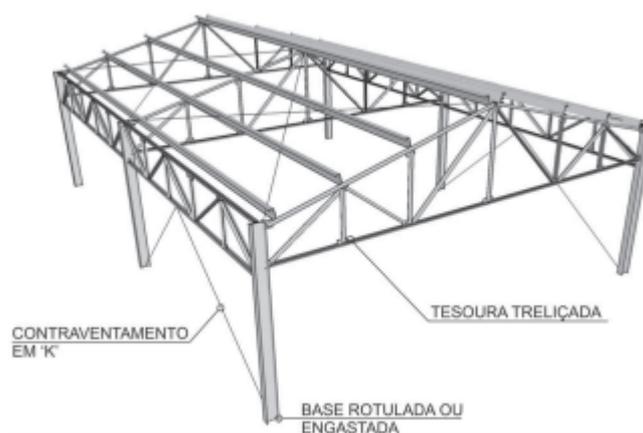
Figura 10 – Tipos de armação de treliça.



Fonte: Bellei (1998)

Algumas treliças possuem bantos paralelos, enquanto outras não, como ilustrado na Figura 11 e são uma ótima opção para inclinações de 0° a 10°. Alguns galpões utilizam apenas perfis I laminados ou soldados, como mostrado na Figura 12, que também são uma opção viável.

Figura 11 – Edifício industrial de duas águas com cobertura de tesoura e colunas em perfil I.



Fonte: CBCA (2018)

Figura 12 – Edifício Industrial de duas águas com perfis I laminados ou soldados.



Fonte: CBCA (2018)

Ainda é possível encontrar outras opções disponíveis para edifícios industriais, como o galpão geminado com quatro águas (Figura 13), o galpão geminado com duas águas e coluna intermediária (Figura 14) e o galpão geminado com meias-águas no sentido transversal (Figura 15). Além dessas opções, há também as coberturas tipo Shed com vigas mestras treliçadas transversais, que não só fornecem proteção, mas também podem ser utilizadas para iluminação e ventilação, devido à sua funcionalidade (Figura 16 e Figura 17).

Figura 13 – Geminado com quatro meias-águas.



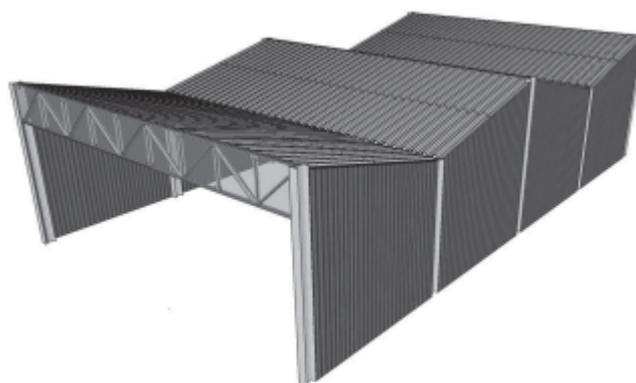
Fonte: CBCA (2018)

Figura 14 – Geminado com duas meias-águas.



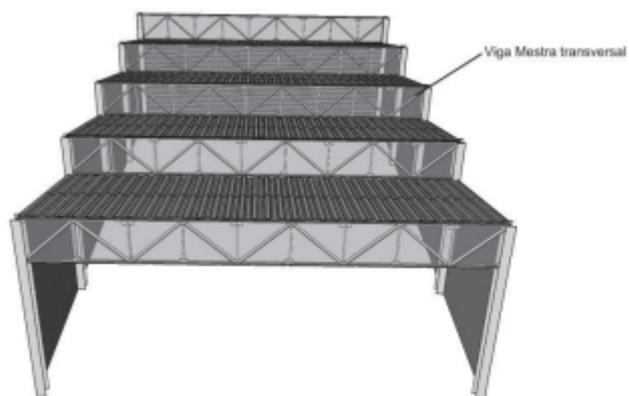
Fonte: CBCA (2018)

Figura 15 – Geminado com meias-águas no sentido transversal.



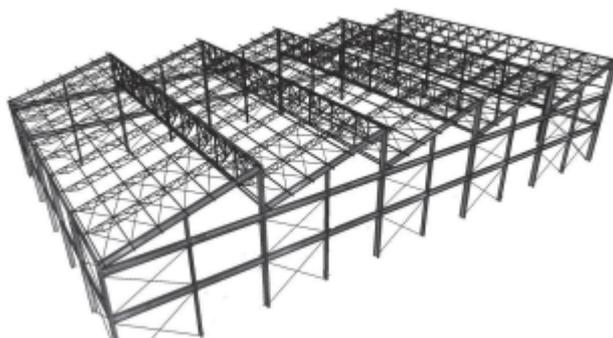
Fonte: CBCA (2018)

Figura 16 – Galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas.



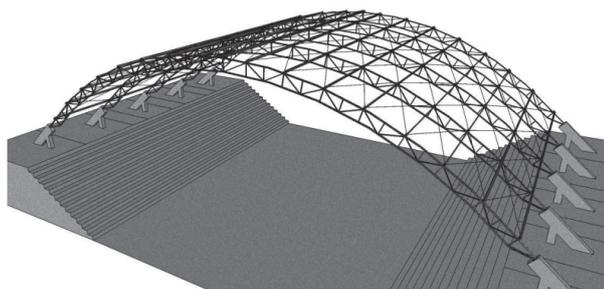
Fonte: CBCA (2018)

Figura 17 – Galpão em Shed com pórtcos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças.



Fonte: CBCA (2018)

Figura 18 – Galpão em arco.



Fonte: CBCA (2018)

2.5 AERODINÂMICA NAS CONSTRUÇÕES

A ação do vento em edificações é considerada um dos fatores mais importantes na análise estrutural de um projeto. O vento exerce forças horizontais sobre as fachadas e coberturas da edificação que podem causar deslocamentos e deformações na estrutura, além de gerarem vibrações e ruídos indesejados. A intensidade dessas forças depende da velocidade e direção do vento, bem como das características da edificação, como sua altura, formato e rugosidade superficial. Conseqüentemente, é necessário realizar análises específicas para cada caso, levando em conta as normas técnicas e recomendações de segurança, como a NBR 6123 (1988) “Forças devidas ao vento em edificações”.

O vento é gerado por diferenças de temperatura entre massas de ar na atmosfera, sendo comumente observado quando uma frente fria encontra o ar quente antes de uma chuva. Em relação à edificação, a região de onde o vento sopra é conhecida como barlavento, enquanto a região oposta é chamada de sotavento. Quando o vento atinge uma superfície, pode gerar uma sobrepressão (sinal positivo) ou sucção (sinal negativo), dependendo do caso. É importante ressaltar que o vento sempre age perpendicularmente à superfície que obstrui sua passagem, podendo gerar cargas estruturais significativas em edificações.

A dinâmica do vento é influenciada por diversos fatores, como a forma da superfície que o vento atinge, a velocidade do vento, a sua direção em relação à superfície, as características do terreno ao redor da superfície e a temperatura do ar.

A forma da superfície é um fator importante na dinâmica do vento, pois influencia a maneira como o vento é desviado e canalizado ao redor da superfície. Uma superfície com uma forma suave e contínua terá um perfil de velocidade do vento mais uniforme, enquanto superfícies com bordas afiadas, como ângulos retos, podem gerar turbulências e vórtices.

A velocidade do vento também influencia a dinâmica do vento, pois quanto mais rápido o vento, maior será a força exercida sobre a superfície.

O terreno ao redor da superfície pode criar obstáculos ou canais que podem afetar o fluxo do vento. Por exemplo, edifícios altos ou morros próximos podem gerar turbulências e mudanças na direção do vento.

Todos esses fatores devem ser levados em consideração no projeto de edificações para garantir que a estrutura seja capaz de resistir às forças do vento.

2.5.1 Parâmetros de estudo do vento

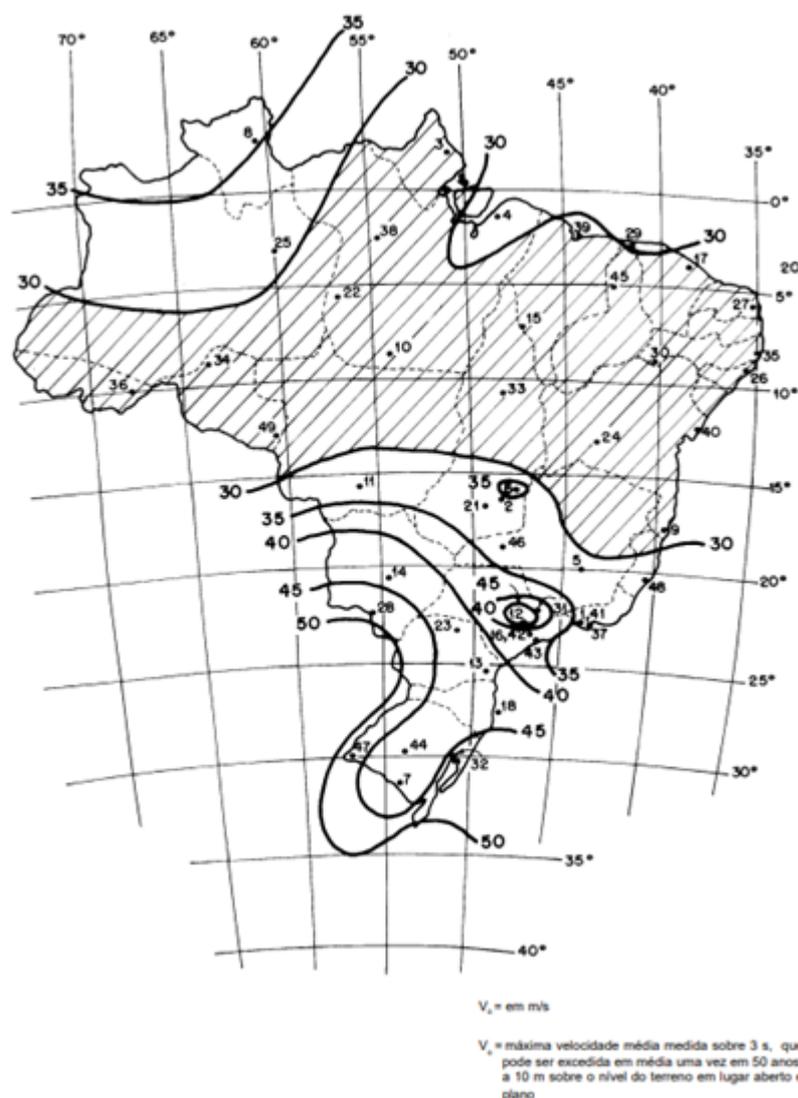
A seguir são apresentados alguns parâmetros de projeto contidos na NBR 6123 (1988) e alguns fundamentos teóricos importantes para a compreensão desses parâmetros.

2.5.1.1 Velocidade do Vento

A norma técnica brasileira NBR 6123 (1988) define cinco variações das velocidades básicas do vento no país, com intervalo de 5m/s: 30, 35, 40, 45 e 50 m/s. É considerado como regra geral que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

Na NBR 6123 (1988) as velocidades do vento são apresentadas por um gráfico de isopletas.

Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s).



Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988)

Destaca-se que a velocidade básica do vento não considera as particularidades relacionadas à construções próximas, topografia, rugosidade do solo e altura do edifício. Por consequência, para determinar o valor das cargas atuantes, a velocidade de cálculo

a ser utilizada deve ser a velocidade característica (V_k), que corresponde à velocidade básica ajustada com as correções dos fatores externos que afetam o desempenho de uma edificação e demonstrada na Equação (1).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Sendo:

- V_k : Velocidade característica (m/s);
- V_0 : Velocidade básica (m/s);
- S_1 : Fator topográfico;
- S_2 : Fator de rugosidade, dimensão da edificação e altura do terreno;
- S_3 : Fator estatístico.

2.5.1.2 Fator topográfico S_1

O fator S_1 , relacionado à topografia, leva em conta as alterações no relevo do terreno e o aumento da velocidade do vento causado pela presença de morros e taludes. Todavia, não considera a redução da turbulência que pode ocorrer com o aumento da velocidade do vento.

Segundo Wahrhaftig (2017), para áreas de terrenos planos ou com leve acidentamento, o fator S_1 é igual a 1,0. No entanto, em áreas com morros ou taludes, o valor do fator pode variar de acordo com a inclinação do terreno. Já em vales profundos protegidos, o valor do fator S_1 é de 0,9.

2.5.1.3 Fator de rugosidade S_2

O fator S_2 leva em consideração a interação entre a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação ou parte da edificação em questão.

A NBR 6123 (1988) classifica a rugosidade do terreno em 5 categorias:

- Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medidas na direção e sentido incidente (mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação);
- Categoria 2: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas (zonas costeiras, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, fazendas sem sebes ou muros) possuem uma cota média do topo dos obstáculos menor ou igual a 1;
- Categoria 3: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas

(granjas e casas de campo, com exceção das partes com matas, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a grande distância do centro). A cota média do topo dos obstáculos é igual a 3,0 m;

- Categoria 4: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zonas florestais, industriais ou urbanizados (zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas). A cota média do topo dos obstáculos é igual a 10 m. Inclui também zonas com obstáculos maiores que ainda não podem ser considerados na Categoria 5;
- Categoria 5: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (florestas com árvores altas de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos). A cota média do topo dos obstáculos é igual ou superior a 25 m.

Para calcular a velocidade média do vento, é possível utilizar intervalos de tempo variados, pois sua velocidade varia continuamente. No entanto, verificou-se que o intervalo mais curto comumente utilizado para medidas (3 s) corresponde à rajadas que envolvem obstáculos de até 20 m na direção do vento médio. Com base nisso, foram selecionadas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e elementos, com intervalos de tempo específicos para o cálculo da velocidade média: 3 s, 5 s e 10 s.

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

A expressão utilizada para determinar o fator S_2 , utilizado no cálculo da velocidade do vento a uma altura z acima do nível geral do terreno, é:

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (2)$$

Sendo:

- z : altura acima do nível médio do terreno;
- Fr : fator de rajada, correspondente à categoria II, classe A;
- b : parâmetro da categoria do terreno;

- p : função da rugosidade do terreno e intervalo de tempo.

Os parâmetros usados para determinação de S_2 são apresentados na Tabela 1 da NBR 6123 (1988)

2.5.1.4 Fator estatístico S_3

A determinação do fator estatístico S_3 leva em consideração conceitos estatísticos, como o grau de segurança exigido e a vida útil da edificação. De acordo com a definição apresentada em 2.5.1.1, a velocidade básica (V_0) é a velocidade do vento que apresenta um período médio de recorrência de 50 anos, com uma probabilidade de 63% de ser igualada ou excedida nesse período.

Tabela 2 – Valores mínimos do Fator Estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988)

2.5.1.5 Pressão dinâmica (q)

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot (V_k)^2 \quad (3)$$

Sendo:

- q : N/m^2
- V_k : m/s

2.5.1.6 Coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão em superfícies externas e internas de uma edificação são fornecidos, pois a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em análise. A NBR 6123 (1988) define a pressão

efetiva (Δp) em um ponto da superfície de uma edificação como o valor calculado pela diferença entre a pressão dinâmica e a pressão estática do vento nesse ponto.

$$\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i \quad (4)$$

Sendo:

- Δp_e : pressão efetiva externa;
- Δp_i : pressão efetiva interna.

Portanto:

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q \quad (5)$$

Sendo:

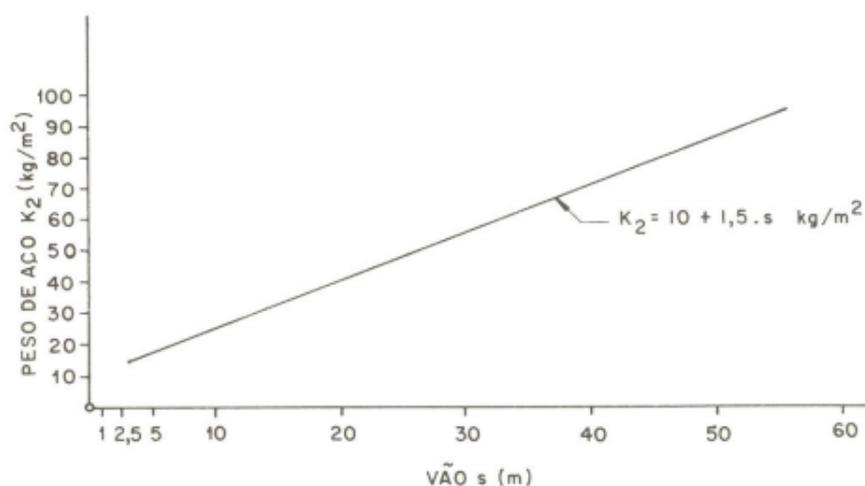
- C_{pe} : coeficiente de pressão externa = $C_{pe} = \Delta p_e / q$;
- C_{pi} : coeficiente de pressão interna = $C_{pi} = \Delta p_i / q$.

Os coeficientes de pressão externa ou interna são dados em valores positivos e negativos, correspondendo, respectivamente, a sobrepressões e sucções. Para a pressão efetiva em um ponto da superfície da edificação, um valor positivo de Δp indica uma sobrepressão externa, enquanto um valor negativo indica uma sucção externa.

2.6 CONSUMO DE AÇO

O Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (MIC/STI, 1986) apresenta uma série de gráficos que possibilitam estimar a taxa de consumo de aço, englobando todos os elementos que compõem a estrutura metálica do galpão. Na Figura 20 é exibido um gráfico que permite determinar a taxa de consumo de aço (K_2) em kg/m^2 de área coberta, com base no vão s em metros.

Figura 20 – Taxa de consumo de aço para galpão.



Fonte: Adaptado de MIC/STI (1986)

Conforme mencionado pelo MIC/STI (1986), a taxa de consumo calculada deve ser considerada apenas como referência, uma vez que foram estimadas com base em estruturas construídas na Europa entre 1950 e 1965. Esse período é reconhecido como uma transição na construção em aço, tendo o aço ASTM-A36 sido introduzido em 1960.

3 CRITÉRIOS DE PROJETO

3.1 AÇÕES ATUANTES

De acordo com a ABNT NBR 8681, as ações a serem consideradas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Incluem também aquelas que crescem com o tempo, tendendo a um valor limite constante.

As ações variáveis apresentam variações significativas durante a vida útil da construção e geralmente consistem em cargas acidentais decorrentes do uso e ocupação da edificação, como sobrecargas em pisos e coberturas, equipamentos e divisórias móveis, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, ação do vento e variação da temperatura da estrutura. Os esforços gerados pela ação do vento devem ser determinados de acordo com a NBR 6123 (1988).

Por fim, as ações excepcionais são aquelas de curta duração e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas em projetos de certas estruturas. Exemplos de ações excepcionais incluem explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais.

Bellei (1998) cita que até meados da década de 1980, as normas para o projeto de estruturas metálicas utilizavam o Método das Tensões Admissíveis como critério para garantir a segurança da estrutura. Gradualmente, elas passaram a adotar o Método dos Coeficientes Parciais, também conhecido no Brasil como Método dos Estados Limites. Nos Estados Unidos, este método é referido pela sigla *LRFD - Load and Resistance Factor Design*, que se refere ao projeto com fatores aplicados às cargas e resistências.

As normas e recomendações aplicadas a edificações, como a brasileira NBR 8800 (2008), a canadense CAN/CSA 516-01 e a europeia EUROCODE3, atualmente em vigor, são baseadas no Método dos Estados Limites. Enquanto isso, as normas norte-americanas do AISC (*American Institute of Steel Construction*) mantiveram, paralelamente, o Método das Tensões Admissíveis (*ASD - Allowable Stress Design*) e o Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) em dois documentos independentes. Em 2005, foi publicada uma versão integrada da norma, contendo os dois métodos em um único documento, a ANSI/AISC 360-05. A norma brasileira NBR 8800 (2008) é, essencialmente, baseada na norma americana AISC-LRFD (2005). As principais mudanças em relação à norma anterior, NBR 8800 (1996), podem ser encontradas em Fakury (2016).

3.1.1 Estados Limites

Sempre que a estrutura não atende a um de seus objetivos, ocorre um estado limite. Esses estados limites podem ser divididos em dois tipos: Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS).

Os Estados Limites Últimos estão relacionados à ocorrência de cargas excessivas que podem resultar no colapso da estrutura, como perda de equilíbrio como corpo rígido, plastificação total de um elemento estrutural ou seção, ruptura de uma ligação ou seção, flambagem em regime elástico ou não e ruptura por fadiga. Já os Estados limites de Serviço estão relacionados às cargas em serviço e incluem deformações e vibrações excessivas.

Em relação à análise dos Estados Limites Últimos, a norma NBR 8800 (2008) destaca que "a verificação da capacidade resistente das seções transversais e dos elementos estruturais deve ser realizada levando-se em conta os possíveis modos de ruptura, considerando sempre o mais desfavorável". Ou seja, é importante considerar todos os possíveis modos de falha e dimensionar a estrutura de forma a garantir a sua segurança.

3.1.2 Combinações de norma (ELU)

A Norma NBR 8800 (2008) afirma que, para definir um carregamento em uma estrutura, é necessário considerar a combinação das ações que podem ocorrer simultaneamente com probabilidades não desprezáveis durante um período pré-determinado. Essas combinações devem ser estabelecidas de forma a identificar os efeitos mais críticos para a estrutura. A verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço devem ser realizadas utilizando combinações de norma específicas para cada caso. As combinações de norma para estado limite último devem ser usadas para determinar os efeitos mais desfavoráveis sobre a estrutura, enquanto as combinações de norma para estado limite de serviço devem ser usadas para verificar a adequação da estrutura durante sua vida útil. É importante que essas combinações sejam aplicadas por profissionais capacitados e seguindo as normas técnicas vigentes.

Para garantir a segurança em relação a todos os estados limites últimos aplicáveis, é preciso considerar várias combinações de ações. Cada combinação deve incluir as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos, e as outras ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação. O número de combinações necessárias dependerá das condições específicas da estrutura.

Para cada combinação, deve-se aplicar a equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{G_{i,k}}) + \gamma_{q1} F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj} F_{Q_{j,k}}) \quad (6)$$

Sendo:

- $F_{G_{i,k}}$: são os valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q_{1,k}}$: é o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação;
- $F_{Q_{j,k}}$: são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Como apresenta na Equação (7), a expressão depende de coeficientes de ponderação. Estes são utilizados para que as ações sejam majoradas pelo coeficiente γ_f , que é definido por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (7)$$

Sendo:

- γ_{f1} : é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} : é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera a simultaneidade de atuação das ações;
- γ_{f3} : é a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado, de valor igual ou superior a 1,10.

A NBR 8800 (2008) disponibiliza, por meio da Tabela 1 e da Tabela 2, os valores dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU). Também estabelece que o coeficiente de ponderação das cargas permanentes de mesma origem em um determinado carregamento deve ser uniforme em toda a estrutura.

3.1.3 Combinações de norma (ELS)

Segundo a NBR 8800 (2008), a manifestação de um estado limite de serviço pode afetar negativamente a estética, a manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, além de poder danificar equipamentos e materiais de acabamento associados a ele.

Os valores limites para as respostas estruturais, que asseguram a utilização plena da estrutura, devem ser selecionados considerando as funções planejadas para a estrutura e para os materiais relacionados a ela.

Cada estado limite de serviço deve ser analisado por meio de combinações de ações de serviço que estejam relacionadas com o tipo de resposta sendo avaliada.

São utilizadas as combinações frequentes, conforme o CBCA (2018), que se repetem várias vezes ao longo do período de vida da estrutura, em torno de 10^5 vezes em 50 anos, ou que têm uma duração total correspondente a uma parte significativa desse período, aproximadamente 5%. Essas combinações são aplicáveis aos estados limites reversíveis, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{G_{i,k}}) + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

Como explicado no Capítulo 2, Galpões Metálicos são compostos por elementos que servem para resistir aos esforços solicitantes, como pilares, treliças, terças, vigas de tapamento, contraventamentos, travamentos e telhas. Estes terão seus critérios, que devem ser respeitados incondicionalmente para que o funcionamento da estrutura seja garantido, explicados no Capítulo 3, respectivamente.

Os critérios atendem ao Item 5 da NBR 8800 (2008) "Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço", que descreve os passos para os dimensionamentos.

3.2 SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS

A NBR 8800 (2008) classifica as estruturas quanto à sua sensibilidade a deslocamentos laterais como de pequena, média ou grande deslocabilidade. Uma estrutura é considerada de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar em relação à base, obtido na análise de segunda ordem, e o deslocamento obtido na análise de primeira ordem, para todas as combinações últimas de ações estipuladas, é igual ou inferior a 1,1. As estruturas de média deslocabilidade devem ter valores entre 1,1 e 1,4, e estruturas de grande deslocabilidade possuem valores superiores a 1,4.

Estruturas de pequena deslocabilidade:

- Nas estruturas de pequena deslocabilidade, as imperfeições geométricas iniciais devem ser consideradas diretamente na análise. Considera-se um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior, que é calculado como $h/333$, onde h representa a altura do andar, ou seja, a distância entre os eixos das vigas. Além disso, pode-se aplicar uma força horizontal equivalente, considerada mínima, em todos os pilares com valor igual a 0.3% da carga gravitacional do pavimento;
- Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se as forças axiais de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas de ações

estipulada, não sejam superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras ou os efeitos das imperfeições iniciais devem ser incluídos nas respectivas combinações de cargas, incluindo aquelas em que ocorrem ações variáveis devido ao vento.

Estruturas de média deslocabilidade:

- Os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser considerados, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores originais;
- Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem;

Estruturas de grande deslocabilidade:

- Em estruturas de grande deslocabilidade, é necessário realizar uma análise minuciosa que leve em consideração as não-linearidades geométricas e de material.

Portanto, para calcular as respostas aos estados limites de serviço, é necessário usar as combinações de serviço dadas, sem a necessidade de considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material. Para estruturas com pequena e média deslocabilidade, é possível realizar uma análise elástica de primeira ordem. No entanto, para estruturas com grande deslocabilidade, é preciso levar em conta os efeitos globais e locais de segunda ordem.

3.3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

De acordo com Pfeil (2009), dimensionamento é a "fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e suas ligações de maneira a garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura". Logo, as seções seguintes do Capítulo 3 descrevem os critérios de dimensionamento seguindo a NBR 8800 (2008).

3.3.1 Classificação das seções transversais

As seções transversais são classificadas, a depender dos valores do índice de esbeltez em relação a λ_p e λ_r , em:

- Compactas: quando $\lambda < \lambda_p$ e cujas mesas são ligadas continuamente à alma ou às almas;
- Semicompactas: quando possuem um ou mais elementos comprimidos com $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$;
- Esbeltas: quando possuem um ou mais elementos comprimidos com $\lambda_r < \lambda$.

As seções compactas são adequadas para análise plástica, porque são capazes de atingir uma distribuição de tensões completamente plástica com uma grande rota-

ção antes do início da flambagem local. Para este tipo, é necessário possuir um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão. Para as seções semicompatas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento antes que a flambagem local ocorra. Por fim, elementos de seções esbeltas flambam em regime elástico.

3.3.2 Barras prismáticas submetidas à força axial de tração

No dimensionamento deve ser atendida a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (9)$$

Onde:

- $N_{t,Sd}$: força axial de tração solicitante de cálculo;
- $N_{t,Rd}$: força axial de tração resistente de cálculo.

O esforço solicitante ($N_{t,Sd}$) deve ser o maior esforço obtido no Estado Limite Último. Para o esforço resistente ($N_{t,Rd}$), é tomado o menor valor obtido na análise do Estado Limite da seção bruta e da seção efetiva.

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

- Escoamento da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (11)$$

Em que:

A_g : área bruta da seção transversal da barra;

A_e : área líquida efetiva da seção transversal da barra conforme o item 5.2.3 da norma;

A_n : área líquida da barra;

f_y : é a resistência ao escoamento do aço;

f_u : é a resistência à ruptura do aço.

Se existirem furos na barra, calcula-se o coeficiente de redução (C_t) da área líquida conforme o item 5.2.5 da NBR 8800 (2008). O valor deste coeficiente pode ser 1,0 caso a força de tração seja transmitida diretamente por soldas ou parafuso.

3.3.3 Barras redondas com extremidades rosqueadas

NBR 8800 (2008) afirma que a força axial resistente de tração calculada ($N_{t,Rd}$), para barras redondas com extremidades rosqueadas, é determinada como o menor valor entre os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e de ruptura da parte rosqueada. Esses valores devem ser obtidos, respectivamente, de acordo com as diretrizes estabelecidas na Seção 3.3.2 e pela condição seguinte para a área líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_g \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (12)$$

3.3.4 Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão

Peças verticais que são sujeitas à compressão centrada são denominadas colunas. Pfeil (2009) afirma que "peças comprimidas axialmente são encontradas em componentes de treliças, sistemas de travejamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas".

No dimensionamento deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (13)$$

Onde:

- $N_{c,Sd}$: força axial de compressão solicitante de cálculo;
- $N_{c,Rd}$: força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial resistente de compressão calculada ($N_{c,Rd}$), para uma barra, considerando os estados limites últimos de instabilidade por flexão, torção ou flexo-torção, e flambagem local, deve ser determinada por meio da seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (14)$$

Onde:

- χ : é o fator de redução associado à resistência à compressão;
- Q : é o fator de redução total associado à flambagem local.

O Anexo F da NBR 8800 (2008) afirma que as barras sujeitas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos da seção transversal possuem relações entre largura e espessura ($\frac{b}{t}$) que não excedem os valores limite ($\frac{b}{t}_{lim}$) conforme indicados na Tabela F.1 da mesma, possuem um fator de redução total Q igual a 1,00. Se outros componentes apresentarem valores de $\frac{b}{t}$ que excedam esse limite, existirão maiores instabilidades e o fator de redução Q será menor que 1,0.

O fator de redução χ é determinado no item 5.3.3 da norma como:

$$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda_0^2 & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad (15)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (16)$$

Onde N_e é a força axial de flambagem elástica calculada a partir do Anexo E da NBR 8800 (2008). Quando refere-se à uma seção com dupla simetria, é utilizado o menor valor encontrado nos eixos de inércia.

Tem-se, portanto:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad (17)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \quad (18)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_y \cdot L_y)^2} + G \cdot J \right] \quad (19)$$

Onde:

- $K_x \cdot L_x$: comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;
- $K_y \cdot L_y$: comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;
- $K_z \cdot L_z$: comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo z;
- r_0 : o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado no item E.1.1 da norma como:

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (20)$$

- C_w : é a constante de empenamento da seção transversal;
- G : é o módulo de elasticidade transversal do aço;
- J : é o momento de inércia à torção uniforme;
- E : é o módulo de elasticidade do aço.

Segundo a NBR 8800 (2008) para cantoneiras com abas iguais ou desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são utilizadas como barras individuais, diagonais ou montantes em treliças planas, com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas:

- a) se $0 \leq \frac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 80$: $K_{x1} \cdot L_{x1} = 72 \cdot r_{x1} + 0,75 \cdot L_{x1}$;
- b) se $\frac{L_{x1}}{r_{x1}} > 80$: $K_{x1} \cdot L_{x1} = 32 \cdot r_{x1} + 1,25 \cdot L_{x1} \leq 200$.

Onde:

- L_{x1} : é o comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das cordas da treliça;

- r_{x1} : é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada.

3.3.4.1 Limitação do índice de esbeltez

Conforme a NBR 8800 (2008), o índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração correspondente ($\frac{L}{r}$), não deve ser superior a 200.

3.3.5 Barras prismáticas submetidas a momento fletor

O momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) deve ser determinado de acordo com os Anexos G ou H da NBR 8800 (2008). Devem ser considerados, conforme o caso, os estados limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada.

No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (21)$$

Onde:

- M_{Sd} : momento fletor solicitante de cálculo;
- M_{Rd} : momento fletor resistente de cálculo.

Para as seções "I" e "U", de acordo com a Tabela G.1 da norma, para o estado limite FLT, o momento é obtido pelas condições:

- $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda \leq \lambda_p$;
- $M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$;
- $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda > \lambda_r$.

Para as seções "I" e "U", de acordo com a Tabela G.1 da norma, para os estados limites FLM e FLA, o momento é obtido pelas condições:

- $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda \leq \lambda_p$;
- $M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$;
- $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda > \lambda_r$.

Os valores para as incógnitas podem ser encontrados através do item 5.4.2 e da Tabela G.1 da NBR 8800 (2008) e suas respectivas notas.

3.3.6 Barras prismáticas submetidas a esforço cortante

De maneira semelhante ao M_{Rd} , a NBR 8800 (2008) fornece os procedimentos para os cálculos do esforço cortante solicitante V_{Rd} .

No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (22)$$

Onde:

- V_{Sd} : esforço cortante solicitante de cálculo;
- V_{Rd} : esforço cortante resistente de cálculo.

Para as seções "I" e "U", de acordo com a Tabela G.1 da norma, para o estado limite FLT, o momento é obtido pelas condições:

a) Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (23)$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (24)$$

c) Para $\lambda_r < \lambda$:

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (25)$$

Onde:

- $\lambda = \frac{h}{t_w}$;
- $\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{f_y}}$;
- $\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{f_y}}$;
- $k_V = \begin{cases} 5,00, & \text{para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\frac{h}{t_w}} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\frac{a}{h}} & \text{para todos os outros casos} \end{cases}$;
- $A_w = 0,6 \cdot 2 \cdot t_w \cdot f_y$, onde d é a altura da seção transversal;
- V_{pl} : é a força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento, dada em 5.4.3.1.2 da norma;
- a : é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;
- h : é a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas;
- t_w : é a espessura da(s) alma(s).

3.3.7 Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes

A NBR 8800 (2008) define que uma peça está sujeita às combinações de esforços quando atuam os efeitos de momento fletor, força cortante, força axial e momento de torção. Ainda, a norma estabelece as seguintes relações para o cálculo da atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores:

a) Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right] \leq 1,00 \quad (26)$$

b) Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left[\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right] \leq 1,00 \quad (27)$$

Onde:

- N_{Sd} : é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
- N_{Rd} : é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente de acordo com 5.2 ou 5.3 da norma;
- $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$: são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;
- $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$: são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

3.3.8 Ligações Parafusadas

Parafusos de alta resistência são produzidos a partir de aços tratados termicamente, sendo o tipo mais comum o ASTM A325 de aço-carbono temperado. Esses parafusos podem ser instalados com esforços de tração mínimos garantidos que podem ser considerados nos cálculos, conforme a Tabela 3, que será utilizada como base de cálculo para as ligações.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas dos aços para conectores.

Tipo de conector		f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rebites ASTM A502 ou EB-49	Grau 1		415
	Grau 2		525
Parafusos comuns ASTM A307	$d \leq 102 \text{ mm (4")}$		415
Parafusos de alta resistência ASTM A325	$12,7 \text{ mm (1/2")} \leq d \leq 25,4 \text{ mm (1")}$	635	825
	$25,4 \text{ mm (1")} \leq d \leq 38,1 \text{ mm (1 1/2")}$	560	725
Parafusos de alta resistência ASTM A490	$12,7 \text{ mm (1/2")} \leq d \leq 38,1 \text{ mm (1 1/2")}$	895	1035
Barras rosqueadas	ASTM A36	250	400
	ASTM A588	345	485

Fonte: Adaptado de Pfeil (2009)

Todos os diâmetros escolhidos possuirão as mesmas propriedades mecânicas. Para saber a quantidade de parafusos necessários para cada ligação dos elementos foi utilizada a equação para parafusos de alta resistência, quando o plano de corte passa pela rosca e para parafusos comuns em qualquer situação, do item 6.3.3.2 da NBR 8800 (2008):

$$F_{Rd,v} = \frac{0,4 \cdot A_g \cdot F_u}{\gamma_{a2}} \quad (28)$$

3.3.8.1 Pressão de contato dos furos

O item 6.3.3.3 da NBR 8800 (2008) afirma que a força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda, quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto, é dada por:

$$F_{Rd,c} = \frac{1,2 \cdot l_c \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 \cdot d_b \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (29)$$

Em que:

- l_c : é a distância livre, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda da parte ligada;
- d_b : é o diâmetro do parafuso;
- t : é a espessura da parte ligada;
- f_u : é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

Para a chapa *Gusset*, sua espessura deve ser maior que a largura das abas dos elementos que são conectadas a ela.

Além disso, a distância do furo até a borda deve respeitar a Tabela 15 da NBR 8800 (2008).

3.4 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM RELAÇÃO AO ELS

Os deslocamentos devem ser calculados usando as combinações de serviço utilizadas no projeto e a possibilidade de ocorrência de deformações plásticas no Estado Limite de Serviço. O não cumprimento desses valores limites pode resultar em danos aos elementos estruturais e componentes da estrutura, além de gerar desconfortos para os usuários.

Após a análise dos esforços, deve-se verificar os deslocamentos horizontais dos elementos no Estado Limite de Serviço. Representado pela Tabela C.1 da NBR 8800 (2008), o deslocamento para pilares deve satisfazer a equação:

$$\delta_{horizontal} < \frac{H}{300} \quad (30)$$

Sendo H a altura do pilar.

O mesmo é redigido para os deslocamentos verticais dos elementos. Por norma, o deslocamento deve satisfazer:

$$\delta_{vertical} < \frac{L}{250} \quad (31)$$

Para terças e vigas de tapamento:

$$\delta_{vertical} < \frac{L}{120} \quad (32)$$

Sendo L o vão teórico entre apoios (para vigas bi-apoiadas) ou o dobro do comprimento teórico do balanço.

3.5 TRAVAMENTO DE ELEMENTOS

Segundo Bellei (1998), quando as distâncias entre os apoios dos pórticos são grandes, é recomendável a utilização de mão francesa para o travamento de elementos como banzos inferiores de treliças. Ela é constituída por uma barra de aço dobrada em forma de L, que é fixada ao banzo inferior e ao pilar ou apoio, garantindo a estabilidade lateral da viga.

O uso da mão francesa no travamento de banzos inferiores pode ajudar a prevenir a flambagem lateral e melhorar a resistência da viga a cargas verticais e horizontais. É importante que a mão francesa seja dimensionada corretamente de acordo com as especificações de projeto, incluindo as cargas que serão aplicadas na viga e as propriedades dos materiais utilizados.

Além disso, é importante lembrar que a mão francesa não deve ser considerada como um elemento estrutural primário e não deve ser utilizada como substituta de outros elementos de travamento ou reforço. Ela deve ser usada em conjunto com outras técnicas de reforço e travamento de vigas para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura como um todo.

É necessário obedecer o que a NBR 8800 (2008) recomenda para barras comprimidas. É determinado que a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração correspondente, $\frac{L}{r}$, não deve ser superior a 200. Adicionalmente, segundo recomendação do CBCA, o perfil deve resistir a 2,5% do esforço axial no elemento na barra a ser travada.

$$\frac{L}{r_{min}} \leq 200 \quad (33)$$

Sendo:

- L : comprimento destravado;
- r : raio de giração mínimo do perfil, considerando a direção de menor inércia.

4 APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

Conforme citado no Capítulo 1, o projeto utilizado para o desenvolvimento deste trabalho consiste no desenvolvimento de um galpão metálico que será construído na cidade de Brusque, Santa Catarina, Brasil.

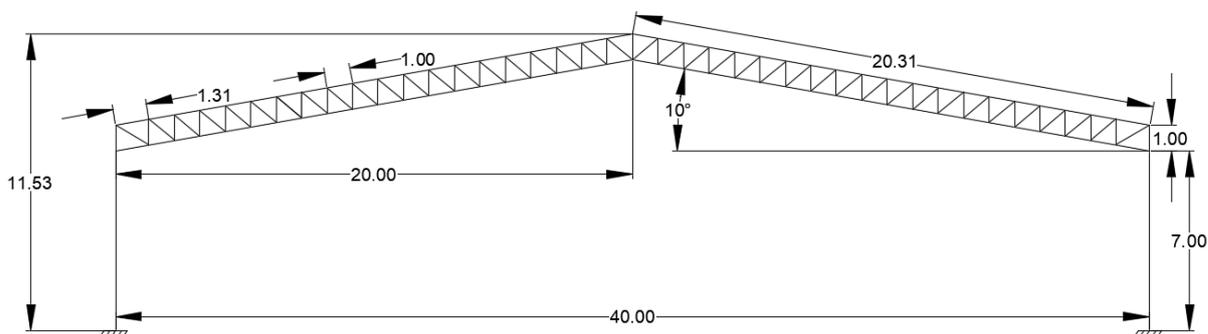
4.1 DIMENSÕES DO PROJETO

Após realização de análise de pórticos de galpões, foi considerado um galpão que possui as seguintes especificações:

- 80 metros de comprimento e 40 metros de largura;
- Pé direito de 8 metros;
- Distância entre pórticos de 8 metros;
- Inclinação do telhado de 10° , o que totaliza uma altura total de 11,53 m na cumeeira. Não foram incluídos na análise beirais nos cantos do galpão;
- Treliça com nós rotulados. Formada por banzos paralelos de cantoneiras duplas, para que seja possível obter um vão livre maior no centro do galpão, resultando em um aproveitamento potencialmente maior do espaço, por isso não será utilizado tirante ligando os topos dos pilares do pórtico para ajudar a diminuir os deslocamentos. Montantes e diagonais formados por perfis cantoneira simples de abas iguais;
- Os montantes dos extremos são espaçados em 1,31 m para que a distância dos demais seja de 1 m.

Além disso, no ponto de vista econômico, Bellei (1998) afirma que pórticos com colunas simples e treliças são um modelo construtivo potencialmente mais barato que os demais para construção de galpões. As treliças de banzos paralelos apresentam diagonais e montantes de mesmo comprimento, o que permite padronizar os elementos estruturais e proporciona uma grande racionalização do processo de fabricação (CHAVES, 2007).

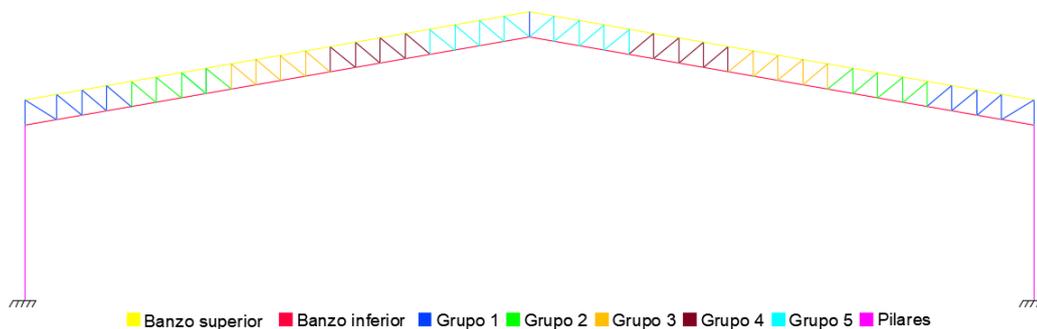
Figura 21 – Pórtico e dimensões em metros.



Fonte: Autor

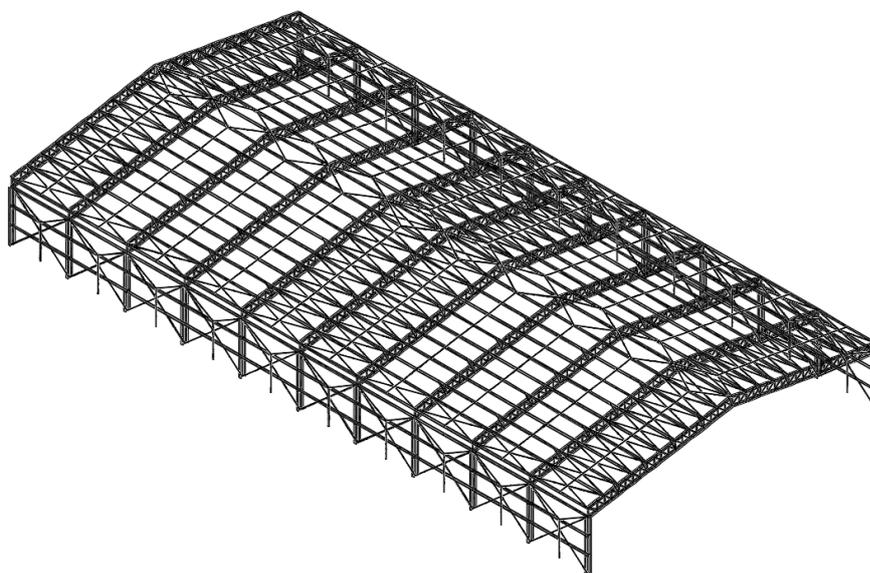
Os elementos foram divididos em 5 grupos para que a análise seja feita, com o intuito de não realizar um dimensionamento desproporcional ao necessário para o local, como mostra a Figura 22.

Figura 22 – Elementos do pórtico divididos em grupos.



Fonte: Autor

Figura 23 – Galpão em vista 3D.



Fonte: Autor

4.2 AÇÕES CONSIDERADAS

Por meio do *software* VisualVentos® (2008), foi feita a análise dos esforços aplicados na estrutura pelo vento atuante na região.

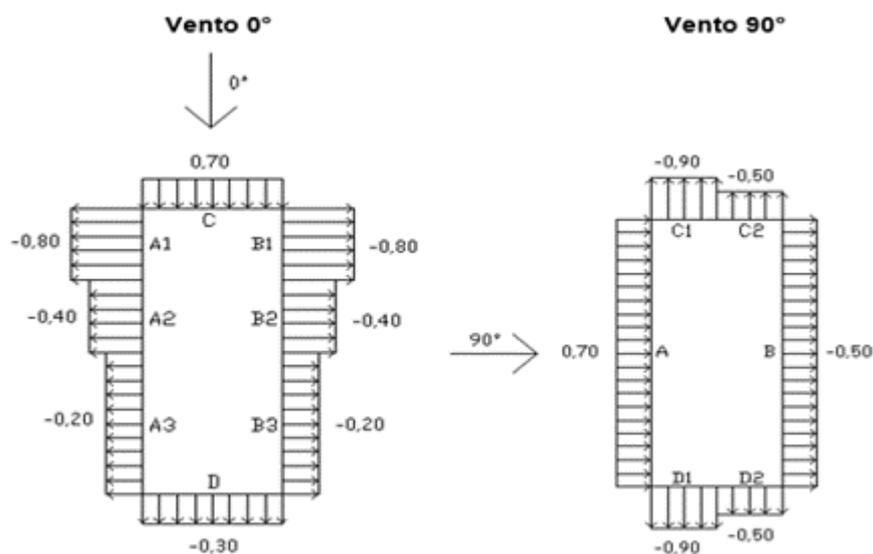
De acordo com a Figura 19, encontrada na Seção 2.5.1.1, verifica-se que a velocidade básica (V_0) do vento é de 45 m/s na região de Brusque.

Para o Fator topográfico S_1 , utiliza-se o valor de 1,0, por se encontrar em um terreno plano ou com leve acidentamento. Quanto ao Fator de rugosidade S_2 , o terreno se encontra na Categoria 3 e na Classe C, tendo seu valor calculado pelo VisualVentos® (2008) de 0,90. Por fim, o valor do Fator estático S_3 é de 0,95, já que o terreno pertence ao Grupo 3. Com estes valores, encontram-se os resultados para a velocidade característica, V_k , e para a pressão dinâmica, q .

$$V_k = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,90 \cdot 0,95 = 38,39 \text{ m/s}$$
$$q = 0,613 \cdot 38,39^2 = 0,903 \text{ kN/m}^2$$

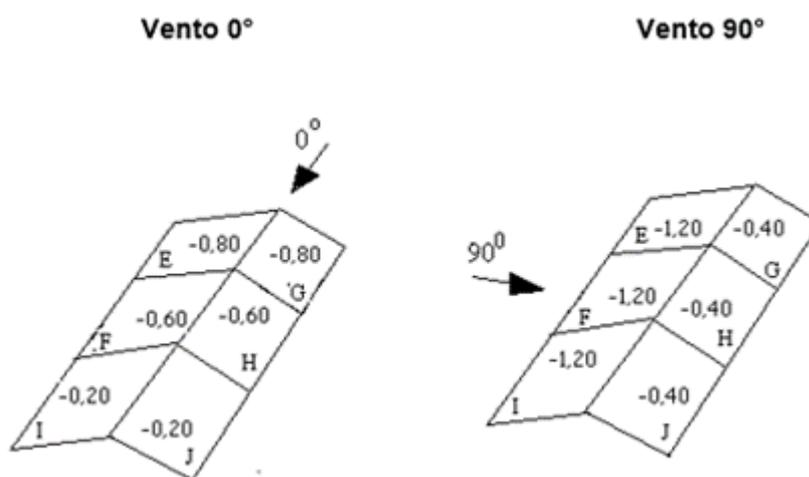
Em seguida, o programa fornece os coeficientes de pressão externa (C_{pe}) para o telhado e as paredes, como ilustrado nas Figuras 24 e 25:

Figura 24 – Coeficiente de pressão extena C_{pe} nas paredes.



Fonte: VisualVentos® (2008)

Figura 25 – Coeficiente de pressão extena C_{pe} no telhado.



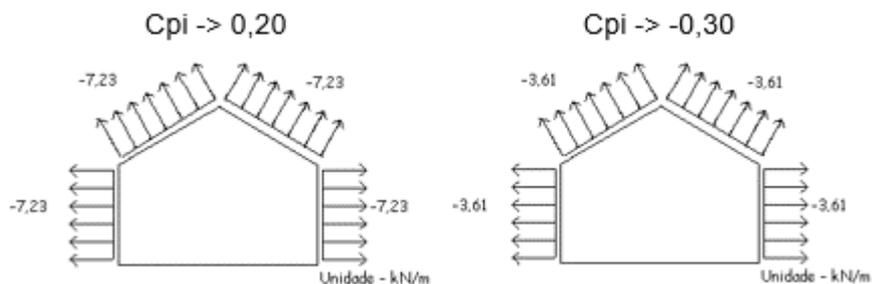
Fonte: VisualVentos® (2008)

Quanto ao coeficiente de pressão interna (C_{pi}), foram consideradas duas faces opostas igualmente permeáveis, enquanto as outras faces são impermeáveis, o que é mais comumente usado para o cálculo.

- vento perpendicular a uma face permeável -> $C_{pi} = +0.2$;
- vento perpendicular a uma face impermeável -> $C_{pi} = -0.3$.

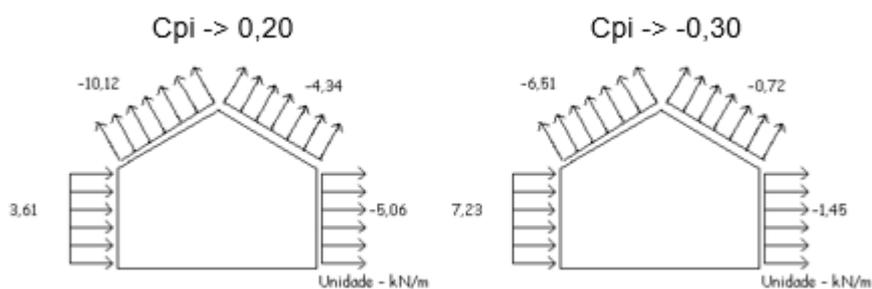
Logo, tem-se os esforços a serem considerados:

Figura 26 – Esforços resultantes para vento 0°.



Fonte: VisualVentos® (2008)

Figura 27 – Esforços resultantes para vento 90°.



Fonte: VisualVentos® (2008)

Estes valores são os mais críticos e serão utilizados para o cálculo dos esforços nas combinações determinadas.

Sabe-se que cada seção de elementos escolhida possui um peso próprio específico. Porém, como existem muitas possibilidades de seleção para as ações permanentes atuantes na estrutura, seguiram-se os valores que são apresentados na Tabela 4 utilizados pelo CBCA (2018) em seu manual.

Tabela 4 – Tabela de sobrecargas permanentes.

Sobrecargas permanentes	
Telhas	0,1 kN/m ²
Contraventamentos	0,05 kN/m ²
Tirantes/Terças	0,1 kN/m ²
Colunas e Trelças	0,2 kN/m ²
Total	0,45 kN/m ²

Fonte: Autor

Este carregamento deve ser linearmente distribuído sobre o pórtico. Então, como o espaçamento entre os pórticos é de 8 m, o valor total de $0,45 \text{ kN/m}^2$ deve ser multiplicado por 8 m. Assim, tem-se que:

$$G = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 3,6 \text{ kN/m}$$

Além desse carregamento, deve-se considerar uma sobrecarga acidental distribuída uniformemente nos 8 m de vão, que, segundo a NBR 8800 (2008), tem o valor mínimo de $0,25 \text{ kN/m}^2$, ou seja:

$$Q = 0,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 8 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$$

4.3 COMBINAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO

Considerando as análises feitas neste Capítulo 4, foram criadas 9 combinações de Estado Limite Último para os esforços atuantes sobre a estrutura, utilizando os coeficientes de ponderação das Tabelas 1 e 2 da NBR 8800 (2008).

$$F_1 = 1,25 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,4 \cdot 0,6) \cdot W_{90}$$

$$F_2 = 1,25 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (1,4 \cdot 0,6) \cdot W_0$$

$$F_3 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_{90} + (1,5 \cdot 0,7) \cdot Q$$

$$F_4 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_0 + (1,5 \cdot 0,7) \cdot Q$$

$$F_5 = 1,25 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$F_6 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_0 \rightarrow C_{pi} = 0,2$$

$$F_7 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_0 \rightarrow C_{pi} = -0,3$$

$$F_8 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_{90} \rightarrow C_{pi} = 0,2$$

$$F_9 = 1,25 \cdot G + 1,4 \cdot W_{90} \rightarrow C_{pi} = -0,3$$

Em que:

- G : peso próprio;
- Q : sobrecarga;
- W_0 : vento atuante em 0° ;
- W_{90} : vento atuante em 90° .

Para encontrar a força aplicada em cada nó na treliça, foi necessário multiplicar os carregamentos lineares pela área de influência de cada nó. Os carregamentos foram inseridos em todos os nós em que existem terças de cobertura. Assim, foi possível encontrar os esforços finais para cada combinação.

5 DIMENSIONAMENTO

Foram selecionados os perfis de aço A36 da empresa Gerdau. Todas as suas propriedades físicas estão apresentadas no Anexo A e foram utilizadas para o desenvolvimento do memorial de cálculo para a verificação dos perfis.

Os perfis dos pilares e dos elementos presentes na treliça foram dimensionados de acordo com a Seção 3.3 e com as nove combinações últimas apresentadas no Capítulo 4, atendendo a um vento atuante de 45 m/s. Nas tabelas de resultados deste capítulo, a coluna *% de aproveitamento* determina o quanto da resistência às solicitações foi exigido da seção.

5.1 PROCESSAMENTO NO SAP2000® (2021)

Inicialmente, utilizou-se o *software* FTOOL® (2018) para encontrar os esforços resultantes no pórtico plano. Com a necessidade de validar os valores encontrados por outro *software*, foi decidido utilizar o SAP2000® (2021), um dos programas computacionais mais adotados para dimensionamento estrutural no mundo. Validados os resultados, por estarem semelhantes entre os dois programas, foi dada continuidade à análise com o SAP2000® (2021), que possui um leque maior de possibilidades, como análises de primeira e segunda ordem, dimensionamento tridimensional, entre outras. Para o ELU e o ELS, foram utilizadas as análises de 1ª ordem e de 2ª ordem para determinar o grau de deslocabilidade da estrutura e analisar se a estrutura atende aos critérios citados na Seção 3.4.

Conforme exposto, também foram utilizados o resultados de análise linear de 2ª ordem. Isso porque a NBR 8800 (2008) demanda que seja feita a análise de deslocabilidade lateral pelo método simplificado de amplificação dos esforços solicitantes ou por programas que façam análises de segunda ordem. Como o SAP2000® (2021) apresenta este recurso, ele foi utilizado para a obtenção dos resultados dos esforços para análise de segunda ordem. Segundo Fakury (2016), uma análise não-linear leva em conta as deformações dos elementos como base das equações de equilíbrio e é uma análise muito complexa, já que não se tem o conhecimento das deformações durante as resoluções das equações de equilíbrio, sendo necessário empregar um procedimento incremental-iterativo.

5.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

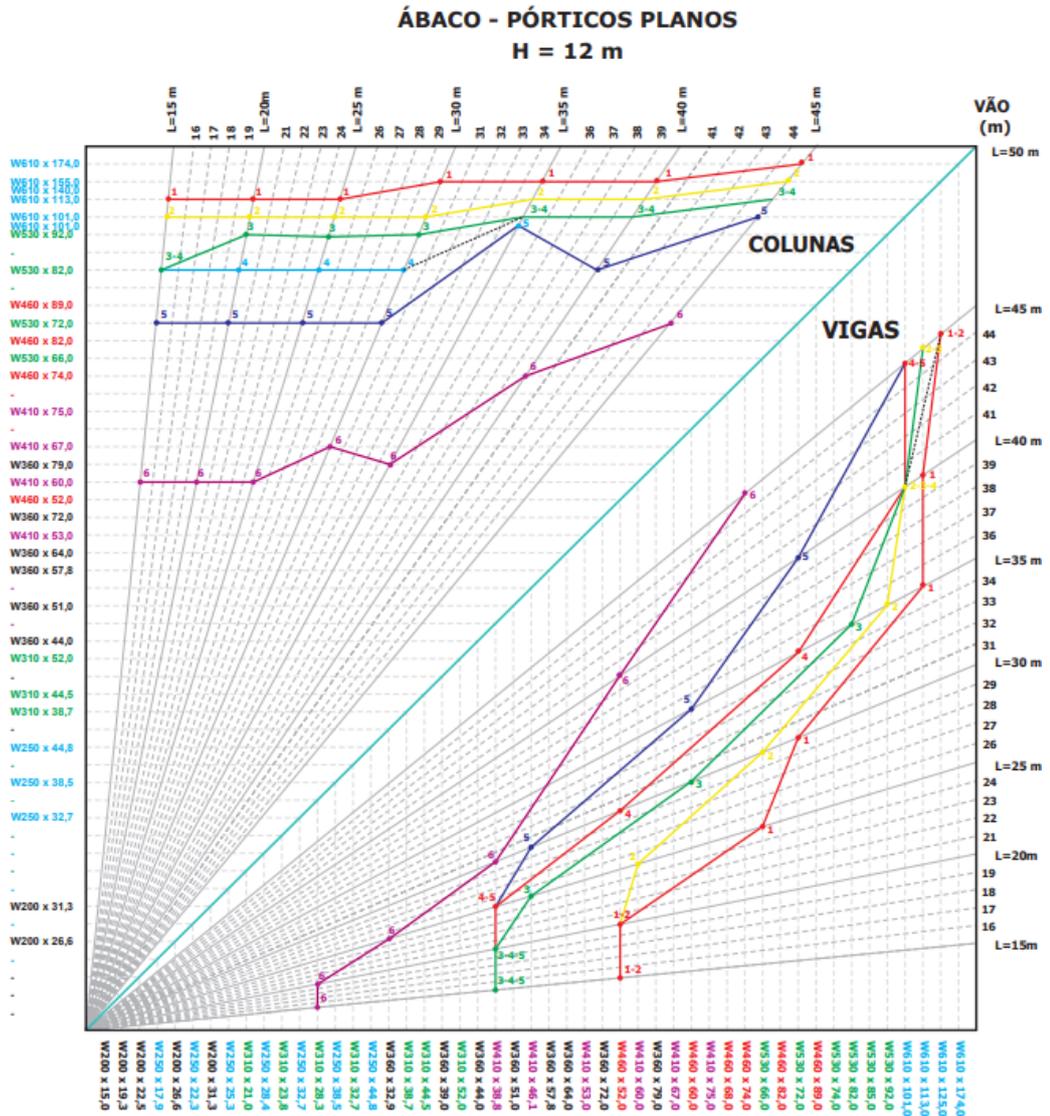
Inicialmente, foi determinado o perfil W 310 x 107 (H). Este perfil resistia a todos os esforços atuantes na estrutura. Porém, ao analisar o ELS, o deslocamento lateral do pilar não respeitava a condição de deslocamento. Então, foram avaliados outros perfis, por meio do ábaco de pré-dimensionamento de pilares da Gerdau (Figura 28),

e foi escolhido o perfil W 610 x 155,0.

As verificações gerais serão feitas com os maiores valores encontrados nas combinações, como mostra no Apêndice B. Porém, como explicado na Capítulo 3, as combinações com os maiores esforços serão verificadas individualmente.

Neste estudo de caso, quando escolhe-se realizar as verificações desta maneira, pode ocorrer um superdimensionamento, pois é possível verificar as combinações dos esforços resultantes a cada fração do comprimento do elemento, encontrando valores menores e conseqüentemente gerando um dimensionamento mais econômico. No entanto, o fator determinante para o tamanho do perfil foi o critério de deslocamento, conforme exposto. Portanto, esta análise detalhada do elemento não foi realizada.

Figura 28 – Ábaco para pórticos planos.



Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
$V_o = 45 / B = 12m$	$V_o = 45 / B = 9m$ $V_o = 40 / B = 12m$	$V_o = 40 / B = 9m$ $V_o = 35 / B = 12m$	$V_o = 45 / B = 6m$ $V_o = 35 / B = 9m$ $V_o = 30 / B = 12m$	$V_o = 40 / B = 6m$ $V_o = 35 / B = 6m$ $V_o = 30 / B = 9m$	$V_o = 30 / B = 6m$

Fonte: Adaptado de GERDAU (2012)

Tabela 5 – Tabela de combinações de esforços nos pilares.

Combinação ELU	Seção do Pilar	Combinação de esforços		Valor da combinação
		Esforço Axial	Momento Fletor	
		Nsd (kN) Nrd (kN)	Msd (kNm) Mrd (kNm)	
5	W 610 x 155,0	-150,111	539,238	0,519
		-3829,16	1079,34	1
8	W 610 x 155,0	148,85	510,33	0,489
		4502,272	1079,34	1
9	W 610 x 155,0	74,418	429,973	0,407
		4502,272	1079,34	1

Fonte: Autor

A Tabela 5 apresenta as 3 combinações com os resultados mais expressivos. Após a realização das verificações, percebe-se que a seção escolhida resiste a todas as solicitações críticas de projeto. Assim, a seção poder ser adotada com segurança, satisfazendo com os Estados Limites de Serviço, o que é determinante para o dimensionamento das colunas para estes tipos de estruturas.

5.3 DIMENSIONAMENTO DA TRELIÇA

5.3.1 Diagonais

As diagonais de todos os grupos foram dimensionadas da mesma maneira, seguindo o Capítulo 3, como mostra o Apêndice C.1. A única diferença entre eles é a diagonal tomada como referência para dimensionamento do grupo 1, que possui um comprimento de 1,5 m, enquanto os outros grupos possuem uma diagonal de 1,28 m. Como os nós da treliça são rotulados, os elementos são solicitados somente por esforços axiais. As seções determinadas são cantoneiras simples de abas iguais.

A Tabela 6 compara os perfis selecionados com os esforços solicitantes e prova que atendem às solicitações.

Tabela 6 – Tabela de esforços nas diagonais.

Grupos	Seção do elemento	Comparação de esforços			
		Compressão		Tração	
		Nc,sd (kN)	% aproveitamento	Nt,sd (kN)	% aproveitamento
		Nc,rd (kN)		Nt,rd (kN)	
Grupo 1	L 101,6 x 14,57	190,975	73,59%	194,856	51,07%
		259,507		381,578	
Grupo 2	L 101,6 x 9,8	114,781	73,69%	127,281	49,93%
		155,754		254,908	
Grupo 3	L 76,2 x 7,3	66,524	63,23%	90,404	47,30%
		105,217		191,139	
Grupo 4	L 63,5 x 6,1	52,940	66,80%	53,256	43,41%
		79,248		122,683	
Grupo 5	L 63,5 x 6,1	41,482	52,34%	54,118	44,11%
		79,248		122,683	

Fonte: Autor

5.3.2 Montantes

Assim como as diagonais, seguem-se os procedimentos explanados no Capítulo 3, também demonstrado no Apêndice C.1. Todos os elementos possuem o mesmo comprimento. Destaca-se o montante central da treliça, que recebe esforços consideravelmente maiores que os demais, o que torna necessário realizar seu dimensionamento separadamente em relação aos grupos.

A Tabela 7 compara os perfis selecionados com os esforços solicitantes e prova que atendem às solicitações.

Tabela 7 – Tabela de esforços nos montantes.

Grupos	Seção do elemento	Comparação de esforços			
		Compressão		Tração	
		Nc,sd (kN)	% aproveitamento	Nt,sd (kN)	% aproveitamento
		Nc,rd (kN)		Nt,rd (kN)	
Grupo 1	L 101,6 x 12,2	136,428	63,13%	139,115	44,50%
		216,112		312,592	
Grupo 2	L 101,6 x 9,8	111,980	67,46%	108,052	54,52%
		165,985		198,186	
Grupo 3	L 101,6 x 9,8	82,436	49,66%	70,515	28,99%
		165,985		243,240	
Grupo 4	L 63,5 x 6,1	52,892	58,40%	41,202	33,58%
		90,561		122,683	
Grupo 5	L 63,5 x 6,1	42,096	46,48%	32,334	26,36%
		90,561		122,683	
Montante Central	L 152,4 x 29,20	301,224	53,77%	418,414	53,47%
		560,186		782,480	

Fonte: Autor

5.3.3 Banzos

Os banzos superiores e inferiores são formados por cantoneiras duplas de abas iguais, que são travadas igualmente no eixo X, mas diferentemente no eixo Y.

Para o eixo X, os banzos são travados por meio dos montantes, que são espaçados com 1,31 m no grupo 1 e com 1 m para os subsecivos.

Para o eixo Y, os banzos superiores são travados com uma distância de 2,31 m no grupo 1 e com 2 m para os demais grupos. Estas distâncias equivalem às distâncias em que as terças foram posicionadas no pórtico. Por outro lado, os banzos inferiores são travados com uma distância de 4,31 m para o grupo 1 e com 4 m para os restantes. Esta é o espaçamento em que as mãos francesas foram posicionadas, com o propósito de diminuir a probabilidade de flambagem da peça.

Diferentemente dos montantes e diagonais, no dimensionamento dos banzos foi estudado somente o maior valor de todos os grupos, conforme mostra o Apêndice C.2. Tanto os superiores quanto os inferiores adotaram a mesma seção, 2L 203,20 x 57,9, que atende às solicitações.

Tabela 8 – Tabela de esforços nos banzos.

Banzos	Seção do elemento	Comparação de esforços				
		Compressão		% aproveitamento	Tração	
		Nc,sd (kN)	Nc,rd (kN)		Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)
Superior	2L 203,20 X 57,9	1263,339				
Inferior		2918,397	43,29%	1184,491	35,31%	
					3355,000	

Fonte: Autor

5.4 TERÇAS

Inicialmente, deve-se analisar os apoios que serão utilizados nos eixos em que as terças serão avaliadas. Para o eixo X, são levados em conta os tirantes como parte dos apoios do elemento; assim, a terça neste eixo possui três apoios. Já no eixo Y, a terça possui dois apoios. Além disso, são utilizadas 3 combinações, seguindo o CBCA (2018) e NBR 8800 (2008). Para o eixo X, a terça sofre somente esforços horizontais provocados pelo vento. Quanto ao eixo Y, ela sofre esforços verticais do vento, peso próprio e sobrecarga. Assim sendo, as combinações consideradas são:

$$F_1 = 1,25 \cdot F_{G,k} + 1,5 \cdot F_{Q,k} \quad (34)$$

$$F_2 = 1 \cdot F_{G,k} + 1,4 \cdot F_{W,k} \quad (35)$$

Segundo o item 2.2.1.4 da NBR 6120 (2019), deve-se verificar para elementos isolados, como as terças, a sua resistência ao peso próprio somado a uma carga

concentrada de 1 kN no ponto mais desfavorável do elemento - no caso da terça, o centro do vão. Logo:

$$F_3 = 1,25 \cdot F_{G,k} + 1 \text{ kN} \quad (36)$$

Além disso, as ações atuantes devem ser determinadas. Como já utilizado anteriormente nos cálculos de vento, foram considerados:

- Terças e tirantes = $0,1 \text{ kN/m}^2$;
- Contraventamentos = $0,05 \text{ kN/m}^2$;
- Telhas = $0,1 \text{ kN/m}^2$.

Logo, como peso próprio, obtém-se o total de $0,25 \text{ kN/m}^2$. Para sobrecarga, é considerado $0,25 \text{ kN/m}^2$. As terças estão espaçadas a cada 2 montantes e o comprimento de influência da terça no maior vão é de 2,154 m. Então, é possível encontrar o carregamento linear para o peso próprio e sobrecarga acidental, já que as mesmas possuem o mesmo valor.

$$F_{G,k} = F_{Q,k} = 0,25 \cdot 2,154 = 0,538 \text{ kN/m}$$

Quanto ao vento, tem-se que sua pressão dinâmica, Q , é igual a $0,904 \text{ kN/m}^2$ e C_{pe} igual a $-1,4$. Logo:

$$Vento = 0,904 \cdot -1,4 \cdot 2,154 = -2,725 \text{ kN/m}$$

É pré-determinada a seção U 254 x 29,76. Foi desenvolvida uma análise 2D para as terças utilizando o FTOOL® (2018). Os esforços atuantes são esforços cortantes e de momento fletor, que são obtidos ao analisar as 3 combinações de ações. Os diagramas dos valores solicitantes estão no Apêndice D.

A Tabela 9 fornece os resultados obtidos da seção em relação aos esforços.

Tabela 9 – Tabela dos resultados dos esforços atuantes nas terças.

	Combinações		
	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
Seção do elemento	U 254 x 29,76		
Vx,sd (kN)	-	1,70	-
Vx,rd (kN)	-	210,61	-
Maior solicitação	1,70		
% aproveitamento	0,81%		
Vy,sd (kN)	5,90	12,90	3,20
Vy,rd (kN)	333,55	333,55	333,55
Maior solicitação	12,90		
% aproveitamento	3,87%		
Mx,sd (kN)	-	1,30	-
Mx,rd (kN)	-	14,89	-
Maior solicitação	1,30		
% aproveitamento	8,73%		
My,sd (kN)	11,80	25,80	7,40
My,rd (kN)	37,95	37,95	37,95
Maior solicitação	25,80		
% aproveitamento	67,98%		

Fonte: Autor

No caso das terças, como descrito na Seção 3.3.7, não há esforço axial, então a relação das combinações dos esforços atuantes deve satisfazer a Equação (27).

Tabela 10 – Tabela do resultado da combinações de esforços atuantes nas terças.

Combinação de esforços		
Momento Fletor		
Mx,sd (kN)	My,sd (kN)	Valor da combinação Limite
Mx,rd (kN)	My,rd (kN)	
1,30	25,80	0,767
14,89	37,95	1

Fonte: Autor

Logo, a seção U 254 x 29,76 atende aos critérios de dimensionamento.

5.5 VIGAS DE TAPAMENTO LATERAL

A análise das vigas de tapamento lateral segue as mesmas premissas da análise das terças. Para o eixo X, a viga é apoiada nos pilares, totalizando dois apoios. Para o eixo Y, a viga é apoiada nos pilares e no tirante, totalizando 3 apoios.

São utilizadas 2 combinações, seguindo o CBCA (2018) e a NBR 8800 (2008). Enquanto no eixo X sofre apenas esforços horizontais provocados pelo vento, no eixo

Y sofre esforços devido ao peso próprio e à sobrecarga. Assim sendo, as combinações levadas em conta são:

$$F_1 = 1,25 \cdot F_{G,k} + 1,5 \cdot F_{Q,k}$$

$$F_2 = 1 \cdot F_{G,k} + 1,4 \cdot F_{W,k}$$

Seguindo as recomendações do CBCA (2018), foi adotado $0,12 \text{ kN/m}^2$ para o peso próprio dos elementos. Sabe-se que o comprimento de influência da viga de tapamento lateral é de $2,333 \text{ m}$, já que ela está espaçada com essa distância, respeitando as condições de apoio das telhas utilizadas como tapamento lateral. Assim, é possível encontrar o carregamento linear para o peso próprio, já que a norma não menciona que deve ser considerada a sobrecarga para vigas de tapamento lateral.

$$F_{G,k} = F_{Q,k} = 0,12 \cdot 2,33 = 0,280 \text{ kN/m}$$

Quanto ao vento, tem-se que sua pressão dinâmica, Q , é igual a $0,904 \text{ kN/m}^2$ e C_{pe} igual a $-1,0$. Logo:

$$Vento = 0,904 \cdot -1,0 \cdot 2,333 = -2,105 \text{ kN/m}$$

Visto que o momento atuante na viga de tapamento lateral apresenta valor próximo ao momento atuante nas terças, foi escolhido o mesmo perfil, U 254 x 29,76. A Tabela 11 fornece os resultados obtidos na seção em relação aos esforços, conforme detalhado no Apêndice E.

Tabela 11 – Tabela dos resultados dos esforços atuantes nas vigas de tapamento.

Seção do elemento	Combinações	
	Combinação 1	Combinação 2
	U 254 x 29,76	
Vx,sd (kN)	-	11,80
Vx,rd (kN)	-	210,61
Maior solicitação		11,80
% aproveitamento		5,60%
Vy,sd (kN)	0,90	0,70
Vy,rd (kN)	333,55	333,55
Maior solicitação		0,90
% aproveitamento		0,27%
Mx,sd (kN)	-	23,60
Mx,rd (kN)	-	37,95
Maior solicitação		23,60
% aproveitamento		62,19%
My,sd (kN)	0,70	0,60
My,rd (kN)	14,89	14,89
Maior solicitação		0,70
% aproveitamento		4,70%

Fonte: Autor

No caso das terças, como descrito na Seção 3.3.7, não há esforço axial, então a relação das combinações dos esforços atuantes deve satisfazer a Equação (27).

Tabela 12 – Tabela do resultado da combinações de esforços atuantes nas vigas de tapamento.

Combinação de esforços		
Momento Fletor		
Mx,sd (kN)	My,sd (kN)	Valor da combinação
Mx,rd (kN)	My,rd (kN)	Limite
23,60	0,60	0,662
37,95	14,89	1

Fonte: Autor

Logo, a seção U 254 x 29,76 atende aos critérios de dimensionamento.

5.6 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE BARRAS ROSQUEADAS

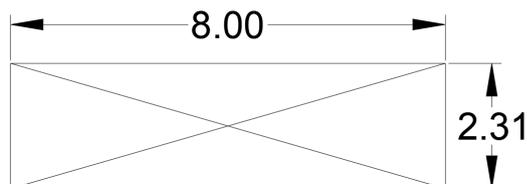
5.6.1 Contraventamento em X

É analisado somente o esforço atuante no elemento tracionado do contraventamento conforme explicado na Seção 3.3.3

O modelo de cálculo recomendado pelo CBCA (2018) é um modelo simples e econômico, que representa o comportamento dos contraventamentos. Além disso, utiliza-se a pressão dinâmica, o coeficiente de ponderação do vento, γ_q , e a área do vão considerado, S_{vao} , multiplicados para determinar o esforço solicitante. O procedimento de cálculo é encontrado no Apêndice F.1.

- Contraventamento de cobertura:

Figura 29 – Esquema de aplicação do contraventamento de cobertura.

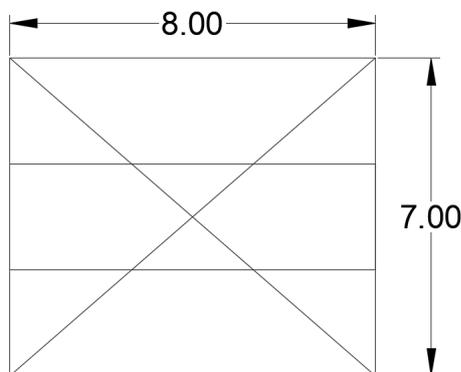


Fonte: Autor

É utilizada a força que atua no plano dos pilares do galpão.

- Contraventamento vertical:

Figura 30 – Esquema de aplicação do contraventamento vertical.



Fonte: Autor

A ação atua nos eixos longitudinais do galpão, devido ao vento, e seu valor é dado pelo produto da metade da área transversal.

São pré-adotados perfis de diâmetro 12,5 mm para os contraventamentos horizontais e de diâmetro 40 mm para os contraventamentos verticais. A Tabela 13 faz a comparação dos valores obtidos no Apêndice F.1 e comprova que os perfis satisfazem aos critérios de dimensionamento.

Tabela 13 – Tabela de esforços de contraventamento.

Contraventamento	Barras	Comparação de esforços	
		Tração	
		Nt,sd (kN)	% aproveitamento
Horizontal	ø12,5 mm	18,68	66,36%
		28,15	
Vertical	ø40 mm	172,56	62,76%
		274,94	

Fonte: Autor

5.6.2 Tirante em Y

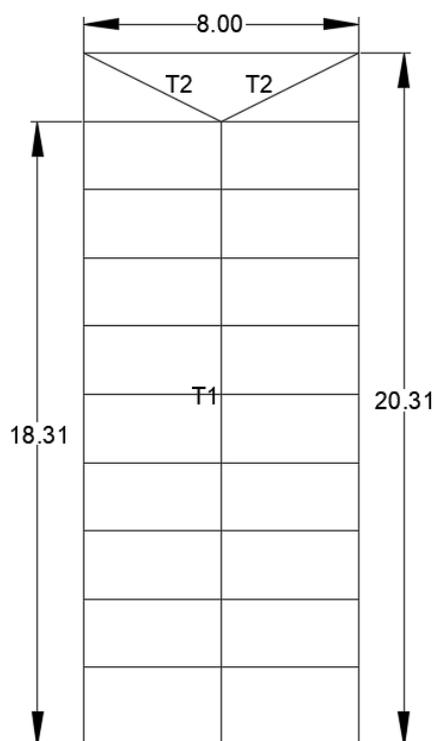
Os esforços atuantes, assim como nos contraventamentos, são analisados de acordo com a Seção 3.3.3 e detalhados no Apêndice F.2.

Seguindo os procedimentos do CBCA (2018), nos tirantes atuam as cargas de peso próprio e sobrecarga, definidas como $0,25 \text{ kN/m}^2$ para ambas. Para o tipo de esquema de tirantes adotados, normalmente os comprimentos são divididos em T1 e T2. Ainda, recomenda-se a combinação de ação para dimensionamento:

$$F_{d,x,y} = 1,25 \cdot F_G + 1,5 \cdot F_Q$$

- Tirante de cobertura:

Figura 31 – Esquema de aplicação dos tirantes de cobertura.



Fonte: Autor

No tirante de cobertura atuam as cargas de peso próprio e de sobrecarga, e deve ser levada em consideração a angulação do telhado de 10° e a área de influência das peças. Assim, pode-se descobrir o carregamento aplicado no seu comprimento para se utilizar na combinação recomendada.

$$\text{Peso próprio} = F_G = 0,25 \cdot 8 = 1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = F_Q = 0,25 \cdot 8 = 1 \text{ kN/m}$$

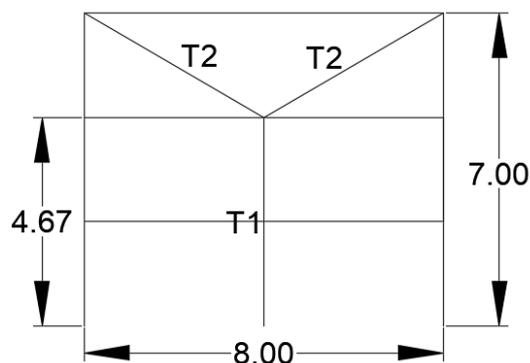
Tabela 14 – Esforços atuantes nos tirantes de cobertura.

Esforço solicitante			
Comprimentos	(m)	Fd (kN/m)	Ft,sd (kN)
T1	18,31	0,28	5,16
T2	4,72	0,28	1,33

Fonte: Autor

- Tirante de vertical:

Figura 32 – Esquema de aplicação dos tirantes verticais.



Fonte: Autor

No tirante vertical atua somente a carga de peso próprio. A área de influência para este caso é a metade da distância entre pórticos, ou seja, 4 metros. Assim, pode-se descobrir o carregamento aplicado no seu comprimento para se utilizar na combinação recomendada.

$$\text{Peso próprio} = F_G = 0,25 \cdot 4 = 1 \text{ kN/m}$$

Tabela 15 – Esforços atuantes nos tirantes verticais.

Esforço solicitante			
Comprimentos	(m)	Fd (kN/m)	Ft,sd (kN)
T1	4,67	1,25	5,84
T2	4,63	1,25	5,79

Fonte: Autor

Considerando que os tirantes possuem solicitações semelhantes, foi determinada a mesma bitola para os tirantes verticais e de cobertura. Segundo o CBCA (2018), as barras de tirantes geralmente possuem diâmetros de 16 mm para manter a coerência com os diâmetros dos parafusos mais utilizados. No entanto, também é comum adotar barras de 12,5 mm. Assim, adota-se a bitola de 12,5 mm.

Tabela 16 – Atuação das barras determinadas para os tirantes.

Tirantes	Barras	Comparação de esforços	
		Tração	
		Nt,sd (kN) Nt,rd (kN)	% aproveitamento
Horizontal	ø12,5 mm	5,17	18,35%
		28,15	
Vertical	ø12,5 mm	5,83	20,72%
		28,15	

Fonte: Autor

5.7 TELHAS

Segundo ABCEM (2009), as telhas possuem uma seção transversal composta por uma série de trapézios. Há uma ampla variedade de tipos de telhas trapezoidais disponíveis. Dependendo da altura do trapézio, é possível obter uma qualidade superior em relação ao projeto específico, o que oferece aos arquitetos e projetistas um grande potencial de criação. As telhas trapezoidais são amplamente utilizadas em grandes obras industriais, pois permitem a racionalização do *layout* interno e reduzem o tempo de construção - duas premissas importantes na construção em aço - além de garantir a durabilidade da edificação. Há uma ampla variedade de tipos de telhas trapezoidais disponíveis.

Tabela 17 – Catálogo de telha trapezoidal segundo ABCEM.

TELHA TRAPEZOIDAL 40 - Conforme Norma NBR 14514
Tabela de Cargas Admissíveis (kgf/m²) - Telhas revestidas com Zn

Esp. (mm)	Peso* (kg/m ²)	Peso (kg/ml)	I (cm ⁴ /m)	W (cm ³ /m)	Nº de apoios	Distância entre Apoios (mm)											
						1750		2000		2250		2500		2750		3000	
						F	C	F	C	F	C	F	C	F	C	F	C
0,43	4,17	4,13	10,4898	3,746	2	137	137	105	105	83	74	67	54	56	41	47	31
					3	137	137	105	105	83	83	67	67	56	56	47	47
					4	171	171	131	131	104	104	84	84	69	69	58	58
0,50	4,85	4,80	12,1631	4,344	2	159	159	122	122	96	86	78	63	64	47	54	36
					3	159	159	122	122	96	96	78	78	64	64	54	54
					4	199	199	152	152	120	120	97	97	80	80	68	68
0,65	6,30	6,24	15,7169	5,613	2	205	205	157	157	124	111	100	81	83	61	70	47
					3	205	205	157	157	124	124	100	100	83	83	70	70
					4	256	256	196	196	155	155	126	126	104	104	87	87
0,80	7,76	7,68	19,2278	6,867	2	251	251	192	192	152	136	123	99	102	75	85	58
					3	251	251	192	192	152	152	123	123	102	102	85	85
					4	314	314	240	240	190	190	154	154	127	127	107	107
0,95	9,21	9,12	22,6961	8,106	2	296	296	227	227	179	161	145	117	120	88	101	68
					3	296	296	227	227	179	179	145	145	120	120	101	101
					4	370	370	284	284	224	224	182	182	150	150	126	126
1,25	12,12	12,00	29,5074	10,538	2	385	385	295	295	233	209	189	153	156	114	131	88
					3	385	385	295	295	233	233	189	189	156	156	131	131
					4	482	482	369	369	291	291	236	236	195	195	164	164

* = Incluindo sobreposição (Larg. útil de 980 mm)

F - Fechamento

C - Cobertura

NOTA: A flecha máxima admissível é de 300 mm.

Valores obtidos para cobertura e fechamento obedecendo ao menor valor nos seguintes critérios:

- Flecha máxima L/200 para cobertura e L/125 para fechamento (L - vão entre terças) ou tensão máxima admissível de 1400 kgf/cm².

Fonte: ABCEM (2009)

Por meio do Manual Técnico Telhas de aço da Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM, 2009), foi pré-determinada a telha trapezoidal 40 de espessura 0,65 mm e altura 40 mm para a cobertura, que será apoiada em 4 apoios, conforme a Tabela 17.

Seguindo o procedimento feito pelo CBCA para verificação, as telhas de cobertura são dimensionadas utilizando os coeficientes de pressão obtidos, a pressão dinâmica do vento, a sobrecarga e o peso próprio. Tendo em vista os valores apresentados nas Figuras 24 e 25, o valor resultante para o maior coeficiente de pressão é de 1,4. Logo, ao imaginar a pior hipótese possível, atuação de peso próprio e o vento, tem-se:

$$\text{Hipótese} = 1,4 \cdot 0,904 - 0,0618 = 1,203 \text{ kN/m}^2 = 122,67 \text{ kgf/m}^2$$

Toma-se o valor de 2,50 m da tabela para espaçamento, e determina-se que a resistência da telha para 4 apoios é de 126 kgf/m², sendo superior à 122,67 kgf/m².

Para as telhas de tapamento lateral, foi pré-determinada a telha trapezoidal 40 de espessura 0,65 mm e altura 40 mm, que será apoiada em 3 apoios, conforme a Tabela 17. Utiliza-se somente o coeficiente de pressão, obtido da mesma maneira que

o coeficiente de pressão para o telhado, de valor 1,0, e o valor da pressão dinâmica do vento para a pior hipótese. Portanto:

$$\text{Hipótese} = 1,0 \cdot 0,904 = 0,904 \text{ kN/m}^2 = 92,182 \text{ kgf/m}^2$$

Toma-se o valor de 2,50 m da tabela para espaçamento, e determina-se que a resistência da telha para 3 apoios é de 100 kgf/m^2 , sendo superior à $92,182 \text{ kgf/m}^2$.

Destaca-se que não foi utilizado nenhum coeficiente de majoração fornecido pela NBR 8800 (2008) em relação ao vento, pois foi seguido integralmente o procedimento realizado pelo CBCA (2018).

5.8 LIGAÇÕES PARAFUSADAS

Foram calculadas as ligações da treliça e todos os valores são encontrados mediante os critérios expostos pela Seção 3.3.8. Os resultados foram arredondados para cima em relação ao número de parafusos. No dimensionamento dos banzos, os valores das solicitações foram divididos por 2, já que são banzos de cantoneiras duplas e não simples. Ainda, para que não haja excentricidade na ligação, foram adotados números pares para as ligações que solicitam mais do que 3 parafusos, o que ocorreu nos grupos 4 e 5 dos banzos. Destaca-se que para as fileiras de parafusos, quando necessárias, foi escolhido manter os parafusos alinhados paralelamente, o que é mais conservador pela seção ter uma área líquida menor.

Devido às diferenças nos tamanhos das peças, o valor do diâmetro dos parafusos foi diferente para os grupos, conforme a Tabela 18.

Tabela 18 – Diâmetros escolhidos para os respectivos grupos de elementos.

Grupos	Elementos parafusados		
	Diâmetros determinados		
	Diagonais	Montantes	Banzos
Grupo 1	20 mm	16 mm	20 mm
Grupo 2	16 mm	16 mm	20 mm
Grupo 3	12,7 mm	12,7 mm	20 mm
Grupo 4	12,7 mm	12,7 mm	20 mm
Grupo 5	12,7 mm	12,7 mm	20 mm
Mão Francesa		12,7 mm	
Montante Central		20 mm	

Fonte: Autor

No Apêndice A, aplicam-se as equações para determinar a resistência dos parafusos. Com os valores determinados, encontra-se o número de parafusos necessários para cada ligação.

Tabela 19 – Quantidade de parafusos para cada grupo de elementos da treliça.

Grupos	Elementos parafusados					
	Montantes		Diagonais		Banzos	
	Vsd (kN) Vrd (kN)	Quantidade	Vsd (kN) Vrd (kN)	Quantidade	Vsd (kN) Vrd (kN)	Quantidade
Grupo 1	139,115	3	194,856	3	520,608	4
	49,148		76,79		76,79	
Grupo 2	111,98	3	127,281	3	880,991	6
	49,148		49,148		76,79	
Grupo 3	82,436	3	90,404	3	1122,835	8
	30,965		30,965		76,79	
Grupo 4	52,892	2	53,2456	2	1246,139	10
	30,965		30,965		76,79	
Grupo 5	42,096	2	54,118	2	1263,339	10
	30,965		30,965		76,79	
Mão Francesa	31,58	2				
	30,965					
Montante Central	418,414	6				
	30,965					

Fonte: Autor

5.8.1 Pressão de contato dos furos

Sabe-se que a espessura da aba das cantoneiras duplas dos banzos é 19 mm. Logo, adota-se uma espessura de 20 mm.

A distância do furo até a borda deve respeitar a Tabela 15 da NBR 8800 (2008), que, para parafusos de 20 mm, é de 27 mm. Será dimensionada a chapa para as ligações com os parafusos de 20 mm e a mesma será utilizada para todas as ligações do projeto.

Ao aplicar a relação da Equação (29) da Seção 3.3.8.1, a NBR 8800 (2008) determina a resistência fornecida pela chapa *Gusset* para o diâmetro de 20 mm dos parafusos e distância de 27 mm até a borda.

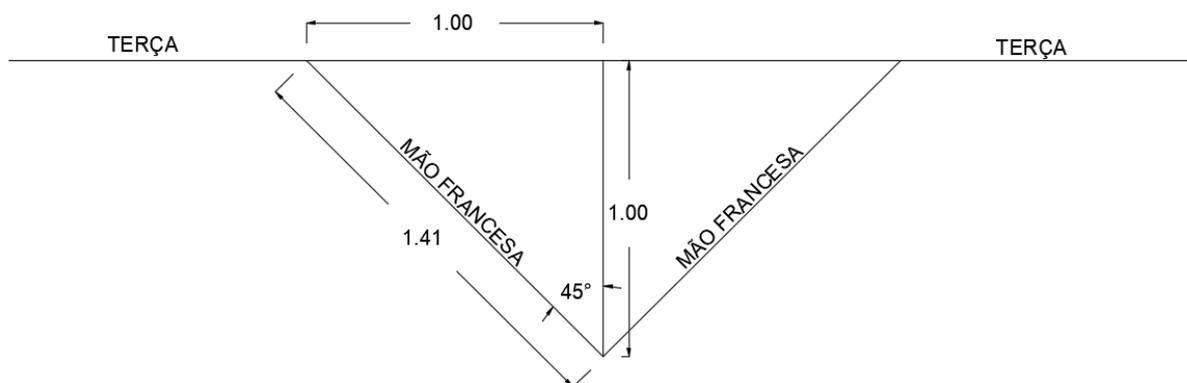
$$F_{Rd,c} = 192,000 \leq 284,444 \text{ kN}$$

Sendo assim, a espessura de 20 mm e distância de 27 mm dos parafusos até a borda é suficiente para as chapas *Gusset*.

5.9 TRAVAMENTO DOS BANZOS INFERIORES - MÃO FRANCESA

O perfil é fixado no banzo inferior e dirigido até a terça por meio de um ângulo de 45°, como mostra a Figura 33.

Figura 33 – Esquema de aplicação de mão francesa.



Fonte: Autor

É escolhido o perfil cantoneira L 38,1 x 3,48, de comprimento 1,41 m. Este foi analisado conforme explicado na Seção 3.5, respeitando as condições de esbeltez e a recomendação feita pelo CBCA.

Quanto à condição de atender até 2,5% do esforço solicitante na barra travada, como mencionado na Seção 3.5, foi calculada a resistência do perfil do mesmo modo que foram calculados os elementos do pórtico plano e utilizados os maiores valores para compressão e tração da Tabela 8.

Tabela 20 – Tabela dos resultados dos critérios de dimensionamento de mão francesa.

Seção	Esbeltez		Compressão	Tração
	I (cm)	r (cm)	$2,5\% \times N_{c,sd}$ (kN)	$2,5\% \times N_{t,sd}$ (kN)
	$I/r < 200$		$N_{c,rd}$ (kN)	$N_{t,rd}$ (kN)
L 38,1 x 3,48	141	0,86	31,583	29,612
		190,54	50,331	89,69

Fonte: Autor

Conforme exposto na Tabela 20 e detalhado no Apêndice G, a seção L 38,1 x 3,48 atende aos requisitos.

5.10 DESLOCAMENTOS

5.10.1 Deslocamentos do pórtico

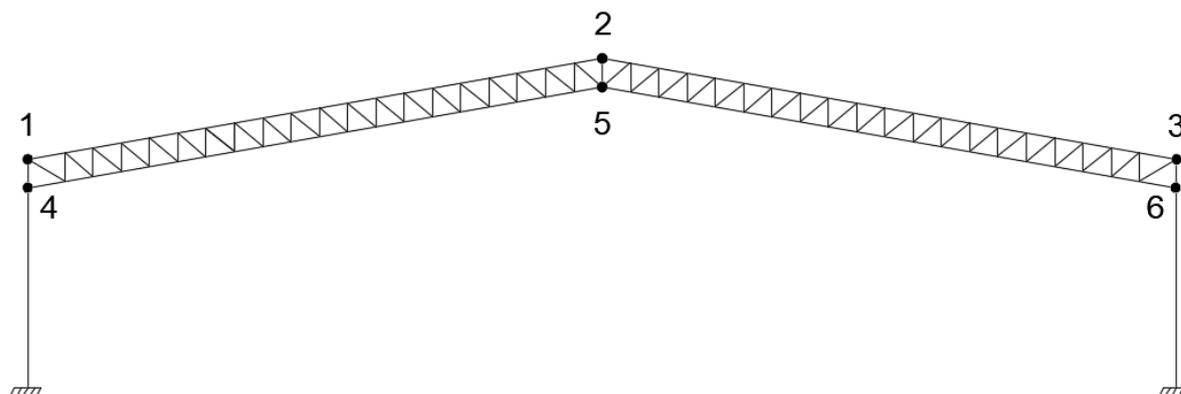
Após o dimensionamento dos elementos do galpão, deve-se analisar os deslocamentos no Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, como é explicado no Capítulo 3.

A NBR 8800 (2008) afirma que uma estrutura é considerada de pequena deslocabilidade quando o deslocamento lateral de cada andar em relação à base, calculado

na análise de segunda ordem, é no máximo 1,1 vezes maior do que aquele obtido na análise de primeira ordem, para todas as combinações últimas de ações estipuladas, ou seja, uma diferença de 10% entre os resultados.

Para a análise, utilizou-se os pontos extremos do pórtico, como ilustra a Figura 34.

Figura 34 – Nós com deslocamentos avaliados.



Fonte: Autor

Todos os valores obtidos para as combinações estão representados no Apêndice H. A Tabela 21 indica os pontos que possuem as maiores distâncias horizontais e verticais de cada combinação ELU.

Tabela 21 – Tabela dos pontos com maiores deslocamentos em relação ao ELU.

Combinação	Ponto		Deslocamentos		Diferença
	Horizontal	Vertical	Análise Linear (m)	Análise não-linear (m)	
Combinação 1	6		0,0099	0,0100	-1,00%
	5		-0,0474	-0,0474	0,00%
Combinação 2	6		0,0099	0,0100	-1,00%
	5		-0,0474	-0,0474	0,00%
Combinação 3	1		0,0187	0,0185	1,08%
	5		0,0905	0,0898	0,78%
Combinação 4	4		0,0165	0,0163	1,23%
	5		0,0797	0,0789	1,01%
Combinação 5	6		0,0434	0,0441	-1,59%
	5		-0,2069	-0,2104	-1,66%
Combinação 6	4		0,0286	0,0282	1,42%
	5		0,1377	0,1356	1,55%
Combinação 7	4		0,0013	0,0013	0,00%
	2		0,0065	0,0065	0,00%
Combinação 8	1		0,0266	0,0262	1,53%
	5		0,1490	0,1471	1,29%
Combinação 9	4		0,0297	0,0295	0,68%
	5		0,0837	0,0831	0,72%

Fonte: Autor

Com os dados obtidos, pode-se afirmar que é uma estrutura de pequena deslocabilidade, já que não houve, em nenhum momento, diferença maior que 10% entre os resultados dos deslocamentos horizontais e verticais, o que também ocorrerá para o ELS.

Através da Equação (8), foram analisadas três combinações de serviço, conforme o CBCA (2018), que levam em consideração a sobrecarga e os ventos em 0° e 90°:

$$F_{ser,1} = 1 \cdot G + 0,6 \cdot Q$$

$$F_{ser,2} = 1 \cdot G + 0,6 \cdot Q + 0,3 \cdot W_{90^\circ}$$

$$F_{ser,3} = 1 \cdot G + 0,6 \cdot Q + 0,3 \cdot W_{0^\circ}$$

As combinações do ELS foram aplicadas da mesma forma explicada na Seção 4.3. Com as cargas empregadas no pórtico, os resultados obtidos para os deslocamentos estão apresentados conforme a Tabela 22.

Tabela 22 – Tabela dos pontos com maiores deslocamentos em relação ao ELS.

Combinação	Ponto		Deslocamentos		Diferença
	Horizontal	Análise Linear (m)	Análise não-linear (m)		
	Vertical				
Combinação 1	6	0,0229	0,0231	-0,87%	
	5	-0,1323	-0,1338	-1,12%	
Combinação 2	6	0,0171	0,0172	-0,58%	
	5	-0,0740	-0,0744	-0,54%	
Combinação 3	6	0,0160	0,0160	0,00%	
	5	-0,0764	-0,0768	-0,52%	

Fonte: Autor

O ponto que apresenta maior deslocamento horizontal é o número 6 da combinação 1, com o valor de 0,0229 m. Conforme demonstrado, os pilares possuem 7 m de altura e devem respeitar a Equação (30). O deslocamento horizontal limite é de 0,0233 m. Sendo assim, o perfil atende ao critério.

No que se refere ao deslocamento vertical, o maior valor encontra-se no ponto de número 5 da combinação 1. Por meio da Seção 3.3, o deslocamento máximo deve ser menor do que a relação da Equação (31). Assim, o deslocamento vertical limite é de 16 cm, e o deslocamento máximo obtido é de 13,23 cm.

Com os resultados, evidencia-se que os perfis escolhidos para o pórtico respeitam aos critérios de ELS.

5.10.2 Flecha das terças

A Tabela C.1 da NBR 8800 (2008) informa que apenas para as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor raro, utiliza-se a Equação (32). Logo:

$$\delta < \frac{L}{120}$$

$$\delta < \frac{800}{120} = 6,67 \text{ cm}$$

Com isso, a NBR 8800 (2008) afirma que as cargas atuantes são determinadas

a partir da pior combinação rara de serviço.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m \cdot F_{G_i,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^m \cdot (\varphi_{1j} \cdot F_{Q_j,K}) \quad (37)$$

Seguindo o procedimento de cálculo feito por Fakury (2016), conforme calculado no Apêndice H.3, é possível encontrar a flecha por meio da equação:

$$\delta_{vertical} = \frac{5 \cdot Q \cdot l^4}{389 \cdot E \cdot I} \quad (38)$$

$$\delta_{vertical} = 0,43 \leq 6,67 \Rightarrow OK$$

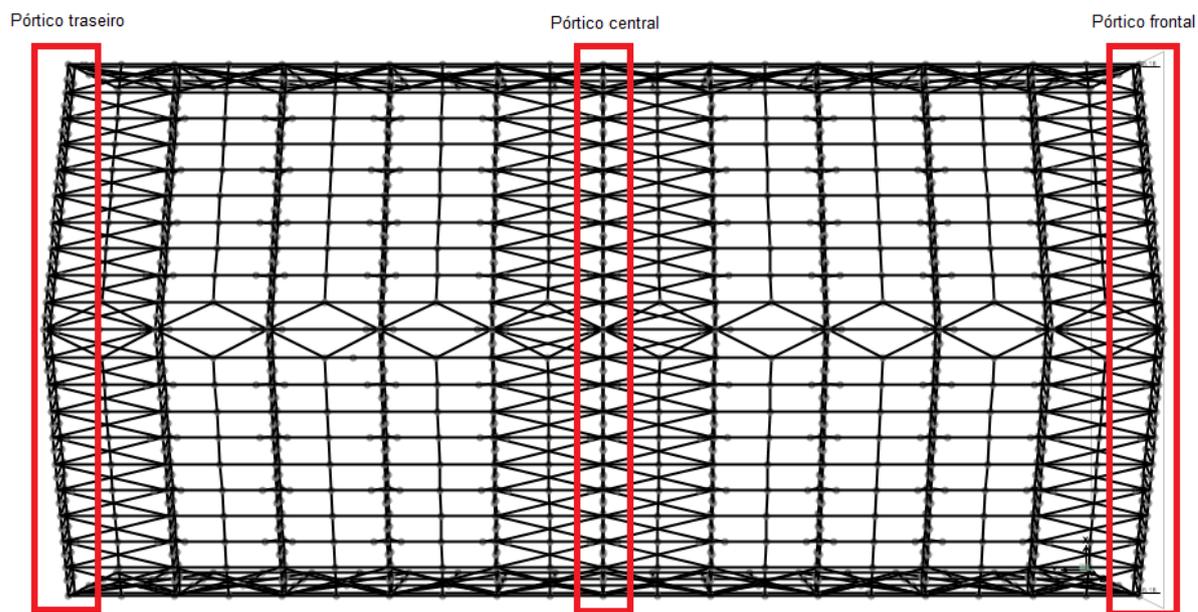
5.10.3 Deslocamento longitudinal na modelagem da estrutura em 3D

Com base no dimensionamento dos elementos e os recursos proporcionados pelo SAP2000® (2021), há viabilidade para a modelagem 3D da estrutura. Existe possibilidade de ser feita a análise do deslocamento longitudinal do pórtico após introduzir os perfis e as mesmas combinações de Estado Limite de Serviço que foram aplicadas na Seção 5.10.

As forças de vento foram empregadas conforme os coeficientes de forma obtidos durante a análise do vento atuante no pórtico, que variam pelo comprimento e faces do galpão, como demonstrados nas Figuras 24 e 25.

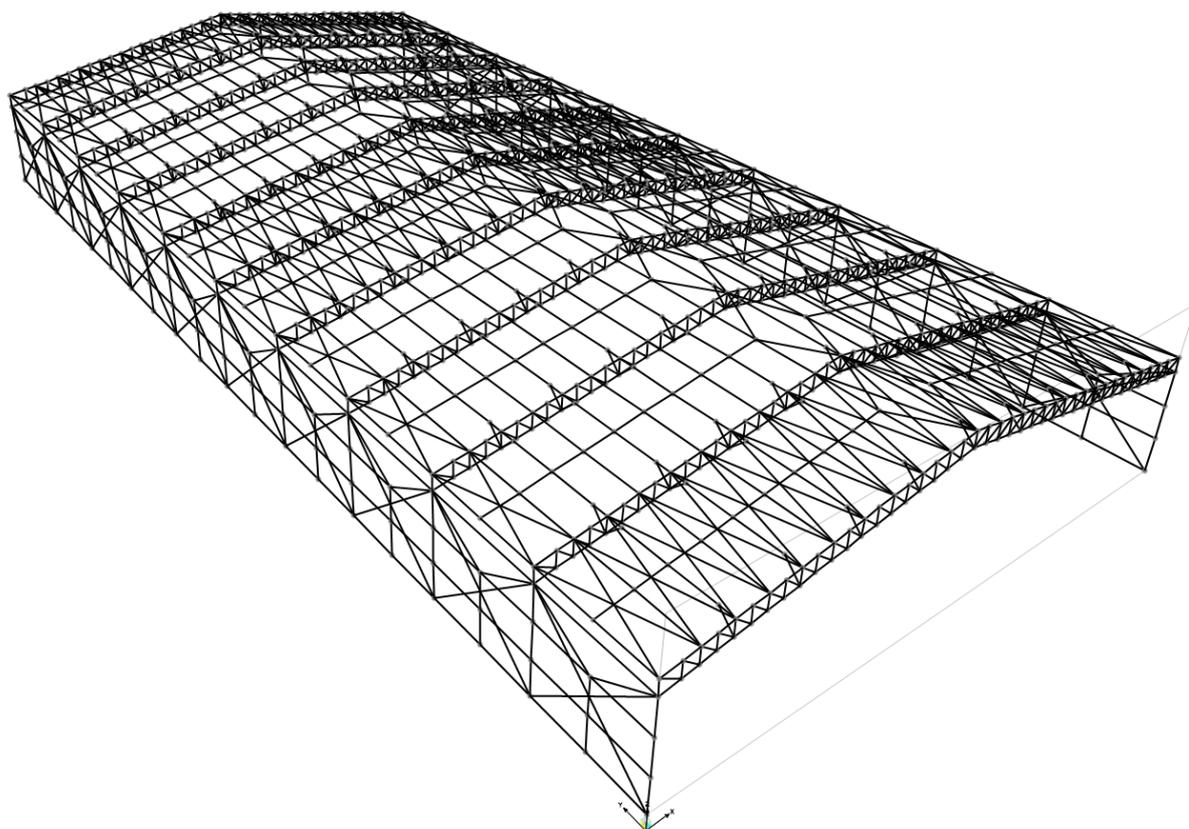
Foram aplicadas as mesmas observações feitas no pórtico plano: base dos pilares engastadas e ligações rotuladas nos nós presentes na treliça. Para a modelagem 3D, foram inseridas as terças, vigas de tapamento, mãos francesas, contraventamentos e tirantes. Estes dois últimos são configurados no *software* para trabalharem somente à tração na análise não-linear, o que pode explicar maiores diferenças entre os deslocamentos das verificações lineares e não-lineares.

Figura 35 – Vista superior da modelagem 3D e pórticos em análise.



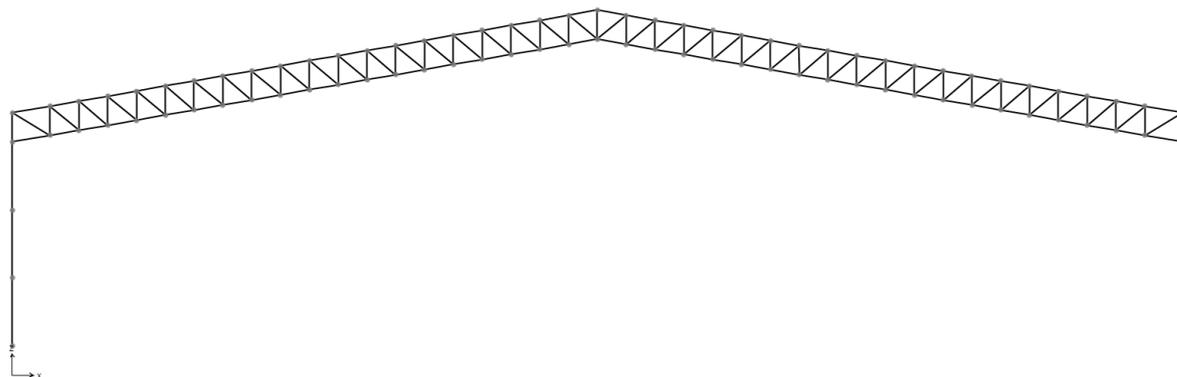
Fonte: Autor

Figura 36 – Modelagem 3D da estrutura global.



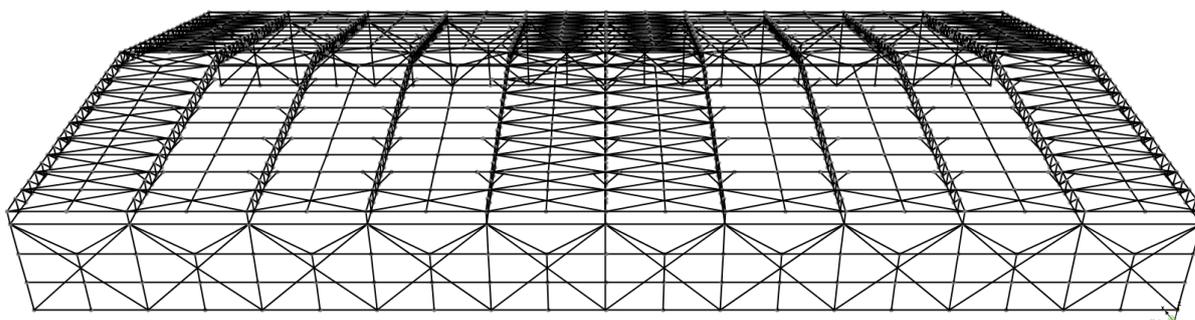
Fonte: Autor

Figura 37 – Face do pórtico.



Fonte: Autor

Figura 38 – Vista lateral da modelagem 3D.



Fonte: Autor

Tabela 23 – Deslocamentos obtidos pela modelagem 3D para o ELS.

Combinação	Ponto		Deslocamentos		Diferença
	Horizontal	Análise Linear (m)	Análise não-linear (m)		
	Vertical				
Longitudinal					
Combinação 1 Pórtico Frontal	6	0,0142	0,0134	5,97%	
	5	-0,0682	-0,0646	5,57%	
	2	0,0100	0,0100	0,00%	
Combinação 1 Pórtico Central	6	0,0225	0,0225	0,00%	
	5	-0,1243	-0,1241	0,16%	
	5	0,0002	0,0004	-50,00%	
Combinação 1 Pórtico Traseiro	6	0,0142	0,0134	5,97%	
	5	-0,0682	-0,0646	5,57%	
	2	-0,0099	-0,0100	-1,00%	
Combinação 2 Pórtico Frontal	6	0,0088	0,0083	6,02%	
	5	-0,0370	-0,0350	5,71%	
	5	-0,0054	-0,0060	-10,00%	
Combinação 2 Pórtico Central	6	0,0156	0,0156	0,00%	
	5	-0,0674	-0,0674	0,00%	
	3	-0,0005	-0,0006	-16,67%	
Combinação 2 Pórtico Traseiro	6	0,0087	0,0082	6,10%	
	5	-0,0370	-0,0350	5,71%	
	5	0,0041	0,0045	-8,89%	
Combinação 3 Pórtico Frontal	4	-0,0080	-0,0076	5,26%	
	5	-0,0384	-0,0364	5,49%	
	5	-0,0054	-0,0060	-10,00%	
Combinação 3 Pórtico Central	6	0,0166	0,0165	0,61%	
	5	0,0795	0,0794	0,13%	
	3	0,0004	0,0012	-66,67%	
Combinação 3 Pórtico Traseiro	4	-0,0118	-0,0111	6,31%	
	5	-0,0562	-0,0531	5,84%	
	5	0,0065	0,0079	-17,72%	

Fonte: Autor

Para os deslocamentos longitudinais estudados nesta seção, observam-se porcentagens maiores nas respectivas diferenças entre as análises. Porém, destaca-se que estes deslocamentos são obtidos em décimos de milímetros, que são medidas irrelevantes quando levadas em consideração as medidas totais da estrutura. Todos

os deslocamentos encontram-se no Apêndice H.4.

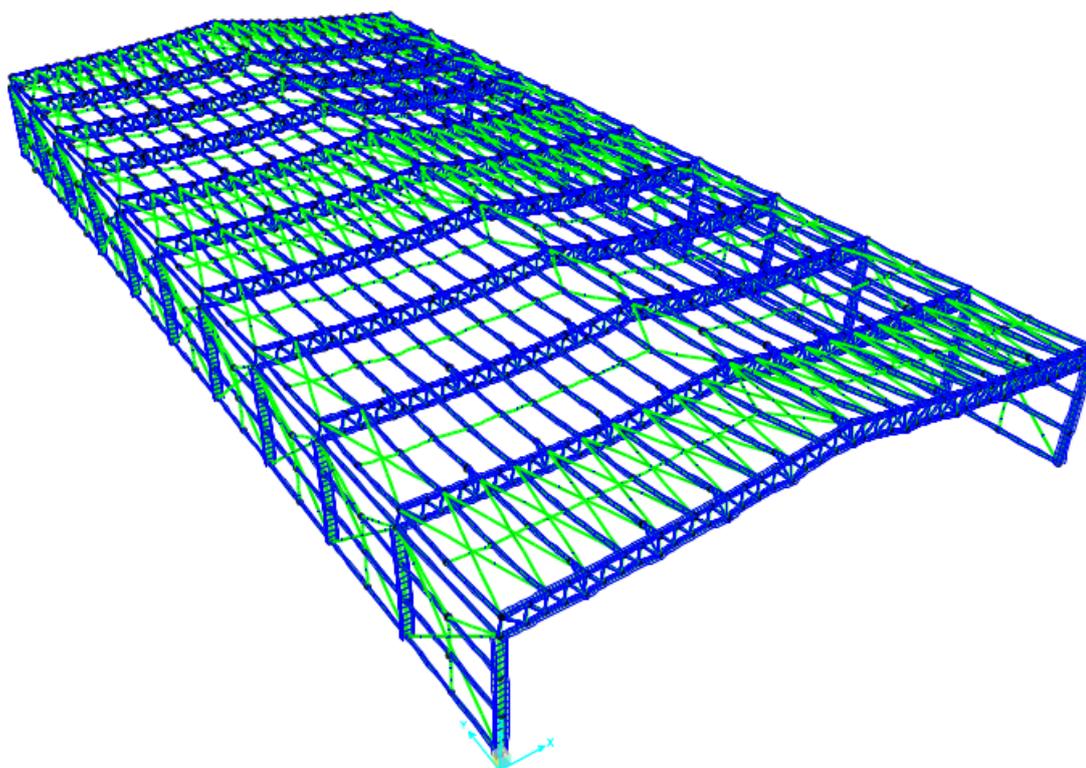
O maior deslocamento observado encontra-se na face frontal da combinação 1, nó 2, com o valor de 10 mm. Para realizar a verificação, utiliza-se a mesma conferência feita para o deslocamento horizontal limite. Como visto na Seção 5.10, o deslocamento lateral pode ser de no máximo 23,33 mm. Logo, admitindo este valor para o eixo longitudinal, conclui-se que a estrutura respeita esta condição.

Além disso, os deslocamentos horizontais e verticais também estão de acordo com o Estado Limite de Serviço e os maiores estão nos resultados da combinação 1. O maior deslocamento horizontal encontrado é de 22,5 mm. O maior valor para o deslocamento vertical é de 12,43 cm, menor do que o limite de 16 cm.

Logo, o comportamento global da estrutura satisfaz o Estado Limite de Serviço, validando os perfis escolhidos.

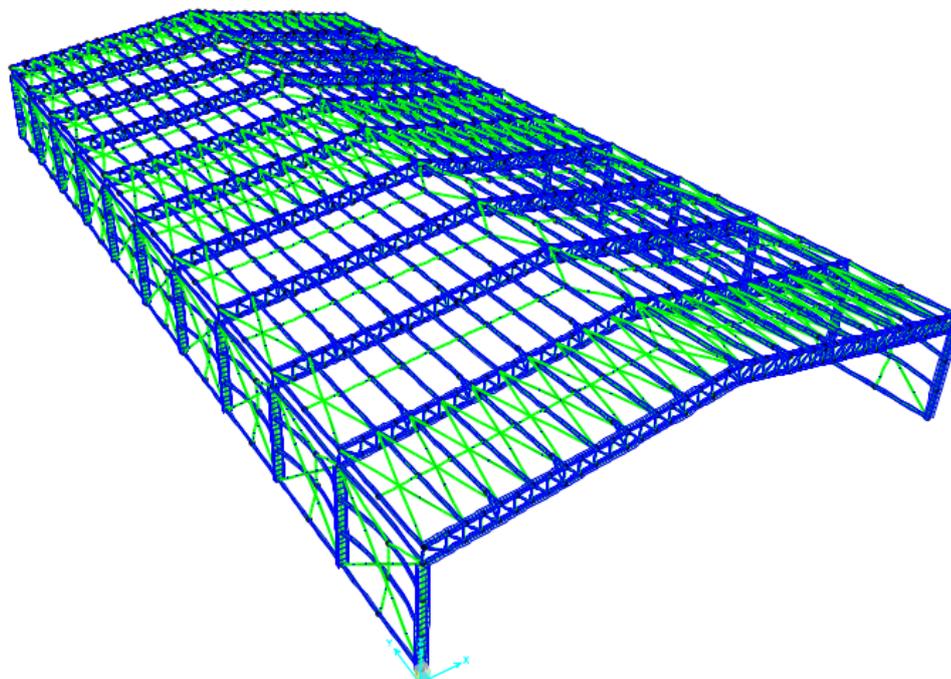
As Figuras 39, 40 e 41 esboçam a modelagem 3D da estrutura reagindo aos esforços solicitantes de cada combinação.

Figura 39 – Combinação 1: Deformação da estrutura aumentada em 20 vezes.



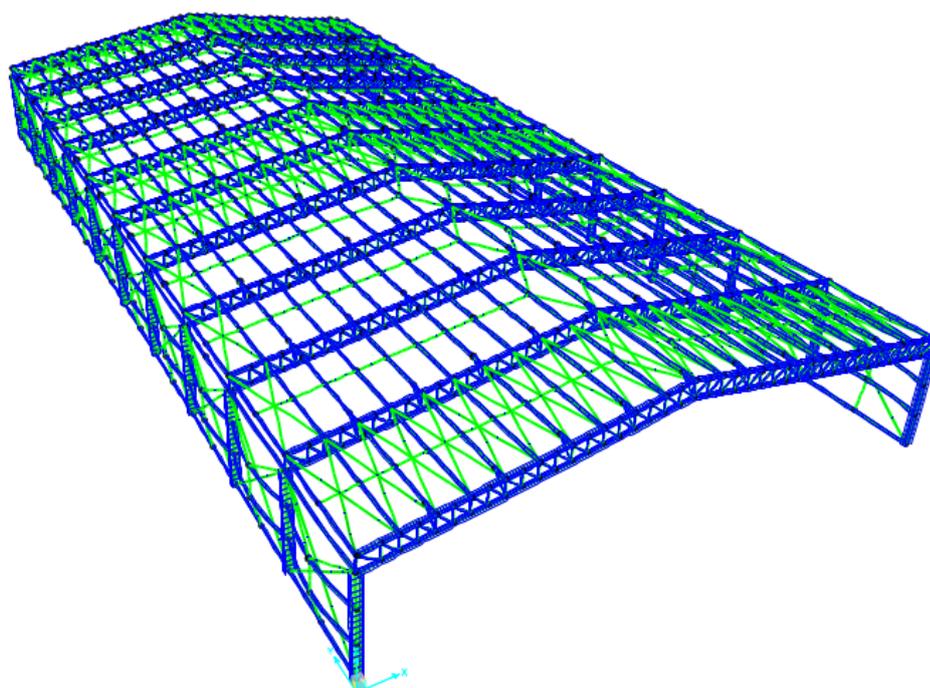
Fonte: Autor

Figura 40 – Combinação 2: Deformação da estrutura aumentada em 10 vezes.



Fonte: Autor

Figura 41 – Combinação 3: Deformação da estrutura aumentada em 10 vezes.



Fonte: Autor

Na Figura 39 observa-se uma deformação mais evidente na cobertura da estrutura, enquanto nas Figuras 40 e 41 observam-se menores deformações na cobertura, porém com deformações nas laterais que dependem das ações provocadas pelo vento.

5.11 AVALIAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO

Os valores do estudo de caso estão apresentados na Tabela 24. O consumo de aço atingido foi de 57,05 kg/m². Neste valor estão inclusos 15% na majoração do consumo para incluir elementos como parafusos e chapas, por exemplo. Ainda, ao analisar o gráfico do MIC/STI (1986), percebe-se que o resultado do estudo de caso encontra-se 18,5% abaixo do valor K2 teórico (70 kg/m²).

Tabela 24 – Taxa de consumo de aço para o estudo de caso.

Perfil	Comprimento (m)	Massa (kg)
L 101,6 x 14,57	117,48	1711,68
L 101,6 x 12,2	88,00	1073,60
L 101,6 x 9,8	288,64	2828,67
L 76,2 x 7,3	112,64	822,27
L 63,5 x 6,1	401,28	2447,81
L 152,4 x 29,20	11,00	321,20
2L 203,20 X 57,9	893,64	51741,76
L 38,1 x 3,48	253,80	883,22
ø12,5 mm	2268,24	2245,56
ø40 mm	425,20	4128,69
W 610 x 155	154,00	23870,00
U 254 x 29,76	2240,00	66662,40
Total		158736,87
Total (+15%)		182547,39
Área total (m ²)		3200,00
Consumo (kg/m ²)		57,05

Fonte: Autor

Conforme destacado pelo MIC/STI (1986), o avanço tecnológico exerce um impacto de grande relevância sobre a taxa de consumo de aço em galpões industriais. Comumente, estruturas construídas em períodos anteriores demonstram uma taxa de consumo de aço mais elevada em comparação às estruturas construídas posteriormente.

6 CONCLUSÃO

O trabalho realizado alcançou seu propósito de consolidar conhecimentos de engenharia de estrutura no contexto de galpões metálicos, aplicando conceitos e técnicas relacionadas. A escolha de um estudo de caso como ferramenta metodológica, reproduzindo o memorial de cálculo de um projeto de referência e adicionando implementações de complexidade ao modelo estrutural, demonstrou-se didática e adequada para atingir os objetivos do trabalho.

Os objetivos do trabalho incluíam o projeto, a análise e verificação da estabilidade e segurança da estrutura em aço para um galpão metálico de uso geral, considerando diferentes ações de vento de acordo com as normas vigentes, aplicando o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço conforme a NBR 8800 (2008)

Ao aplicar os conceitos e técnicas estudados, foi possível analisar e verificar a estabilidade e segurança da estrutura de forma adequada, considerando os requisitos das normas em relação aos estados limites. Isso implica que o trabalho abordou corretamente os aspectos necessários para garantir a estabilidade e a segurança da estrutura do galpão metálico, levando em conta as diferentes ações de vento.

Após o dimensionamento de todos os elementos do pórtico, a análise estrutural foi realizada através do FTOOL® (2018) e do SAP2000® (2021). Com mais recursos, o SAP2000® (2021) proporcionou a realização da comparação das análises lineares e não-lineares das combinações para classificar a deslocabilidade da estrutura como de pequena deslocabilidade.

Os resultados mostram que o galpão tem sua estabilidade garantida nos três eixos, já que todos os valores atendem ao Estado Limite de Serviço, que é responsável por transmitir aos usuários da edificação a boa utilização, segurança e conforto visual e que pode ser verificado no sentido longitudinal após a realização da modelagem 3D para a conferência global.

Em uma análise mais detalhada, percebe-se que os perfis estabelecidos, em alguns dos grupos, não são altamente solicitados, o que abre a possibilidade de uma nova escolha de perfil que poderia tornar a construção da estrutura mais viável financeiramente, mesmo que o consumo seja 18,5% menor do que fornece a bibliografia.

Com base nas informações fornecidas, pode-se concluir que o curso de Engenharia Civil desempenhou um papel fundamental no engajamento com o tema do estudo. As disciplinas específicas oferecidas no curso forneceram conceitos e ferramentas de análise estrutural que permitiram ao aluno compreender e desenvolver adequadamente o trabalho.

A relevância acadêmica das questões abordadas no estudo é destacada como fundamental para a consolidação da prática de projetos estruturais. Isso implica que as análises realizadas no trabalho contribuíram para a formação e aprimoramento

do aluno como Engenheiro Civil, fornecendo uma base sólida para a aplicação dos conhecimentos adquiridos no curso.

6.1 TRABALHOS FUTUROS

Considerando as restrições de tempo e recursos técnicos para a conclusão deste trabalho, foram identificados tópicos que não foram abordados. A fim de aprofundar o entendimento sobre o tema, é proposta realização dos seguintes estudos:

1. Avaliar e comparar outras dimensões para os elementos do pórtico;
2. Dimensionar individualmente cada elemento para que seja diminuída a folga das resistências às solicitações, otimizando os perfis;
3. Utilização ou criação de um algoritmo de otimização estrutural;
4. Considerar os vínculos como semi-rígidos, para uma análise mais precisa;
5. Estudo das ligações parafusadas em "zigue-zague";
6. Implementar outros modelos de treliça;
7. Analisar outras formas de amarração das telhas;
8. Complementar a análise da estrutura com a fundação. Portanto, é preciso criar combinações de esforços que levem em conta possíveis forças de tração atuando na fundação.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Wanderley Ribeiro. **Utilização de sistemas estruturais metálicos no atual cenário da construção civil brasileira**: Estudo de caso para a montagem de estrutura e cobertura de galpão industrial de médio porte. [S.l.], 2006.
- ALMEIDA ET AL. **Aço para construção civil**: propriedades e classificação. Revista de Engenharia e Tecnologia. [S.l.], 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA. **Manual Técnico**: Telhas de Aço. Rio de Janeiro, set. 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, set. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, mar. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, mar. 2008.
- BELLEI, Ildony H. **Edifícios Industriais em Aço**: Projeto e Cálculo. [S.l.], 1998.
- BORBA ET AL. **Aço na construção civil**: vantagens e desvantagens de sua utilização. Recife, 2009.
- BORBA ET AL. **Desenvolvimento do uso do aço na construção civil no Brasil: evolução, tecnologia e perspectivas**. 9. ed. Rio Grande do Sul: [s.n.], 2017.
- CHAVES, Michel Roque. Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves., 2007.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. SAP2000@v.24.0.0. Berkeley, CA, 2021.
- D'ALAMBERT, Flávio. **GALPÕES EM PÓRTICOS COM PERFIS ESTRUTURAIS LAMINADOS**. 2. ed. São Paulo: [s.n.], 2012.

FAKURY, Ricardo H. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. [S.l.], 2016.

MANFRIM, Stéfano Torres. **Estudo numérico para a determinação de pressões devidas à ação do vento em edifícios industriais**. [S.l.], 2006.

MARTHA, L. F. *Two-dimensional Frame Analysis Tool: FTOOL @v.4.00.04*. Rio de Janeiro, 2018.

MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA E DO COMÉRCIO. SECRETARIA DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (MIC/STI)**. Brasília, 1986.

PFEIL, Walter. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático**. Rio de Janeiro, 2009.

PRAVIA Z. DREHMER G., JÚNIOR E. **Galpões para Usos Gerais**. 4. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2018.

PRAVIA, Z. M. C. Programa para cálculo de esforço devido ao vento de edificações com planta retangular e telhado a duas águas, segundo NBR 6123/1988: *VisualVentos@v.2.0.2*. Passo Fundo, 2008.

SIMÕES ET AL. **Análise de estudos sobre o uso do aço na construção civil brasileira**. Rio Grande do Sul: [s.n.], 2019.

WAHRHAFTIG, A. M. **Ação do vento em estruturas esbeltas com efeito geométrico**. 2. ed. São Paulo, 2017.

Apêndices

APÊNDICE A – LIGAÇÕES PARAFUSADAS

1. Grupo 1:

- Banzos - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 520,608 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{(520,608/2)}{76,790} = 4 \text{ parafusos}$$

- Diagonais - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 194,856 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{194,856}{76,790} = 3 \text{ parafusos}$$

- Montantes - Parafusos de 16 mm:

$$F_{V,Sd} = 139,115 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{139,115}{49,148} = 3 \text{ parafusos}$$

2. Grupo 2:

- Banzos - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 880,991 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{(880,991/2)}{76,790} = 6 \text{ parafusos}$$

- Diagonais - Parafusos de 16 mm:

$$F_{V,Sd} = 127,281 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{127,281}{49,148} = 3 \text{ parafusos}$$

- Montantes - Parafusos de 16 mm:

$$F_{V,Sd} = 111,980 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{111,980}{49,148} = 3 \text{ parafusos}$$

3. Grupo 3:

- Banzos - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 1122,835 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{(1122,835/2)}{76,79} = 8 \text{ parafusos}$$

- Diagonais - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = 90,404 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{90,404}{30,965} = 3 \text{ parafusos}$$

- Montantes - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = -82,436 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{82,436}{30,965} = 3 \text{ parafusos}$$

4. Grupo 4:

- Banzos - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 1246,139 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{(1246,139/2)}{76,79} = 10 \text{ parafusos}$$

- Diagonais - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = 53,256 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{53,256}{30,965} = 2 \text{ parafusos}$$

- Montantes - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = -42,096 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{52,892}{30,965} = 2 \text{ parafusos}$$

5. Grupo 5:

- Banzos - Parafusos de 20 mm:

$$F_{V,Sd} = 1263,339 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{(1263,339/2)}{76,79} = 10 \text{ parafusos}$$

- Diagonais - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = 54,118 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{54,118}{30,965} = 2 \text{ parafusos}$$

- Montantes - Parafusos de 12,7 mm:

$$F_{V,Sd} = 42,096 \text{ kN}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{42,096}{30,965} = 2 \text{ parafusos}$$

6. Montante Central - Parafusos de 20 mm:

- $F_{V,Sd} = 418,414 \text{ kN}$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{418,414}{76,79} = 6 \text{ parafusos}$$

7. Mão francesa - Parafusos de 12,7 mm:

- $F_{V,Sd} = 31,580 \text{ kN}$
Número de parafusos = $\frac{31,580}{30,965} = 2$ parafusos

APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO DE DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

- Verificação quanto à Esbeltez:

Segundo o item 5.3.4 da NBR 8800 (2008) e descrito no item 3.1 deste trabalho, o índice de esbeltez das barras comprimidas não deve ser superior a 200. Logo,

$$\left. \begin{aligned} \frac{l_x}{r_x} &= \frac{700}{25,58} = 27,365 \\ \frac{l_y}{r_y} &= \frac{233}{7,38} = 31,572 \end{aligned} \right\} \leq 200$$

- Verificação quanto à Compressão:

- 1º: Verificação do perfil para flambagem local da mesa

$$\frac{b}{t} = \frac{324}{19} = 8,53$$

$$\frac{b}{t} \lim = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,839$$

- 1º: Verificação do perfil para flambagem local da alma

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{573}{12,7} = 45,12$$

$$\frac{b}{t} \lim = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,143$$

Como o perfil escolhido respeita o intervalo $\frac{h_w}{t_w} > \frac{b}{t} \lim$, a NBR 8800 (2008) afirma que deve ser calculado o fator de redução total Q dado por:

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (39)$$

Deve-se calcular o fator de redução Q_a , dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (40)$$

Em que A_g é a área bruta e A_{ef} a área efetiva da seção transversal, que pode ser encontrada através da equação:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) \cdot t \quad (41)$$

Este somatório estende-se a todos os elementos AA. Nessa expressão b e t são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, conforme Tabela F.1 (NBR 8800, 2008) e b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, conforme F.3.2 (NBR 8800, 2008). b_{ef} pode ser encontrado por:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{C_a}{\frac{b}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \quad (42)$$

Onde C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e igual a 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, que de forma conservadora, pode-se tomar $\sigma = f_y$.

Assim, dando prosseguimento aos cálculos, temos que:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 1,27 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} \cdot \left[1 - \frac{0,34}{\frac{57,3}{12,7}} \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} \right] = 54,27 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = 198,1 - (57,3 - 54,27) \cdot 1,27 = 194,2 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{194,2}{198,1} = 0,98$$

Logo, o fator de redução da Equação (39) é:

$$Q = 0,98 \cdot 1 = 0,98$$

- 2º - Força axial de flambagem elástica:

Nesta etapa, deve-se encontrar o valor de N_{ex} pela fórmula:

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

Para encontrar o comprimento equivalente $K_x \cdot L_x$, L_x é o comprimento do pilar, equivalente a 700 cm. Sendo assim, a NBR 8800 (2008) afirma que para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto, o coeficiente de flambagem K_x é dado no item E.2.1 da norma. Então, $K_x = 0,8$ e $K_x \cdot L_x = 560$.

Logo, podemos encontrar N_{ex} pela Equação (18).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 129583}{(0,8 \cdot 700)^2}$$

$$N_{ex} = 81564,601 \text{ kN}$$

Para encontrar o comprimento equivalente $K_y \cdot L_y$, a distância entre as vigas de tapamento lateral foi determinada como travamento para o fator L_y , que será de 233 cm. Como determinado para o eixo x, o coeficiente de flambagem K_y é dado no item E.2.1 da norma. Então, $K_y = 1$ e $K_y \cdot L_y = 233$. Logo, podemos encontrar N_{ey} pela Equação (18).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 10783}{(1 \cdot 233)^2}$$

$$N_{ey} = 27226,700 \text{ kN}$$

A última força axial de flambagem que deve ser determinada é N_{ez} .

Então:

$$N_{ez} = \frac{1}{26,623^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 9436714}{(2 \cdot 233)^2} + 7700 \cdot 200,77 \right] = 14282,975 \text{ kN}$$

- 3º - Índice de esbeltez reduzido λ_0

Neste caso, utiliza-se o menor valor encontrado para a força axial de flambagem elástica para a cantoneira, que é N_{ez} . Logo:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,98 \cdot 198,1 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{14282,97}}$$

$$\lambda_0 = 0,583$$

Como $\lambda_0 < 1,5$, $\chi = 0,658\lambda_0^2$. Logo:

$$\chi = 0,867$$

Finalmente, é possível determinar o valor de resistência à compressão pela equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,867 \cdot 0,98 \cdot 198,1 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 3829,163 \text{ kN}$$

Pode-se verificar se o perfil resiste à solicitação encontrada no *software*:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$150,011 \leq 3829,163 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Tração:

- 1º - ELU de escoamento da seção bruta:

Segundo a NBR 8800 (2008):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{198,1 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 4502,273 \text{ kN}$$

Para o ELU de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$148,850 \leq 4502,273 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à esforço Cortante:

$$A_w = 2 \cdot 0,324 \cdot 0,019 = 0,012 \text{ m}^2$$

Se $\lambda < \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_p I}{\gamma_{a1}}$$

$$\lambda = \frac{324}{1,1} = 12,756$$

$$\lambda_p = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 69,570$$

Logo:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot 0,012 \cdot 250 \cdot 10^6 = 1846,800 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1846,80}{1,1} = 1678,909 \text{ kN}$$

$$96,852 \leq 1678,909 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Flexão:

- Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573}{12,7} = 45,118$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Para o Item G.2 da NBR 8800 (2008), se $\lambda < \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 4749,1 \cdot 25 = 1187,275 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{1187,275}{1,1} = 1079,341 \text{ kN/m}$$

- Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{t} = \frac{324}{19} = 8,526$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

Para o Item G.2 da NBR 8800 (2008), se $\lambda < \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 4749,1 \cdot 25 = 1187,275 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{1187,275}{1,1} = 1079,341 \text{ kN/m}$$

- Flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{l_b}{r_y} = \frac{233}{7,38} = 31,572$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 49,780$$

Para o Item G.2 da NBR 8800 (2008), se $\lambda < \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 4749,1 \cdot 25 = 1187,275 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{1187,275}{1,1} = 1079,341 \text{ kN/m}$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} é de 1079,341 kN/m.

Por fim, deve-se analisar as atuações dos esforços axiais e momento fletor em conjunto.

1. Combinação 5:

$$\begin{aligned} N &= -150,111 \text{ kN} \\ M &= 532,938 \text{ kN/m} \\ \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} &= 0,039 \\ \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} < 0,2 &\Rightarrow \frac{150,011}{2.3829,16} + \frac{539,238}{1079,34} = 0,519 \leq 1 \end{aligned}$$

2. Combinação 8:

$$\begin{aligned} N &= 148,850 \text{ kN} \\ M &= 510,330 \text{ kN/m} \\ \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} &= 0,033 \\ \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} < 0,2 &\Rightarrow \frac{148,850}{2.4502,272} + \frac{510,330}{1079,34} = 0,489 \leq 1 \end{aligned}$$

3. Combinação 9:

$$\begin{aligned} N &= 74,418 \text{ kN} \\ M &= 510,330 \text{ kN/m} \\ \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} &= 0,017 \\ \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} < 0,2 &\Rightarrow \frac{74,418}{2.4502,272} + \frac{429,973}{1079,34} = 0,407 \leq 1 \end{aligned}$$

APÊNDICE C – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO PARA PERFIS CANTONEIRA L

Este Apêndice representa o procedimento de cálculo realizado para o dimensionamento dos perfis cantoneira L da treliça. São utilizados como referência os montantes do grupo 1.

C.1 MONTANTES DO GRUPO 1

O perfil escolhido foi:

L 101,6 x 12,2

- Verificação quanto à Compressão:

- 1º: Verificação do perfil para flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{101,6}{7,94} = 12,8$$

$$\frac{b}{t} \lim = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,727$$

$$\frac{b}{t} \sup = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 25,739$$

Como o perfil escolhido respeita o intervalo $\frac{b}{t} \lim < \frac{b}{t} < \frac{b}{t} \sup$, a NBR 8800 (2008) afirma que para cantoneiras de abas iguais o fator de redução total associado à flambagem local Q é igual à Q_s , e que Q_s é calculado pela da equação:

$$Q_s = 1340 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$Q_s = 1340 - 0,76 \cdot 12,727 \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}}$$

$$Q_s = Q = 0,996$$

- 2º - Força axial de flambagem elástica da cantoneira:

$$\frac{L}{r} = \frac{100}{3,15} = 31,746$$

$$K_{x1} \cdot L_{x1} = 72 \cdot r_{x1} + 0,75 \cdot L_{x1}$$

$$K_{x1} \cdot L_{x1} = 72 \cdot 0,0315 + 0,75 \cdot 1,000$$

$$K_{x1} \cdot L_{x1} = 3,018$$

Logo, podemos encontrar N_{ex} pela Equação (18).

$$N_{ex} = \frac{\pi \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 154 \cdot 10^{-7}}{3,018}$$

$$N_{ex} = 333742,865 \text{ N}$$

- 3º - Índice de esbeltez reduzido λ_0

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,966 \cdot 15,48 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{333742,865}}$$

$$\lambda_0 = 1,075$$

Como $\lambda_0 < 1,5$, $\chi = 0,658\lambda_0^2$. Logo:

$$\chi = 0,617$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,617 \cdot 0,996 \cdot 15,48 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 216,112 \text{ kN}$$

Pode-se verificar se o perfil resiste à solicitação encontrada no *software*:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$136,428 \leq 216,112 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Tração:

- 1º - ELU de escoamento da seção bruta:
Segundo a NBR 8800 (2008):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{15,48 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 351,818 \text{ kN}$$

Portanto, para o ELU de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$139,115 \leq 351,818 \Rightarrow OK$$

- 2º - ELU de ruptura da seção líquida efetiva

Como a força de tração não é transmitida uniformemente a toda a seção transversal no local da ligação, $C_t \neq 1,0$.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (43)$$

Sendo e_c a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra. Para cálculo do comprimento da ligação l_c , pode-se supor

inicialmente a distância entre os centros dos furos igual a $3 \cdot d_b$ (mínimo de norma), em que d_b é o diâmetro de cada furo considerando danos mecânicos na hora da furação. Logo:

$$l_c = 3 \cdot 1,95 = 5,85 \text{ cm}$$

$$C_t = 1 - \frac{2,84}{5,85} = 0,757$$

$$A_n = A_g - (t_f \cdot d_b) = 15,48 - (0,794 \cdot 1,95) = 13,932 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 13,932 \cdot 0,757 = 10,550 \text{ cm}^2$$

Então, para $N_{t,Rd}$:

$$N_{t,Rd} = \frac{10,550 \cdot 400 \cdot 10^6}{1,35} = 312,592 \text{ kN}$$

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$139,115 \leq 312,592 \Rightarrow OK$$

C.2 BANZOS

O perfil escolhido foi:

2L 203,20 X 57,9

- Verificação quanto à Compressão:

- 1º: Verificação do perfil para flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{203,20}{19,05} = 10,67$$

$$\frac{b}{t} \lim = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,727$$

$$\frac{b}{t} \sup = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,91 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}} = 25,739$$

Como o perfil escolhido respeita o intervalo $\frac{b}{t} < \frac{b}{t} \lim$, a NBR 8800 (2008) afirma que para cantoneiras de abas iguais Q é igual à Q_s , e que Q_s é igual a 1,00. Logo, $Q = 1,00$.

- 2º - Força axial de flambagem elástica da cantoneira:

Para encontrar o comprimento equivalente $K_{x1} \cdot L_{x1}$, é necessário conhecer o resultado da divisão de $\frac{L}{r}$. L_x é o comprimento do banzo entre os travamentos, equivalente a 131 cm para o grupo 1, pois o primeiro travamento dos cantos se encontra entre um espaçamento maior de montantes, e de 100 cm para os demais grupos; r é o raio de giração no eixo. Logo:

$$\frac{L}{r} = \frac{231}{6,27} = 36,846$$

A NBR 8800 (2008) afirma que para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto, o coeficiente de flambagem K_x é dado no item E.2.1 da norma. Então, $K_x = 1$ e $K_x \cdot L_x = 1,31$.

Então, é possível encontrar N_{ex} pela Equação (18).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 580,22}{1 \cdot 1,31^2}$$

$$N_{ex} = 66739022,97 \text{ N}$$

Para encontrar o comprimento equivalente $K_y \cdot L_y$, foi determinada como travamento a distância entre terças para o fator L_y , equivalente a 2,31 m para o grupo 1, pois o primeiro travamento dos cantos se encontra entre um espaçamento maior de montantes. Por consequência, deve-se somar 1,31 m entre o primeiro vão de montantes com 1,00 m do segundo vão de montantes até a terça. Logo:

$$\frac{L}{r} = \frac{231}{9,21} = 25,090$$

Da mesma maneira encontrada para o eixo x , o coeficiente de flambagem K_y é dado no item E.2.1 da norma. Então, $K_y = 1$ e $K_y \cdot L_y = 2,31$.

Logo, pode-se encontrar N_{ey} pela Equação (18).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 1251,319}{1 \cdot 2,31^2}$$

$$N_{ey} = 46288605,66 \text{ N}$$

A última força axial de flambagem que deve ser determinada é N_{ez} .

$$N_{ez} = \frac{1}{11,139^2} \cdot [77000 \cdot 10^6 \cdot 178,524 \cdot 10^{-8}] = 11079414,40 \text{ N}$$

- 3º - Índice de esbeltez reduzido λ_0

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,000 \cdot 147,62 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{11079414,40}}$$

$$\lambda_0 = 0,577$$

Como $\lambda_0 < 1,5$, $\chi = 0,658\lambda_0^2$. Logo:

$$\chi = 0,870$$

Finalmente, é possível determinar o valor de resistência à compressão pela equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,870 \cdot 1,000 \cdot 147,62 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 2918,397 \text{ kN}$$

Pode-se verificar se o perfil resiste à solicitação encontrada no *software*:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$1263,339 \leq 2918,397 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Tração:

- 1º - ELU de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{147,62 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 3355,00 \text{ kN}$$

Para o ELU de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$1184,491 \leq 3355,000 \Rightarrow OK$$

- 2º - ELU de ruptura da seção líquida efetiva

Cada lado do vão do pórtico tem 5 divisões no comprimento do banzo. As ligações entre eles apresentam 10 parafusos, que são dispostos em duas fileiras de 5. Para o cálculo da área, deve ser descontada a área dos mesmos 4 vezes da área bruta A_g .

$$A_e = A_n \cdot C_t$$

$$C_t \neq 1,0.$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$$l_c = 3 \cdot 2,35 = 7,05 \text{ cm}^2.$$

$$C_t = 1 - \frac{5,79}{56,4} = 0,897$$

$$A_n = A_g - (t_f \cdot d_b) = 147,62 - (4 \cdot 2,35 \cdot 1,905) = 129,713 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 129,713 \cdot 0,897 = 116,397 \text{ cm}^2$$

Então, para $N_{t,Rd}$:

$$N_{t,Rd} = \frac{116,397 \cdot 400 \cdot 10^6}{1,35} = 3448,792 \text{ kN}$$

Deve-se escolher o menor valor encontrado entre o ELU de escoamento da seção bruta e o ELU de ruptura da seção líquida efetiva para fazer a análise e verificar se o perfil escolhido suporta os carregamentos.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$1184,491 \leq 3355,000 \Rightarrow OK$$

O banzo inferior segue exatamente os mesmos procedimentos do banzo superior. Porém, para a resistência à compressão, seu comprimento de flambagem L_y é de 431 cm. Este é o valor encontrado após adoção do sistema de mãos francesas para realizar o travamento lateral do banzo. Foi escolhido espaçar as mãos francesas a cada 2 terças porque existe uma mão francesa na região da cumeeira, e após isso espaçá-las igualmente nos dois lados do vão. Foi também realizada uma análise para um comprimento de 231 cm, porém esta resultou em uma resistência equivalente, já que N_{ey} , para $L_y = 4,31 \text{ m}$, é maior que N_{ez} , como é demonstrado:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 1251,319}{1 \cdot 4,31^2}$$

$$N_{ey} = 13296689,22 \text{ N}$$

$$N_{ez} = 11079414,40 \text{ N}$$

$$N_{ey} > N_{ez}$$

APÊNDICE D – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

Para os eixos X e Y:

$$F_{1,x} = 1,25 \cdot 0 + 1,5 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}$$

$$F_{1,y} = 1,25 \cdot 0,538 + 1,5 \cdot 0,538 = 1,481 \text{ kN/m}$$

Figura 42 – Combinação 1: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.



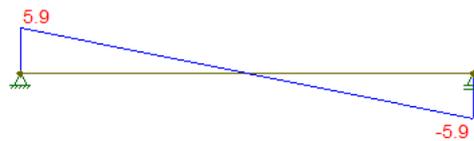
Fonte: Autor

Figura 43 – Combinação 1: Diagrama de esforço axial no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 44 – Combinação 1: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 45 – Combinação 1: Diagrama de momento no eixo Y.

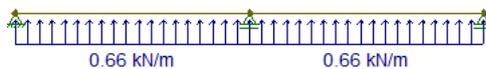


Fonte: Autor

$$F_{2,x} = 1,4 \cdot \text{sen}(10) \cdot -2,725 = -0,662 \text{ kN/m}$$

$$F_{2,y} = 1 \cdot 0,538 + 1,4 \cdot \text{cos}(10) \cdot -2,725 = -3,218 \text{ kN/m}$$

Figura 46 – Combinação 2: Carregamento distribuído na terça no eixo X.



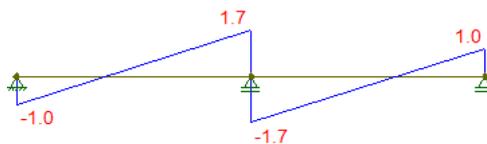
Fonte: Autor

Figura 47 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo X.



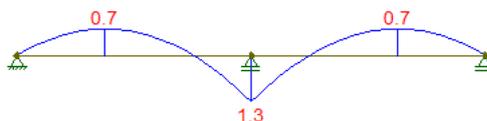
Fonte: Autor

Figura 48 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo X.



Fonte: Autor

Figura 49 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo X.



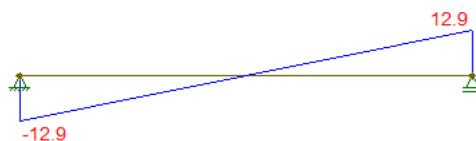
Fonte: Autor

Figura 50 – Combinação 2: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 52 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.



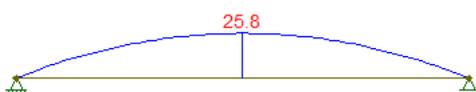
Fonte: Autor

Figura 51 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 53 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo Y.

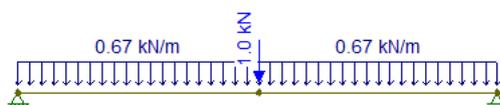


Fonte: Autor

$$F_{3,x} = 1,25 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}$$

$$F_{3,y} = 1,25 \cdot 0,538 + 1 = 0,673 \text{ kN/m} + 1 \text{ kN}$$

Figura 54 – Combinação 3: Carregamento distribuído na terça no eixo Y.



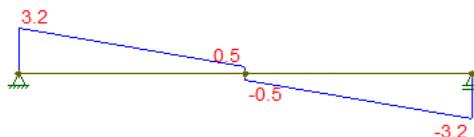
Fonte: Autor

Figura 55 – Combinação 3: Diagrama de esforço axial no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 56 – Combinação 3: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 57 – Combinação 3: Diagrama de momento no eixo Y.



Fonte: Autor

O perfil escolhido foi:

U 254 x 29,76

- Verificação quanto ao esforço Cortante nos eixos X e Y:

Segundo a NBR 8800 (2008), Em seções U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada por:

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot f_y \tag{44}$$

Logo, para o eixo X:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{69,570}{11,1} = 6,267$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,570$$

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot (2 \cdot 0,06957 \cdot 0,0111) \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 210,607 \text{ kN}$$

$$V_{x,Sd} \leq V_{x,Rd}$$

$$1,7 \leq 210,607 \Rightarrow \text{OK}$$

Logo, para o eixo Y:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254 - 2 \cdot 11,1}{9,63} = 24,071$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,570$$

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot 0,254 \cdot 0,00963 \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 333,548 \text{ kN}$$

$$V_{y,Sd} \leq V_{y,Rd}$$

$$12,9 \leq 333,548 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto ao Momento Fletor em X:

A Nota 3 da Tabela G.1 da NBR 8800 (2008) afirma que para uma seção em U, o estado limite de flambagem local da mesa (FLM) só é aplicado quando a extremidade livre das mesas é comprimida pelo momento fletor. Como não se aplica, calcula-se somente a flambagem local da alma. Assim:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254-2 \cdot 11,1}{9,36} = 24,071 \quad \lambda_p = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31,678$$

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}},$$

$$M_{pl} = Z_y = 65,527 \cdot 250 \cdot 10^6 = 16381,822 \text{ N/m}$$

$$M_{x,Rd} = \frac{16381,822}{1,1} = 14,892 \text{ kN/m}$$

$$1,3 \leq 14,892 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto ao Momento Fletor em Y:

Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254-2 \cdot 11,1}{9,36} = 24,071 \quad \lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,349$$

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}},$$

$$M_{pl} = Z_y = 316,932 \cdot 250 \cdot 10^6 = 79232,975 \text{ N/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{79232,975}{1,1} = 72,030 \text{ kN/m}$$

Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{69,57}{11,1} = 6,268 \quad \lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,748$$

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}},$$

$$M_{pl} = Z_y = 316,932 \cdot 250 \cdot 10^6 = 79232,975 \text{ N/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{79232,975}{1,1} = 72,030 \text{ kN/m}$$

Flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{4}{0,0176} = 227,273 \lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,780$$

Segundo a Nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800 (2008), a expressão para determinar λ_r é:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad (45)$$

Para C_w :

$$C_w = \frac{t_f \cdot b_{f0}^3 \cdot h_0^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot b_{f0} \cdot t_f + 2 \cdot h_0 \cdot t_w}{6 \cdot b_{f0} \cdot t_f + h_0 \cdot t_w} \right) \quad (46)$$

Para b_{f0} :

$$B_{f0} = b_f - \frac{t_w}{2} = 0,06957 - \frac{0,00963}{2} = 0,0647 \text{ m}$$

Para h_0 :

$$h_0 = d - t_f = 0,254 - 0,0111 = 0,243 \text{ m}$$

Para β_1 :

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot W}{E \cdot J} \quad (47)$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot 250 \cdot 0,000259}{200000 \cdot 1,32 \cdot 10^{-7}} = 1,711$$

Logo,

$$C_w = \frac{0,011 \cdot 0,0647^3 \cdot 0,243^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot 0,0647 \cdot 0,011 + 2 \cdot 0,243 \cdot 0,00963}{6 \cdot 0,0647 \cdot 0,011 + 0,243 \cdot 0,00963} \right) = 1,523 \cdot 10^{-8}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{1,17 \cdot 10^{-6} \cdot 1,32 \cdot 10^{-7}}}{0,0176 \cdot 1,32 \cdot 10^{-7} \cdot 1,711} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,523 \cdot 10^{-8} \cdot 1,711^2}{1} \cdot 1,7 \cdot 10^{-6}}} \quad \lambda_r = 212,058$$

Assim, percebe-se que o valor de λ_{FLT} se encontra no intervalo:

$$\lambda_{FLT} > \lambda_r$$

Então, pela NBR 8800 (2008):

$$M_{FLT,Rd} = \frac{M_{Cr}}{\gamma_{a1}} < \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (48)$$

$$M_{Cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \sqrt{1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}}} \quad (49)$$

$$M_{Cr} = \frac{1 \cdot \pi^2 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 1,17 \cdot 10^{-6}}{4^2} \cdot \sqrt{\frac{1,523 \cdot 10^{-8}}{1,17 \cdot 10^{-6}} \cdot \sqrt{1 + 0,039 \cdot \frac{1,32 \cdot 10^{-7} \cdot 4^2}{1,523 \cdot 10^{-8}}}}$$

$$M_{Cr} = 41,746 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{41,746}{1,1} = 37,951 \text{ kN/m}$$

Por fim, deve-se tomar o menor momento encontrado para FLA, FLM e FLT. Sendo assim:

$$M_{y,Rd} = 37,951$$
$$25,8 \leq 37,951 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Flexão composta:

Através da Equação (27):

$$\frac{1,3}{14,893} + \frac{25,8}{37,951} = 0,767 \leq 1 \Rightarrow OK$$

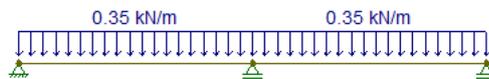
APÊNDICE E – MEMORIAL DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE TAPAMENTO

Para os eixos X e Y:

$$F_{1,x} = 1,25 \cdot 0 + 1,5 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}$$

$$F_{1,y} = 1,25 \cdot 0,280 + 1,5 \cdot 0 = 0,350 \text{ kN/m}$$

Figura 58 – Combinação 1: Carregamento distribuído na viga no eixo Y.



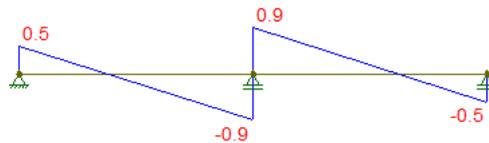
Fonte: Autor

Figura 59 – Combinação 1: Diagrama de esforço axial no eixo Y.



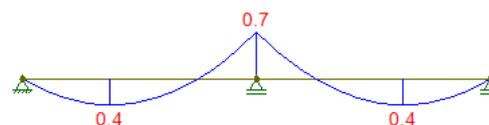
Fonte: Autor

Figura 60 – Combinação 1: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 61 – Combinação 1: Diagrama de momento no eixo Y.

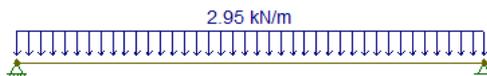


Fonte: Autor

$$F_{2,x} = 1,4 \cdot -2,105 = -2,947 \text{ kN/m}$$

$$F_{2,y} = 1 \cdot 0,280 = 0,280 \text{ kN/m}$$

Figura 62 – Combinação 2: Carregamento distribuído na viga no eixo X.



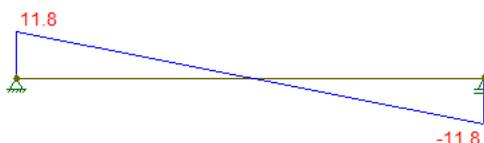
Fonte: Autor

Figura 63 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo X.



Fonte: Autor

Figura 64 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo X.



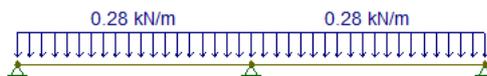
Fonte: Autor

Figura 65 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo X.



Fonte: Autor

Figura 66 – Combinação 2: Carregamento distribuído na viga no eixo Y.



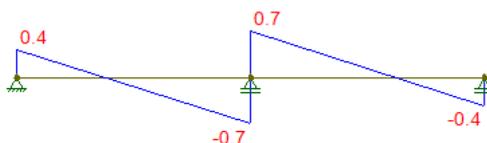
Fonte: Autor

Figura 67 – Combinação 2: Diagrama de esforço axial no eixo Y.



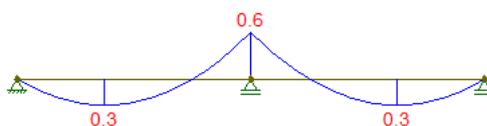
Fonte: Autor

Figura 68 – Combinação 2: Diagrama de esforço cortante no eixo Y.



Fonte: Autor

Figura 69 – Combinação 2: Diagrama de momento no eixo Y.



Fonte: Autor

U 254 x 29,76

- Verificação quanto à esforço Cortante nos eixos X e Y:

Segundo a NBR 8800 (2008), em seções U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada por:

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

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

Em que:

- d : d é a altura total da seção transversal;
- t_w : é a espessura da(s) alma(s).

Para o eixo X:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254-2 \cdot 11,1}{9,63} = 24,071$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,570$$

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot 0,254 \cdot 0,00963 \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 333,548 \text{ kN}$$

$$V_{y,Sd} \leq V_{y,Rd}$$

$$11,8 \leq 333,548 \Rightarrow OK$$

Logo, para o eixo Y:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{69,570}{11,1} = 6,267$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_y \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,570$$

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot (2 \cdot 0,06957 \cdot 0,0111) \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 210,607 \text{ kN}$$

$$V_{x,Sd} \leq V_{x,Rd}$$

$$0,9 \leq 210,607 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto ao Momento Fletor em X:

Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254 - 2 \cdot 11,1}{9,36} = 24,071$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,349$$

Se $\lambda \leq \lambda_p$, $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$,

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 316,932 \cdot 250 \cdot 10^6 = 79232,975 \text{ N/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{79232,975}{1,1} = 72,030 \text{ kN/m}$$

Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{69,57}{11,1} = 6,268$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,748$$

Se $\lambda \leq \lambda_p$, $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$,

$$M_{pl} = Z_y = 316,932 \cdot 250 \cdot 10^6 = 79232,975 \text{ N/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{79232,975}{1,1} = 72,030 \text{ kN/m}$$

Flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{4}{0,0176} = 227,273 \quad \lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,780$$

Segundo a Nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800 (2008), a expressão para determinar λ_r é:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

Para C_w :

$$C_w = \frac{t_f \cdot b_{f0}^3 \cdot h_0^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot b_{f0} \cdot t_f + 2 \cdot h_0 \cdot t_w}{6 \cdot b_{f0} \cdot t_f + h_0 \cdot t_w} \right)$$

Para b_{f0} :

$$B_{f0} = b_f - \frac{t_w}{2} = 0,06957 - \frac{0,00963}{2} = 0,0647 \text{ m}$$

Para h_0 :

$$h_0 = d - t_f = 0,254 - 0,0111 = 0,243 \text{ m}$$

Para β_1 :

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot W}{E \cdot J}$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot 250 \cdot 0,000259}{200000 \cdot 1,32 \cdot 10^{-7}} = 1,711$$

Logo:

$$C_w = \frac{0,011 \cdot 0,0647^3 \cdot 0,243^2}{12} \cdot \left(\frac{3 \cdot 0,0647 \cdot 0,011 + 2 \cdot 0,243 \cdot 0,00963}{6 \cdot 0,0647 \cdot 0,011 + 0,243 \cdot 0,00963} \right) = 1,523 \cdot 10^{-8}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{1,17 \cdot 10^{-6} \cdot 1,32 \cdot 10^{-7}}}{0,0176 \cdot 1,32 \cdot 10^{-7} \cdot 1,711} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,523 \cdot 10^{-8} \cdot 1,711^2}{1}}}, 17 \cdot 10^{-6}$$

$$\lambda_r = 212,058$$

Assim, percebe-se que o valor de λ_{FLT} se encontra no intervalo:

$$\lambda_{FLT} > \lambda_r$$

Então, pela NBR 8800 (2008):

$$M_{FLT,Rd} = \frac{M_{Cr}}{\gamma_{a1}} < \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{Cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \sqrt{1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}}}$$

$$M_{Cr} = \frac{1 \cdot \pi^2 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 1,17 \cdot 10^{-6}}{4^2} \cdot \sqrt{\frac{1,523 \cdot 10^{-8}}{1,17 \cdot 10^{-6}} \cdot \sqrt{1 + 0,039 \cdot \frac{1,32 \cdot 10^{-7} \cdot 4^2}{1,523 \cdot 10^{-8}}}}$$

$$M_{Cr} = 41,746 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{41,746}{1,1} = 37,951 \text{ kN/m}$$

Por fim, deve-se tomar o menor momento encontrado para FLA, FLM e FLT. Sendo assim:

$$M_{x,Rd} = 37,951$$

$$23,6 \leq 37,951 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto à Flexão composta:

Através da Equação (27):

$$\frac{0,7}{14,893} + \frac{23,6}{37,951} = 0,669 \leq 1 \Rightarrow OK$$

- Verificação quanto ao Momento Fletor em Y:

A Nota 3 da Tabela G.1 da NBR 8800 (2008) afirma que para uma seção em U, o estado limite de flambagem local da mesa (FLM) só é aplicado quando a extremidade livre das mesas é comprimida pelo momento fletor. Como o projeto em questão não se encontra nesta situação, calcula-se somente a flambagem local da alma. Assim:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{254 - 2 \cdot 11,1}{9,36} = 24,071$$

$$\lambda_p = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31,678$$

$$\text{Se } \lambda \leq \lambda_p, M_{r,d} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}},$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 65,527 \cdot 250 \cdot 10^6 = 16381,822 \text{ N/m}$$

$$M_{Y,Rd} = \frac{16381,822}{1,1} = 14,892 \text{ kN/m}$$

$$0,7 \leq 14,892 \Rightarrow OK$$

APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO DE CONTRAVENTAMENTOS E TIRANTES

Neste Apêndice serão demonstrados os procedimentos de cálculo para contra-ventamentos e tirantes.

F.1 CONTRAVENTAMENTOS

- Contraventamento de cobertura:

$$F = \gamma_q \cdot Q \cdot S_{vao} = 1,4 \cdot 0,903 \cdot (1,136 \cdot 11,44) = 16,447 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{16,447}{\cos(28,31)} = 18,681 \text{ kN}$$

1. Estado Limite Último de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{gy}}{\gamma_{a1}} = \frac{1,27 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 28,790 \text{ kN}$$

2. Estado Limite Último de escoamento da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_{gu}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 \cdot 1,27 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^6}{1,35} = 28,150 \text{ kN}$$

Adota-se a bitola de 12,5 mm. Logo:

$$18,681 \leq 28,150 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

- Contraventamento vertical:

$$F = \gamma_q \cdot Q \cdot S_{vao} = 1,4 \cdot 0,903 \cdot 102,65 = 129,853 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{129,853}{\cos(41,19)} = 172,556 \text{ kN}$$

Adota-se a bitola de 40 mm. Logo:

1. Estado Limite Último de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{gy}}{\gamma_{a1}} = \frac{1,237 \cdot 10^{-3} \cdot 250 \cdot 10^6}{1,1} = 281,190 \text{ kN}$$

2. Estado Limite Último de escoamento da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,75 \cdot A_{gu}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 \cdot 1,237 \cdot 10^{-3} \cdot 400 \cdot 10^6}{1,35} = 274,941 \text{ kN}$$

$$172,556 \leq 274,941 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

F.2 TIRANTES

- Tirantes de cobertura:

Os carregamentos demonstrados na Seção 5.6.2 são utilizados no cálculo da combinação de esforços da equação:

$$F_{d,x} = 1,25 \cdot F_G + 1,5 \cdot F_Q$$

$$F_{d,x} = (1,25 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1) \cdot \text{sen}(10) = 0,282 \text{ kN/m}$$

Aplica-se, então, $F_{d,x}$ no comprimento dos elementos:

$$\text{Comprimento T1} = 2,31 + 8 \cdot 2 = 18,31 \text{ m}$$

$$\text{Comprimento T2} = \sqrt{4^2 + 2^2} = 4,472 \text{ m}$$

As cargas atuantes em T1 e T2 são:

$$T1 = 18,31 \cdot 0,282 = 5,167 \text{ kN}$$

$$T2 = 4,472 \cdot 0,282 = 1,262 \text{ kN}$$

Adota-se a bitola de 12,5 mm. Logo:

$$1,262 \leq 5,167 \leq 28,150 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

Assim, a barra de bitola 12,5 mm resiste.

- Tirantes verticais:

Os carregamentos demonstrados na Seção 5.6.2 são utilizados no cálculo da combinação de esforços da equação:

$$F_{d,y} = 1,25 \cdot F_G + 1,5 \cdot F_Q$$

$$F_{d,y} = (1,25 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0) = 1,25 \text{ kN/m}$$

Aplica-se, então, $F_{d,y}$ no comprimento dos elementos:

$$\text{Comprimento T1} = 2,33 \cdot 2 = 4,66 \text{ m}$$

$$\text{Comprimento T2} = \sqrt{4^2 + 2,33^2} = 4,631 \text{ m}$$

Logo, as cargas atuantes em T1 e T2 são:

$$T1 = 4,66 \cdot 1,25 = 5,833 \text{ kN}$$

$$T2 = 4,631 \cdot 1,25 = 5,788 \text{ kN}$$

Adota-se a mesma bitola, 12,5 mm. Logo:

$$5,788 \leq 5,833 \leq 28,150 \text{ kN} \Rightarrow OK$$

Assim, a barra de bitola 12,5 mm resiste.

APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DE MÃO FRANCESA

$$\frac{L}{r} = \frac{1,41}{0,0074} = 190,540 \leq 200 \Rightarrow OK$$

$$N_{t,Rd} = 89,690 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 50,331 \text{ kN}$$

O maior esforço axial absoluto no banzo inferior é de 1263,339 kN. Logo:

$$N_{sd} = 2,5\% \cdot 1263,339 = 31,58 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq 50,331 \Rightarrow OK$$

APÊNDICE H – DESLOCAMENTOS

H.1 DESLOCAMENTOS EM RELAÇÃO AO ELU

Tabela 25 – Combinação 1: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 1						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0021	-0,0021	0,00%	0,0000	0,0000	-0,72%
PONTO 2	0,0046	0,0046	0,00%	-0,0430	-0,0433	-0,69%
PONTO 3	0,0097	0,0098	-1,02%	-0,0003	-0,0003	0,00%
PONTO 4	-0,0044	-0,0044	0,00%	0,0000	0,0000	-0,07%
PONTO 5	0,0039	0,0039	0,00%	-0,0431	-0,0433	-0,46%
PONTO 6	0,1360	0,1370	-0,73%	-0,0001	-0,0001	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 26 – Combinação 2: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 2						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0066	-0,0066	0,00%	-0,0002	-0,0002	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	-0,13%	-0,0472	-0,0473	-0,21%
PONTO 3	0,0066	0,0066	0,00%	-0,0002	-0,0002	0,00%
PONTO 4	-0,0099	-0,0100	-1,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	-0,12%	-0,0474	-0,0474	0,00%
PONTO 6	0,0099	0,0100	-1,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 27 – Combinação 3: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 3						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0187	0,0185	1,08%	0,0006	0,0006	0,00%
PONTO 2	0,0076	0,0075	1,33%	0,0895	0,0894	0,11%
PONTO 3	-0,0060	-0,0060	0,00%	0,0001	0,0001	0,00%
PONTO 4	0,0265	0,0262	1,15%	0,0002	0,0002	0,00%
PONTO 5	0,0065	0,0064	1,56%	0,0905	0,0898	0,78%
PONTO 6	-0,0112	-0,0112	0,00%	0,0001	0,0001	0,07%

Fonte: Autor

Tabela 28 – Combinação 4: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 4						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0107	0,0106	0,94%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,95%	0,0795	0,0786	1,15%
PONTO 3	-0,0107	-0,0106	0,94%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 4	0,0165	0,0163	1,23%	0,0001	0,0001	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	1,15%	0,0797	0,0789	1,01%
PONTO 6	-0,0164	-0,0163	0,61%	0,0001	0,0001	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 29 – Combinação 5: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 5						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0280	-0,0285	-1,75%	-0,0009	-0,0009	0,00%
PONTO 2	0,0002	0,0002	0,00%	-0,2062	-0,2097	-1,67%
PONTO 3	0,0285	0,0290	-1,72%	-0,0009	-0,0009	0,00%
PONTO 4	-0,0429	-0,0436	-1,61%	-0,0003	-0,0003	0,00%
PONTO 5	0,0002	0,0002	0,00%	-0,2069	-0,2104	-1,66%
PONTO 6	0,0434	0,0441	-1,59%	-0,0003	-0,0003	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 30 – Combinação 6: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 6						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0187	0,0184	1,63%	0,0006	0,0006	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	1,42%	0,1373	0,1352	1,55%
PONTO 3	-0,0187	-0,0184	1,63%	0,0006	0,0006	0,00%
PONTO 4	0,0286	0,0282	1,42%	0,0002	0,0002	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	1,62%	0,1377	0,1356	1,55%
PONTO 6	-0,0286	-0,0282	1,42%	0,0002	0,0002	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 31 – Combinação 7: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 7						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0008	0,0008	0,00%	0,0000	0,0000	0,08%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,23%	0,0065	0,0065	0,00%
PONTO 3	-0,0008	-0,0008	0,00%	0,0000	0,0000	0,08%
PONTO 4	0,0013	0,0013	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,27%	0,0066	0,0065	1,54%
PONTO 6	-0,0013	-0,0013	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 32 – Combinação 8: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 8						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0266	0,0262	1,53%	0,0009	0,0009	0,00%
PONTO 2	0,0075	0,0073	2,74%	0,1485	0,1466	1,30%
PONTO 3	-0,0140	-0,0139	0,72%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 4	0,0386	0,0380	1,58%	0,0003	0,0003	0,00%
PONTO 5	0,0064	0,0062	3,23%	0,1490	0,1471	1,29%
PONTO 6	-0,0235	-0,0233	0,86%	0,0002	0,0002	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 33 – Combinação 9: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite Último.

COMBINAÇÃO 9						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	0,0232	0,0230	0,87%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 2	0,0122	0,0122	0,00%	0,0834	0,0828	0,72%
PONTO 3	0,0004	0,0004	0,00%	0,0003	0,0003	0,00%
PONTO 4	0,0297	0,0295	0,68%	0,0002	0,0002	0,00%
PONTO 5	0,0118	0,0117	0,85%	0,0837	0,0831	0,72%
PONTO 6	-0,0052	-0,0052	0,00%	0,0001	0,0001	0,02%

Fonte: Autor

H.2 DESLOCAMENTOS EM RELAÇÃO AO ELS

Tabela 34 – Combinação 1: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.

COMBINAÇÃO 1						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0178	-0,0180	-1,11%	-0,0006	-0,0006	0,00%
PONTO 2	0,0002	0,0002	0,00%	-0,1319	-0,1333	-1,05%
PONTO 3	0,0183	0,0185	-1,08%	-0,0006	-0,0006	0,00%
PONTO 4	-0,0229	-0,0231	-0,87%	-0,0002	-0,0002	0,00%
PONTO 5	0,0002	0,0002	0,00%	-0,1323	-0,1338	-1,12%
PONTO 6	0,0229	0,0231	-0,87%	-0,0002	-0,0002	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 35 – Combinação 2: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.

COMBINAÇÃO 2						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0087	-0,0088	-1,14%	-0,0003	-0,0003	0,00%
PONTO 2	0,0016	0,0016	0,00%	-0,0737	-0,0742	-0,67%
PONTO 3	0,0115	0,0116	-0,86%	-0,0004	-0,0004	0,00%
PONTO 4	-0,0138	-0,0139	-0,72%	-0,0001	-0,0001	-0,01%
PONTO 5	0,0014	0,0014	0,00%	-0,0740	-0,0744	-0,54%
PONTO 6	0,0171	0,0172	-0,58%	-0,0001	-0,0001	0,00%

Fonte: Autor

Tabela 36 – Combinação 3: Deslocamentos no pórtico em relação ao Estado Limite de Serviço.

COMBINAÇÃO 3						
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0105	-0,0105	0,00%	-0,0003	-0,0003	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	-0,55%	-0,0762	-0,0766	-0,52%
PONTO 3	0,0105	0,0105	0,00%	-0,0003	-0,0003	0,00%
PONTO 4	-0,0160	-0,0160	0,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	-0,55%	-0,0764	-0,0768	-0,52%
PONTO 6	0,0160	0,0160	0,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%

Fonte: Autor

$$\delta_{max, horizontal} < \frac{H}{300}$$

$$\delta_{max, horizontal} < \frac{7000}{300} < 23,33 \text{ mm}$$

O maior deslocamento horizontal obtido é encontrado nos pontos 4 e 6 da combinação 1, e equivale a 22,9 mm.

$$\delta_{horizontal} < \delta_{max, horizontal}$$

$$22,9 < 23,33 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

$$\delta_{max, vertical} < \frac{l}{250}$$

$$\delta_{max, vertical} < \frac{40000}{250} < 16,00 \text{ cm}$$

O maior deslocamento vertical obtido é encontrado no ponto 5 da combinação 1, 13,23 cm.

$$\delta_{vertical} < \delta_{max, vertical}$$

$$13,23 < 16,00 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

Estes valores confirmam que os perfis escolhidos para o galpão metálico deste trabalho respeitam as condições impostas pela NBR 8800 (2008).

H.3 VERIFICAÇÃO DA FLECHA DAS TERÇAS

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m \cdot F_{Gi,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^m \cdot (\varphi_{1j} \cdot F_{Qj,K}) \quad (50)$$

Logo:

$$F_{ser,y} = 0,5385 + 0,5385 + 0,6 \cdot \cos(10) \cdot -2,725 = -0,533 \text{ kN}$$

Seguindo o procedimento de cálculo feito por Fakury (2016), é possível encontrar a flecha por meio da equação:

$$\delta = \frac{5 \cdot Q \cdot l^4}{389 \cdot E \cdot I} \tag{51}$$

$$\delta_y = \frac{5 \cdot 0,00533 \cdot 800^4}{389 \cdot 20000 \cdot 3290} = 0,43 \text{ cm}$$

$$0,43 \leq 6,67 \Rightarrow OK$$

H.4 DESLOCAMENTO LONGITUDINAL

Figura 70 – Combinação 1: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D.

PÓRTICO FRONTAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0094	-0,0089	5,62%	-0,0003	-0,0003	0,00%	-0,0004	0,0000	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0680	-0,0644	5,59%	0,0100	0,0100	0,00%
PONTO 3	0,0094	0,0088	6,82%	-0,0003	-0,0003	0,00%	-0,0004	-0,0001	300,00%
PONTO 4	-0,0142	-0,0135	5,19%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0682	-0,0646	5,57%	-0,0099	-0,0103	-3,88%
PONTO 6	0,0142	0,0134	5,97%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%

PÓRTICO CENTRAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0169	-0,0169	0,00%	-0,0005	-0,0005	0,00%	0,0000	0,0002	-100,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,00%	-0,1238	-0,1237	0,08%	0,0000	0,0002	-100,00%
PONTO 3	0,0169	0,0169	0,00%	-0,0005	-0,0005	0,00%	0,0000	0,0002	-100,00%
PONTO 4	-0,0225	-0,0225	0,00%	-0,0002	-0,0002	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	-0,1243	-0,1241	0,16%	0,0002	0,0004	-50,00%
PONTO 6	0,0225	0,0225	0,00%	-0,0002	-0,0002	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%

PÓRTICO TRASEIRO									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0094	-0,0089	5,62%	-0,0003	-0,0003	0,00%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	-0,95%	-0,0680	-0,0644	5,59%	-0,0099	-0,0100	-1,00%
PONTO 3	0,0094	0,0088	6,82%	-0,0003	-0,0003	0,00%	0,0004	0,0004	0,00%
PONTO 4	-0,0142	-0,0135	5,19%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0682	-0,0646	5,57%	0,0092	0,0100	-8,00%
PONTO 6	0,0142	0,0134	5,97%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%

Fonte: Autor

Figura 71 – Combinação 2: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D.

PÓRTICO FRONTAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0041	-0,0039	5,13%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0006	0,0002	200,00%
PONTO 2	0,0011	0,0010	10,00%	-0,0369	-0,0349	5,73%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 3	0,0061	0,0056	8,93%	-0,0002	-0,0002	0,00%	-0,0007	-0,0007	0,00%
PONTO 4	-0,0066	-0,0063	4,76%	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0009	-0,0010	-10,00%
PONTO 5	0,0010	0,0009	11,11%	-0,0370	-0,0350	5,71%	-0,0054	-0,0060	-10,00%
PONTO 6	0,0088	0,0083	6,02%	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0006	-0,0006	0,00%

PÓRTICO CENTRAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0079	-0,0079	0,00%	-0,0002	-0,0002	0,00%	-0,0004	-0,0001	300,00%
PONTO 2	0,0016	0,0016	0,00%	-0,0672	-0,0671	0,15%	-0,0004	-0,0003	33,33%
PONTO 3	0,0105	0,0105	0,00%	-0,0003	-0,0003	0,00%	-0,0005	-0,0006	-16,67%
PONTO 4	-0,0125	-0,0124	0,81%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%
PONTO 5	0,0013	0,0013	0,00%	-0,0674	-0,0674	0,00%	-0,0003	-0,0002	50,00%
PONTO 6	0,0156	0,0156	0,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0000	0,0000	0,00%

PÓRTICO TRASEIRO									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0043	-0,0040	7,50%	-0,0001	-0,0001	0,00%	-0,0002	-0,0001	100,00%
PONTO 2	0,0010	0,0010	0,00%	-0,0369	-0,0349	5,73%	-0,0010	-0,0006	66,67%
PONTO 3	0,0059	0,0056	5,17%	-0,0002	-0,0002	0,00%	-0,0003	-0,0005	-40,00%
PONTO 4	-0,0067	-0,0063	6,35%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0009	0,0010	-10,00%
PONTO 5	0,0008	0,0008	0,00%	-0,0370	-0,0350	5,71%	0,0041	0,0045	-8,89%
PONTO 6	0,0087	0,0082	6,10%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0006	0,0006	0,00%

Fonte: Autor

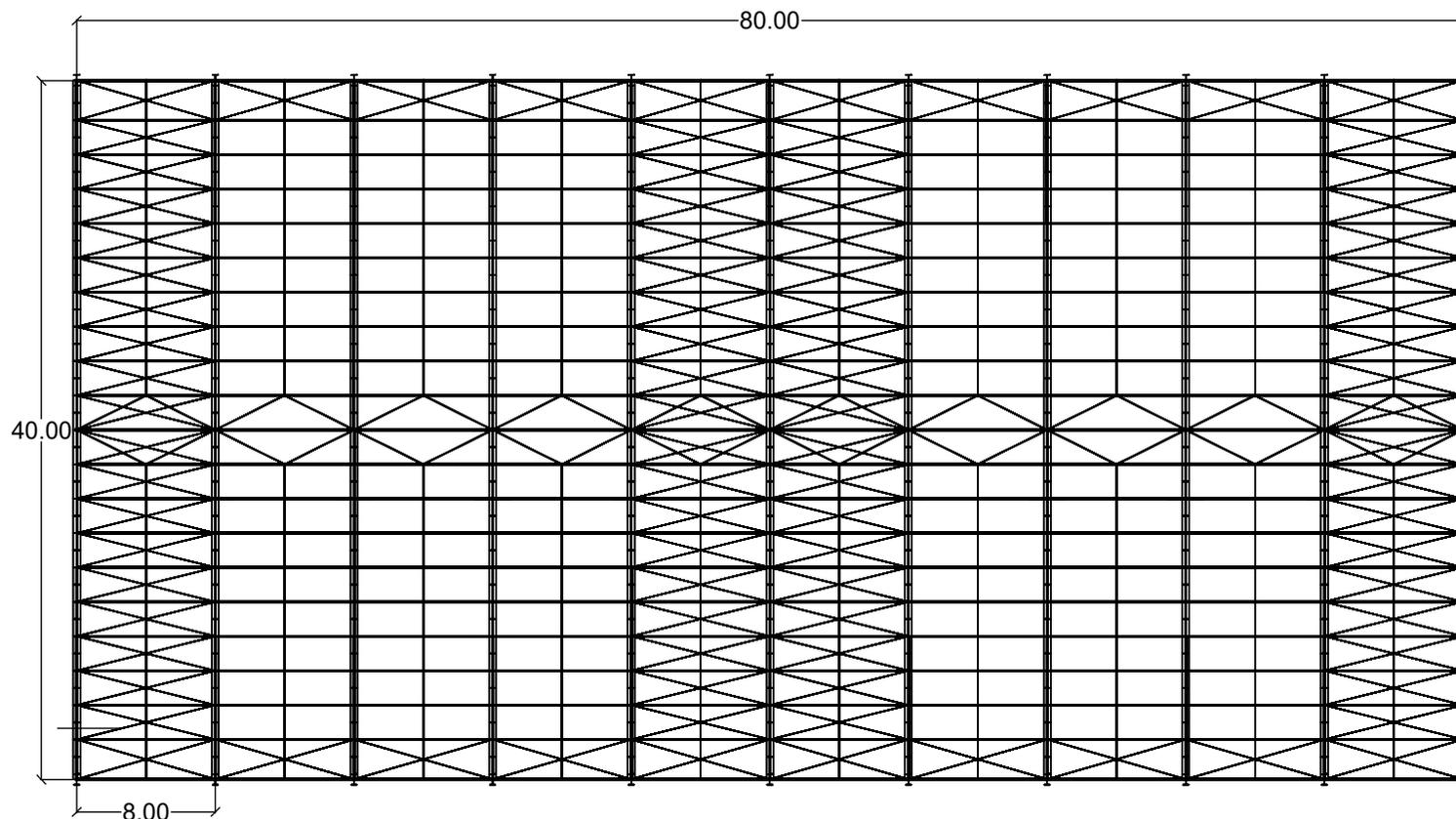
Figura 72 – Combinação 3: deslocamentos dos pórticos da modelagem 3D.

PÓRTICO FRONTAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0053	-0,0050	6,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0002	0,0011	-81,82%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0383	-0,0363	5,51%	0,0001	0,0001	0,00%
PONTO 3	0,0053	0,0050	6,00%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0002	0,0010	-80,00%
PONTO 4	-0,0080	-0,0076	5,26%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0005	0,0010	-50,00%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0384	-0,0364	5,49%	-0,0054	-0,0060	-10,00%
PONTO 6	0,0080	0,0076	5,26%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0005	0,0010	-50,00%

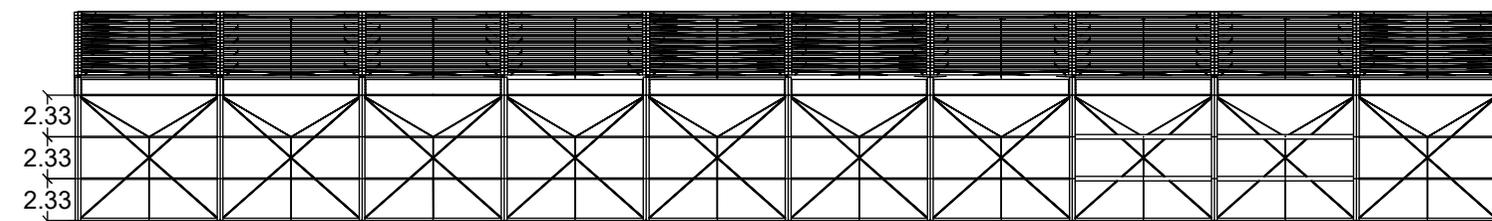
PÓRTICO CENTRAL									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0109	-0,0108	0,93%	-0,0003	-0,0003	0,00%	0,0004	0,0012	-66,67%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0792	-0,0791	0,13%	-0,0004	-0,0003	33,33%
PONTO 3	0,0108	0,0108	0,00%	-0,0003	-0,0003	0,00%	0,0004	0,0012	-66,67%
PONTO 4	-0,0166	-0,0165	0,61%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0001	0,0003	-66,67%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	0,0795	-0,0794	-200,13%	-0,0002	-0,0001	100,00%
PONTO 6	0,0166	0,0165	0,61%	-0,0001	-0,0001	0,00%	0,0001	0,0003	-66,67%

PÓRTICO TRASEIRO									
LOCAL	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	HORIZONTAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	VERTICAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	VERTICAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE LINEAR)	LONGITUDINAL (m) (ANÁLISE NÃO-LINEAR)	DIFERENÇA
PONTO 1	-0,0078	-0,0073	6,85%	-0,0002	-0,0002	0,00%	0,0007	0,0014	-50,00%
PONTO 2	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0560	-0,0529	5,86%	-0,0012	-0,0007	71,43%
PONTO 3	0,0076	0,0072	5,56%	-0,0002	-0,0002	0,00%	0,0007	0,0013	-46,15%
PONTO 4	-0,0118	-0,0111	6,31%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0005	0,0007	-28,57%
PONTO 5	0,0000	0,0000	0,00%	-0,0562	-0,0531	5,84%	0,0065	0,0079	-17,72%
PONTO 6	0,0116	0,0110	5,45%	0,0000	0,0000	0,00%	0,0005	0,0007	-28,57%

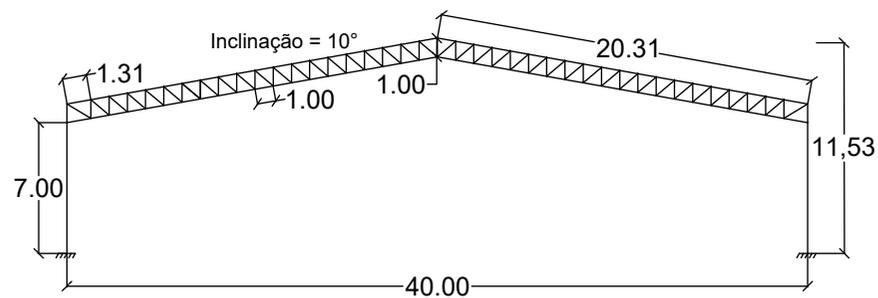
Fonte: Autor



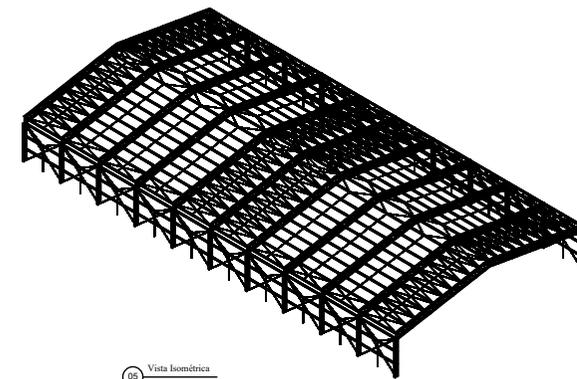
01 Vista Superior
1:150



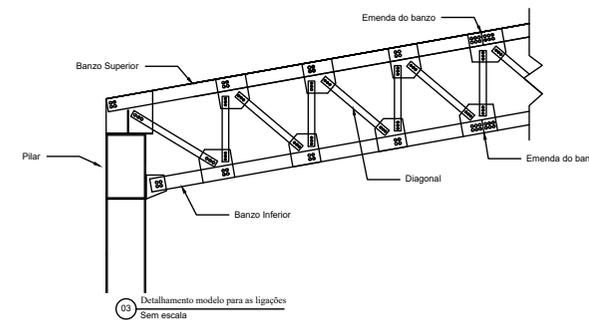
02 Vista Lateral
1:150



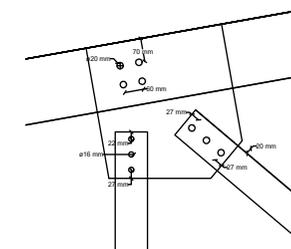
03 Dimensões do pórtico frontal
Sem escala



05 Vista Isométrica
Sem escala



03 Detalhamento modelo para as ligações
Sem escala



04 Detalhamento da ligação do grupo 1
Sem escala

GALPÃO METÁLICO			
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
PROJETO ARQUITETÔNICO DE UM GALPÃO METÁLICO			
FOLHA CONTEM: Vista superior, frontal, lateral e ligações parafusadas.			
ALUNO: DAVI WERNER BENVENUTI	PROFESSOR: LEANDRO F. F. MIGUEL	ESCALA: INDICADA	DATA: 14/06/2023

ANEXO A – PERFIS DE AÇO

Perfis de aço Gerda utilizados para todos os dimensionamentos deste trabalho.

A.1 PERFIS I GERDAU

Tabela 37 – Tabela dos perfis I Gerda.

ASTM Designação		Massa Linear kg/m	d mm	b ₁ mm	Espessura		h mm	d' mm
mm x kg/m	in x lb/ft				t _w mm	t _f mm		
W 150 x 13,0	W 6 x 8.5	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118
W 150 x 18,0	W 6 x 12	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119
W 200 x 15,0	W 8 x 10	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170
W 200 x 19,3	W 8 x 13	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170
W 200 x 22,5	W 8 x 15	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170
W 200 x 26,6	W 8 x 18	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170
W 200 x 31,3	W 8 x 21	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170
W 250 x 17,9	W 10 x 12	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220
W 250 x 22,3	W 10 x 15	22,7	254	102	5,8	6,9	240	220
W 250 x 25,3	W 10 x 17	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220
W 250 x 28,4	W 10 x 19	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220
W 250 x 32,7	W 10 x 22	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220
W 250 x 38,5	W 10 x 26	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220
W 250 x 44,8	W 10 x 30	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220
W 310 x 21,0	W 12 x 14	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272
W 310 x 23,8	W 12 x 16	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272
W 310 x 28,3	W 12 x 19	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271
W 310 x 32,7	W 12 x 22	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271
W 310 x 38,7	W 12 x 26	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271
W 310 x 44,5	W 12 x 30	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271
W 310 x 52,0	W 12 x 35	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271
W 360 x 32,9	W 14 x 22	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308
W 360 x 39,0	W 14 x 26	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308
W 360 x 44,0	W 14 x 30	44,0	352	171	6,9	9,8	332	308
W 360 x 51,0	W 14 x 34	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308
W 360 x 57,8	W 14 x 38	57,8	358	172	7,9	13,1	332	308
W 360 x 64,0	W 14 x 43	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288
W 360 x 72,0	W 14 x 48	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288
W 360 x 79,0	W 14 x 53	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288
W 410 x 38,8	W 16 x 26	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357
W 410 x 46,1	W 16 x 31	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357
W 410 x 53,0	W 16 x 36	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357
W 410 x 60,0	W 16 x 40	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357
W 410 x 67,0	W 16 x 45	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357
W 410 x 75,0	W 16 x 50	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357
W 460 x 52,0	W 18 x 35	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404
W 460 x 60,0	W 18 x 40	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404
W 460 x 68,0	W 18 x 46	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404
W 460 x 74,0	W 18 x 50	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404
W 460 x 82,0	W 18 x 55	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404
W 460 x 89,0	W 18 x 60	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404

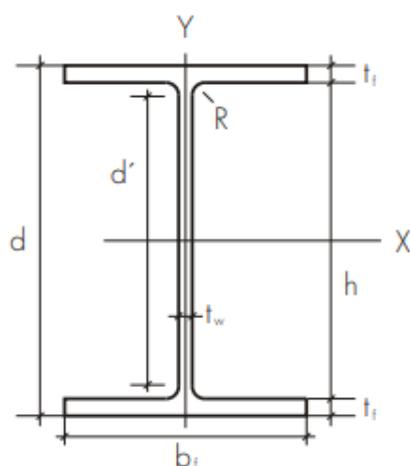
Fonte: GERDAU

Tabela 38 – Tabela dos perfis I GerdaU.

ASTM Designação		Massa Linear kg/m	d mm	b _f mm	Espessura		h mm	d' mm
mm x kg/m	in x lb/ft				t _w mm	t _f mm		
W 530 x 66,0	W 21 x 44	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478
W 530 x 74,0	W 21 x 50	47,0	529	166	9,7	13,6	502	478
W 530 x 85,0	W 21 x 57	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478
W 530 x 72,0	W 21 x 48	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478
W 530 x 82,0	W 21 x 55	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477
W 530 x 92,0	W 21 x 62	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478
W 610 x 101,0	W 24 x 68	101,0	603	228	10,5	14,9	573	541
W 610 x 113,0	W 24 x 76	113,0	608	228	11,2	17,3	573	541
W 610 x 125,0	W 24 x 84	125,0	612	229	11,9	19,6	573	541
W 610 x 155,0	W 24 x 104	155,0	611	324	12,7	19,0	573	541
W 610 x 174,0	W 24 x 117	174,0	616	325	14,0	21,6	573	541

Fonte: GERDAU

Figura 73 – Dimensões dos perfis I.



- d = altura do perfil
- d' = altura livre da alma
- h = altura interna
- b_f = largura da aba do perfil
- t_f = espessura da aba
- t_w = espessura da alma
- R = raio de concordância

Fonte: GERDAU

A.2 PERFIS CANTONEIRA GERDAU

Tabela 39 – Tabela dos perfis cantoneira L Gerdau.

Cantoneira em Polegadas										
b		Peso Nominal	t		Área	$I_x=I_y$	$W_x=W_y$	$r_x=r_y$	r_2 mín.	x
pol	mm	kg/m	pol	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm
5/8"	15,88	0,57		2,5						
3/4"	19,05	0,71		2,5						
1/2"	12,70	0,55	1/8"	3,18	0,70	0,10	0,11	0,37	0,25	0,43
5/8"	15,88	0,71	1/8"	3,18	0,90	0,20	0,19	0,47	0,32	0,51
3/4"	19,05	0,87	1/8"	3,18	1,11	0,36	0,27	0,57	0,38	0,59
7/8"	22,20	1,04	1/8"	3,18	1,32	0,58	0,38	0,66	0,46	0,66
1"	25,40	1,19	1/8"	3,18	1,48	0,83	0,49	0,79	0,48	0,76
		1,73	3/16"	4,76	2,19	1,25	0,66	0,76	0,48	0,81
		2,22	1/4"	6,35	2,84	1,66	0,98	0,76	0,48	0,86
1.1/4"	31,75	1,50	1/8"	3,18	1,93	1,67	0,82	0,97	0,64	0,89
		2,20	3/16"	4,76	2,77	2,50	1,15	0,97	0,61	0,97
		2,86	1/4"	6,35	3,62	3,33	1,47	0,94	0,61	1,02
1.1/2"	38,10	1,83	1/8"	3,18	2,32	3,33	1,15	1,17	0,76	1,07
		2,68	3/16"	4,76	3,42	4,58	1,64	1,17	0,74	1,12
		3,48	1/4"	6,35	4,45	5,83	2,13	1,15	0,74	1,19
1.3/4"	44,45	2,14	1/8"	3,18	2,71	5,41	1,64	1,40	0,89	1,22
		3,15	3/16"	4,76	4,00	7,50	2,30	1,37	0,89	1,30
		4,12	1/4"	6,35	5,22	9,57	3,13	1,35	0,86	1,35
2"	50,80	2,46	1/8"	3,18	3,10	7,91	2,13	1,60	1,02	1,40
		3,63	3/16"	4,76	4,58	11,70	3,13	1,58	1,02	1,45
		4,74	1/4"	6,35	6,06	14,60	4,10	1,55	0,99	1,50
		5,83	5/16"	7,94	7,42	17,50	4,91	1,53	0,99	1,55
2.1/2"	63,50	6,99	3/8"	9,52	8,76	20,00	5,73	1,50	0,99	1,63
		4,57	3/16"	4,76	5,80	23,00	4,91	1,98	1,24	1,75
		6,10	1/4"	6,35	7,67	29,00	6,40	1,96	1,24	1,83
		7,44	5/16"	7,94	9,48	35,00	7,87	1,93	1,24	1,88
3"	76,20	8,78	3/8"	9,52	11,16	41,00	9,35	1,91	1,22	1,93
		5,52	3/16"	4,76	7,03	40,00	7,21	2,39	1,50	2,08
		7,29	1/4"	6,35	9,29	50,00	9,50	2,36	1,50	2,13
		9,07	5/16"	7,94	11,48	62,00	11,60	2,34	1,50	2,21
3.1/2"	88,90	10,71	3/8"	9,52	13,61	75,00	13,60	2,31	1,47	2,26
		14,00	1/2"	2,7	17,74	91,00	18,00	2,29	1,47	2,36
		8,56	1/4"	6,35	10,90	83,70	13,00	2,77	1,76	2,46
		10,59	5/16"	7,94	13,50	102,00	16,00	2,75	1,75	2,52
4"	101,60	12,58	3/8"	9,52	16,00	121,00	19,20	2,75	1,75	2,58
		9,81	1/4"	6,35	12,51	125,00	16,40	3,17	2,00	2,77
		12,19	5/16"	7,94	15,48	154,00	21,30	3,15	2,00	2,84
		14,57	3/8"	9,52	18,45	183,00	24,60	3,12	2,00	2,90
		16,80	7/16"	11,11	21,35	208,00	29,50	3,12	1,98	2,95
5"	127,00	19,03	1/2"	12,7	24,19	233,00	32,80	3,10	1,98	3,00
		12,34	1/4"	6,35	15,73	251,63	27,09	4,00	2,53	3,41
		15,31	5/16"	7,94	19,50	308,00	33,40	3,97	2,53	3,47
		18,30	3/8"	9,52	23,29	362,00	39,50	3,94	2,51	3,53
		24,10	1/2"	1,27	30,64	470,00	52,50	3,91	2,49	3,63
6"	152,40	29,80	5/8"	15,88	37,80	566,00	64,00	3,86	2,46	3,76
		23,52	7/16"	11,11	26,96	416,68	45,71	3,93	2,50	3,58
		22,20	3/8"	9,52	28,10	641,00	57,40	4,78	3,02	4,17
		29,20	1/2"	12,7	37,09	828,00	75,40	4,72	3,00	4,27
8"	203,20	36,00	5/8"	15,88	45,86	1007,00	93,50	4,67	2,97	4,39
		42,70	3/4"	19,05	54,44	1173,00	109,90	4,65	2,97	4,52
		48,70	5/8"	15,88	62,90	2472,40	168,90	6,31	4,01	5,66
		57,90	3/4"	19,05	73,81	2901,10	199,90	6,27	3,99	5,79

Fonte: GERDAU