

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Rodrigo Lazzari

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA
TRELIÇA PLANA DE AÇO UTILIZANDO A NORMA NORTE-
AMERICANA AISC 360-05 E A NORMA BRASILEIRA NBR 8800:2008**

Santa Maria, RS
2023

Rodrigo Lazzari

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA TRELIÇA
PLANA DE AÇO UTILIZANDO A NORMA NORTE-AMERICANA AISC 360-05 E A
NORMA BRASILEIRA NBR 8800:2008**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para a obtenção do
título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

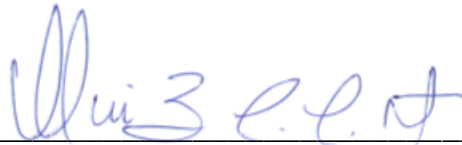
Santa Maria, RS
2023

Rodrigo Lazzari

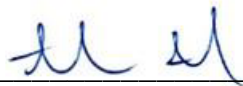
**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA TRELIÇA
PLANA DE AÇO UTILIZANDO A NORMA NORTE-AMERICANA AISC 360-05 E A
NORMA BRASILEIRA NBR 8800:2008**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para a obtenção do
título de **Engenheiro Civil**.

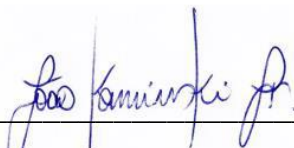
Aprovado em 05 de setembro de 2023:



Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



André Lübeck, Dr. (UFSM)



João Kaminski Junior, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2023

À minha esposa Juliana, minha filha Alice e ao meu filho Davi.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente e principalmente à Deus por me dar saúde, permitir que pudesse aproveitar a oportunidade de me qualificar e por colocar no meu caminho pessoas que me incentivaram e ajudaram nessa jornada.

Agradeço o apoio e os exemplos de meus pais, que sempre me serviram de referência. Amo vocês.

Agradeço a compreensão da minha família que soube entender minhas constantes ausências e sempre torceram por mim.

Agradeço aos meus filhos por me motivarem a ser um pouco melhor a cada dia. Todas as vezes que precisei estudar com vocês no colo me estimularam a aproveitar ao máximo o meu tempo de estudo para poder lhes dar mais atenção. Sempre vou amar vocês mais do que tudo.

Agradeço aos amigos que fiz nesses anos na Universidade por me ajudarem sempre que precisei e por fortalecer uma parceria que se estenderá por nossas vidas profissionais.

Agradeço aos professores por compartilharem seu conhecimento e despertarem o meu interesse pelas mais diversas áreas da Engenharia.

Por último, e mais importante, agradeço à minha amada esposa por sonhar o meu sonho e me apoiar incondicionalmente por todos esses anos. Foram várias as ocasiões em que foi mãe e pai enquanto me debruçava nos estudos. Espero poder retribuir toda a ajuda e a paciência que teve nos momentos em que precisei ficar sozinho para vencer os compromissos acadêmicos. Te amo e te admiro muito.

RESUMO

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA TRELIÇA PLANA DE AÇO UTILIZANDO A NORMA NORTE-AMERICANA AISC 360-05 E A NORMA BRASILEIRA NBR 8800:2008

AUTOR: Rodrigo Lazzari

ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

As estruturas metálicas representam uma alternativa interessante para algumas situações na construção civil. No Brasil, mesmo ainda pouco difundida, surge com frequência nos galpões de usos gerais e nas tesouras de coberturas. Seu dimensionamento requer cuidados especiais e o uso de programas computacionais pode otimizar e facilitar essa tarefa. Nesse sentido, o presente trabalho aborda a situação de uma tesoura da cobertura de um galpão industrial fictício situado em Santa Maria – RS. Inicialmente é feita uma breve descrição sobre os galpões metálicos e treliças para que as etapas seguintes sejam melhor compreendidas. Os carregamentos permanentes e variáveis são determinados, sendo dada especial atenção à ação do vento, que representa um papel determinante no dimensionamento deste tipo de estrutura. A tesoura é modelada e analisada no programa computacional SAP2000, tendo como base a norma norte-americana AISC 360-05, de forma a se obter os esforços atuantes para que o programa computacional atribua automaticamente os perfis para os diferentes elementos. Os resultados são verificados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 tanto para os estados limites últimos como para o estado limite de serviço. Partindo-se de um modelo inicial, as diagonais foram posicionadas de modo a ter a tração como a maior solicitação dentre as combinações de cargas feitas e assim utilizar perfis mais leves. Definidas as posições das diagonais, foi executado o dimensionamento automático do programa tendo como base uma lista de cantoneiras duplas opostas pelas abas para os banzos e uma lista de cantoneiras simples para as diagonais e montantes. Foi possível reduzir o peso da tesoura em quase 10% ao analisar os resultados automáticos e utilizar perfis mais leves e que atendem à norma nacional no banzo superior e diagonais.

Palavras-chave: Estrutura de aço. Treliça. SAP2000. Cantoneiras.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE DESIGN OF A FLAT STEEL TRUSS USING THE NORTH AMERICAN STANDARD AISC 360-05 AND THE BRAZILIAN STANDARD NBR 8800:2008

AUTHOR: Rodrigo Lazzari

ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Metallic structures represent an interesting alternative for some situations in civil construction. In Brazil, even though it is still not widespread, it frequently appears in general purpose sheds and roof trusses. Its design requires special care and the use of computer programs can optimize and facilitate this task. In this sense, the present work approaches the situation of a truss on the roof of a fictitious industrial shed located in Santa Maria - RS. Initially, a brief description of the metal sheds and trusses will, so that the next steps are better understood. The permanent and variable loads are determined, with special attention given to the wind load, which plays a decisive role in the design of this type of structure. The truss is drawn and analyzed in the SAP2000 computer program, based on the North American standard AISC 360-05, in order to obtain the active efforts so that the computer program automatically assigns sections to the different elements. The results are verified according to ABNT NBR 8800:2008 both for the ultimate limit state and for the service limit state. Starting from an initial model, the ties were positioned so as to have traction as the greatest request among the load combinations made and thus use lighter profiles. Once the positions of the ties were defined, the automatic design of the program was carried out based on a list of back-to-back double angles for the chords and a list of simple angles for the ties and struts. It was possible to reduce the weight of the truss by almost 10% when analyzing the automatic results and using lighter profiles that meet the national standard in the upper chord and ties.

Keywords: Steel structure. Truss. SAP2000. Angles.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - <i>Iron Bridge</i>	20
Figura 2 - Desenhos de alguns detalhes construtivos da Torre Eiffel	21
Figura 3 - Tipos de perfis estruturais	22
Figura 4 - Elementos típicos de uma treliça	25
Figura 5 - Treliças planas usuais.....	26
Figura 6 - Ligações nos nós das treliças. Nota-se o PT formado pelos eixos longitudinais das barras	27
Figura 7 - Galpão industrial construído em aço e seus elementos típicos	27
Figura 8 - Galpão com cobertura do tipo shed	28
Figura 9 - Telha de aço trapezoidal com núcleo isolante em PIR	29
Figura 10 - Contraventamentos para coberturas onde há predominância de sucção do vento	30
Figura 11 - Variação das ações com o tempo	31
Figura 12 - Isopletas com os valores das velocidades básicas (em m/s) no Brasil ..	36
Figura 13 - Detalhe 1 da Tabela 6 e divisões das coberturas	40
Figura 14 - Correntes de ar em uma edificação de planta retangular e efeitos da pressão interna	42
Figura 15 – Comportamento de uma cantoneira conectada por apenas uma aba....	44
Figura 16 - Excentricidade da ligação soldada de uma cantoneira simples	45
Figura 17 - Barra composta comprimida	47
Figura 18 - Conjunto de curvas de χ , com destaque para a curva única adotada pela ABNT NBR 8800:2008	48
Figura 19 - Valor de C_w e posição de S para cantoneiras associadas formando um T	50
Figura 20 - Vista em perspectiva do galpão	64
Figura 21 - Elevação frontal (norte) do galpão	64
Figura 22 - Elevação lateral (leste) do galpão	65
Figura 23 - Vista superior dos contraventamentos transversais, terças e tirantes	66
Figura 24 – Vista dos contraventamentos dos banzos inferiores (somente)	67
Figura 25 - Comprimento de influência de uma tesoura tipo	68
Figura 26 - Valores de C_e e C_{pe} com vento a 0° e 90° para a cobertura do galpão	71

Figura 27 - Representação dos valores do C_{pi} para quatro faces igualmente permeáveis.....	71
Figura 28 - Modelo inicial da treliça mostrando os apoios, rótulas, grupos de cores diferentes e rótulos dos elementos	75
Figura 29 - Modelo final da treliça mostrando os apoios, rótulas e grupos com cores diferentes	77
Figura 30 – Vista parcial da tesoura com cotas em milímetros	77
Figura 31 - Diagramas de esforços normais para as combinações dos ELU, sendo vermelho para compressão e azul para tração	78
Figura 32 - Dimensionamento automático feito pelo SAP2000	78
Figura 33 - Vista da estrutura deformada sob a combinação $F_{d,uti}$	79
Figura 34 - Perfis alterados manualmente	81
Figura 35 - Roteiro de cálculo da força axial de tração resistente de cálculo de acordo com a ABNT NBR 8800:2008	82
Figura 36 – Roteiro de cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente de ponderação das ações permanentes (γ_g)	32
Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das ações variáveis (γ_q)	32
Tabela 3 - Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis	34
Tabela 4 - Parâmetros meteorológicos para o cálculo de S_2	38
Tabela 5 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	39
Tabela 6 - Coeficientes de forma e pressão externos, para telhados simétricos de duas águas e em edificações de planta retangular	39
Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das resistências	43
Tabela 8 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados	46
Tabela 9 - Valores de $(b/t)_{lim}$	53
Tabela 10 - Propriedades mecânicas do aço ASTM A36	74

LISTA DE SIGLAS

ABCEM	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>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers®</i>
ASD	<i>Allowable Stress Design</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAD	<i>Computer Aided Design</i>
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CSI	<i>Computer and Structures, Incorporated</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EPS	Poliestireno Expandido
EUA	Estados Unidos da América
IABr	Instituto Aço Brasil
IBC	<i>International Building Code®</i>
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
MR	Média Resistência
NBR	Norma Brasileira
PIR	Poliisocianurato
PT	Ponto de Trabalho
PUR	Poliuretano
RS	Rio Grande do Sul
SAP	<i>Structural Analysis Program</i>
SEI	<i>Structural Engineering Institute</i>
SI	Sistema Internacional

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_f	Coeficiente de ponderação
γ_{f1}	Coeficiente de ponderação da variabilidade das ações
γ_{f3}	Coeficiente de ponderação dos possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações
γ_{f2}	Coeficiente de ponderação da simultaneidade das ações
ψ_0	Fator de combinação
γ_g	Coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação das ações diretas variáveis
$F_{G_{i,k}}$	Valor característico das ações permanentes
$F_{Q_{1,k}}$	Valor característico da ação variável principal
ψ_1	Fator de redução para ações que se repetem muitas vezes
ψ_2	Fator de redução para ações de longa duração
F_{Q_k}	Valor característico das ações variáveis
V_k	Velocidade característica do vento
V_0	Velocidade básica do vento
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S_3	Fator estatístico
q	Pressão dinâmica; Sobrecarga da cobertura
N/m^2	Newton por metro quadrado
m/s	Metros por segundo
b	Parâmetro meteorológico para determinação de S_2 ; Menor dimensão horizontal de uma edificação; Largura do elemento; Largura total da aba
F_r	Fator de rajada
z	Cota acima do terreno
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
z_g	Altura gradiente
C_e	Coeficiente de forma externo
CP_e	Coeficiente de pressão externa
CP_i	Coeficiente de pressão interna

α	Ângulo de incidência do vento medido entre a direção do vento e o lado maior da edificação
a	Maior dimensão horizontal de uma edificação
c_p	Coefficiente de pressão
V	Força exercida pelo vento por unidade de área
$N_{t,Sd}$	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
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_u	Resistência à ruptura do aço
γ_{a1}	Coefficiente de ponderação das resistências no ELU relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade
γ_{a2}	Coefficiente de ponderação das resistências no ELU relacionado à ruptura
C_t	Coefficiente de redução da área líquida
A_n	Área líquida
N	Força axial
σ_{max}	Tensão normal máxima
e_c	Excentricidade da ligação
G	Centro geométrico da seção da barra; Módulo de elasticidade transversal do aço
l_c	Comprimento efetivo da ligação
λ	Índice de esbeltez
L	Comprimento destravado; Vão teórico entre apoios; Comprimento lateralmente não contraventado; Comprimento entre os pontos de trabalho nas linhas centrais da corda da treliça
r	Raio de giração; Raio de giração governante
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
K	Coefficiente de flambagem; Fator de comprimento efetivo
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão
Q	Fator de redução total associado à flambagem local; Fator de redução total para elementos esbeltos comprimidos

λ_0	Índice de esbeltez reduzido
N_e	Força axial de flambagem elástica
N_{ex}	Força axial de flambagem elástica para flambagem por flexão em torno do eixo central de inércia x da seção transversal
E	Módulo de elasticidade do aço
I_x	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x
K_x	Coeficiente de flambagem em relação ao eixo x
L_x	Comprimento destravado em relação ao eixo x
N_{ey}	Força axial de flambagem elástica para flambagem por flexão em torno do eixo central de inércia y da seção transversal
N_{ez}	Força axial de flambagem elástica por torção em relação ao eixo longitudinal z
r_0	Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento
r_x	Raio de giração em relação ao eixo central x; Raio de giração em torno do eixo paralelo à aba conectada
r_y	Raio de giração em relação ao eixo central y
x_0	Coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo x
y_0	Coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo y
I_y	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y
K_y	Coeficiente de flambagem em relação ao eixo y
L_y	Comprimento destravado em relação ao eixo y
C_w	Constante de empenamento da seção transversal
K_z	Coeficiente de flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z
L_z	Comprimento destravado para torção em relação ao eixo longitudinal z
J	Constante de torção da seção transversal
S	Centro de cisalhamento da seção transversal
h_0	Altura da base da alma ao centro da mesa da seção transversal
t_w	Espessura da alma da seção transversal
b_f	Largura da mesa da seção transversal
t_f	Espessura da mesa da seção transversal
I_{x1}	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada

K_{x1}	Coeficiente de flambagem em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada
L_{x1}	Comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das cordas da treliça
r_{x1}	Raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada
t	Espessura do elemento
Q_s	Fator de redução que leva em conta a flambagem de elementos AL; Fator de redução para elementos esbeltos não enrijecidos comprimidos
δ_{max}	Flecha máxima
R_u	Resistência requerida (LRFD)
R_n	Resistência nominal
Φ	Fator de resistência
ΦR_n	Resistência de projeto
$\Phi_t R_n$	Resistência à tração de projeto
P_n	Resistência axial nominal
F_y	Tensão de escoamento do aço
Φ_t	Fator de resistência para tração
F_u	Resistência à tração mínima
U	Fator de cisalhamento
\bar{x}	Excentricidade da ligação
l	Comprimento da ligação
$\Phi_c P_n$	Resistência à compressão de projeto
Φ_c	Fator de resistência para compressão
F_{cr}	Tensão crítica
F_e	Tensão de flambagem crítica elástica
λ_r	Relação limite entre a largura e a espessura para elementos comprimidos não enrijecidos
F_{cry}	Tensão crítica em relação ao menor eixo
F_{crz}	Tensão crítica de flambagem à torção
H	Constante de flexão
\bar{r}_0	Raio polar de giração em torno do eixo de cisalhamento
g_1	Peso próprio da estrutura

g_2	Peso próprio das terças e contraventamentos
g_3	Peso próprio das telhas metálicas
kN/m^2	Quilonewton por metro quadrado
F_G	Valor das ações permanentes
F_Q	Valor da ação variável
C_{p0°	Coeficiente de pressão do vento a 0°
$C_{p90^\circ b}$	Coeficiente de pressão do vento a 90° a barlavento
$C_{p90^\circ s}$	Coeficiente de pressão do vento a 90° a sotavento
F_{vi}	Valor da ação do vento desejado
C_p	Coeficiente de pressão do vento desejado
F_{V0°	Valor da ação do vento a 0°
$F_{V90^\circ b}$	Valor da ação do vento a 90° a barlavento
$F_{V90^\circ s}$	Valor da ação do vento a 90° a sotavento
F_{d1}	Valor de cálculo para a ação do peso próprio e da sobrecarga
F_{d2}	Valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a 0°
F_{d3}	Valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a 90°
F_{d4}	Valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a -90°
$F_{d,uti}$	Combinação do peso próprio e da sobrecarga com seus valores quase permanentes
MPa	Megapascal
kg/m	Quilogramas por metro
kgf	Quilograma força
mm	Milímetros
cm	Centímetros
pol	Polegadas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	20
1.2	OBJETIVOS	23
1.2.1	Objetivo geral.....	23
1.2.2	Objetivos específicos.....	23
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	25
2.1	TRELIÇAS.....	25
2.2	GALPÕES PARA USOS GERAIS.....	27
2.3	AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS	30
2.4	AÇÃO DO VENTO EM COBERTURAS	35
2.5	NORMA BRASILEIRA PARA PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO....	42
2.5.1	Dimensionamento à tração.....	42
2.5.2	Dimensionamento à compressão	45
2.5.3	Dimensionamento ao ELS	54
2.6	PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000 E A NORMA NORTE-AMERICANA	54
2.6.1	O programa SAP2000.....	54
2.6.2	Norma norte-americana para dimensionamento de estruturas de aço	55
2.6.2.1	<i>Projeto de elementos à tração.....</i>	56
2.6.2.2	<i>Projeto de elementos à compressão</i>	57
2.6.2.3	<i>Projeto quanto ao estado limite de serviço.....</i>	62
3	METODOLOGIA	63
3.1	APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA A SER ANALISADA	63

3.2	DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES SOLICITANTES DA ESTRUTURA E COMBINAÇÕES DE CARGAS.....	67
3.2.1	Ações permanentes	67
3.2.2	Ações variáveis	69
3.2.2.1	<i>Sobrecarga da cobertura.....</i>	69
3.2.2.2	<i>Ação do vento na cobertura</i>	69
3.2.3	Combinações de cargas	72
3.2.3.1	<i>Combinações de cargas para o ELU.....</i>	72
3.2.3.2	<i>Combinação de cargas para o ELS.....</i>	73
3.3	MATERIAIS ESCOLHIDOS PARA A TRELIÇA	74
3.4	MODELAGEM DA ESTRUTURA NO SAP2000.....	74
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	80
4.1	UTILIZAÇÃO DE PERFIS MAIS LEVES	80
4.2	VERIFICAÇÃO QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 8800:2008	81
4.2.1	Verificação do ELU.....	81
4.2.1.1	<i>Verificação à tração.....</i>	81
4.2.1.2	<i>Verificação à compressão</i>	82
4.2.2	Verificação do ELS	84
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
5.1	CONCLUSÕES	85
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	86
	REFERÊNCIAS.....	87
	APÊNDICE A – RELAÇÃO DOS PERFIS COMPONENTES DE CADA LISTA DE DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICA	90
	APÊNDICE B – SOLICITAÇÕES NAS DIAGONAIS DO PRIMEIRO MODELO DE TESOURA	92

APÊNDICE C – VERIFICAÇÕES E DIMENSIONAMENTO FINAL DA ESTRUTURA	93
---	-----------

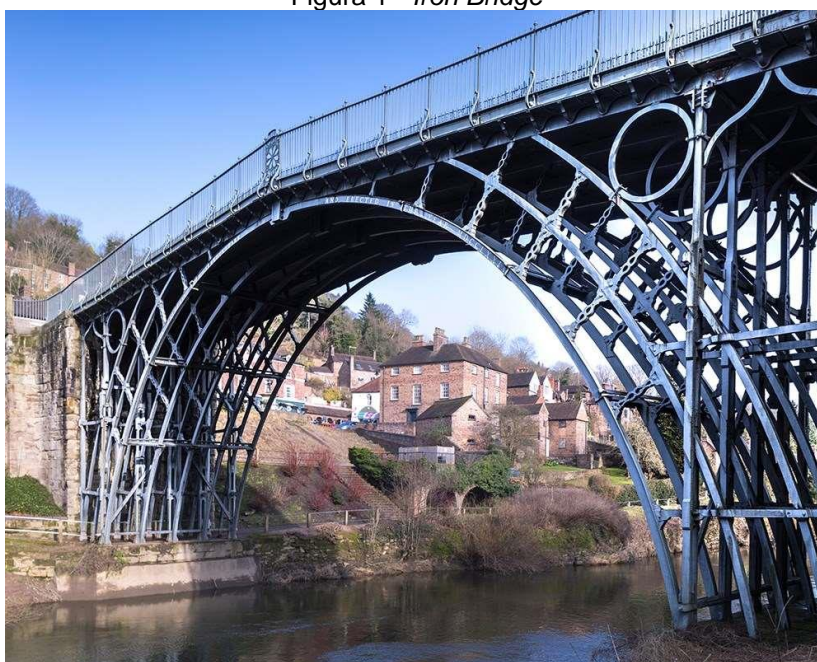
1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente o aço e o concreto representam a maior parcela dos materiais utilizados na construção civil. Dada a sua versatilidade, o aço pode tanto trabalhar em conjunto com o concreto, na forma de armaduras ou elementos mistos, quanto compor a totalidade da estrutura e suas ligações, indo das fundações até a cobertura.

Bellei (2010, p. 15) data o início do uso do aço no ano de 1750, quando se descobriu uma maneira de produzi-lo comercialmente. Um dos primeiros expoentes da construção em aço é a *Iron Bridge*, mostrada na Figura 1. Localizada na Inglaterra sobre o rio Severn, sua construção em ferro fundido remonta ao ano de 1779 e hoje é testemunha da confiabilidade do sistema construtivo metálico. De acordo com Pravia *et al.* (2013, p. 1) “as aplicações em edifícios tiveram como marco a construção do Palácio de Cristal em Londres, em 1851, com um sistema de fabricação e montagem que se assemelha muito ao usado atualmente na construção metálica”. A partir de inovações como essa, o emprego do aço cresceu até a chegada da Revolução Industrial, onde seu uso aumentou exponencialmente.

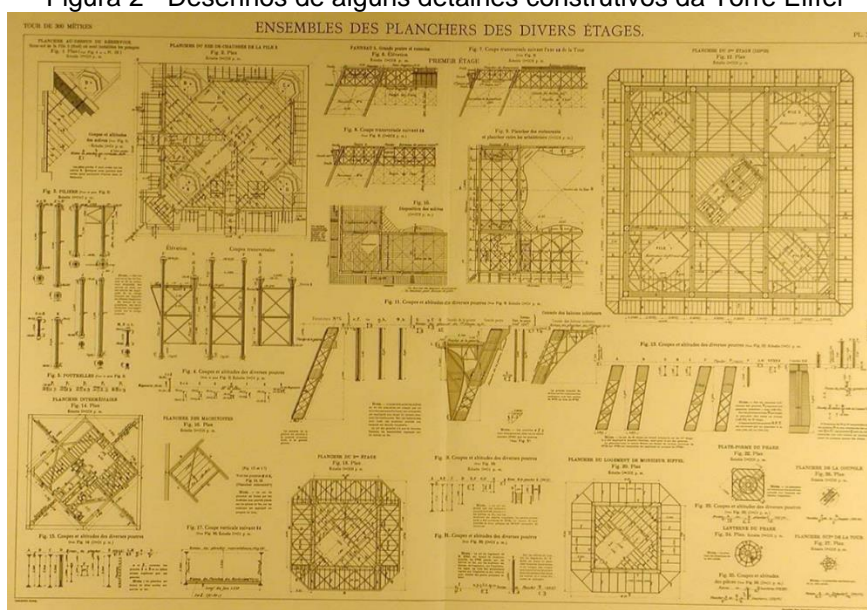
Figura 1 - *Iron Bridge*



Fonte: <https://www.english-heritage.org.uk/visit/places/iron-bridge/>. Acesso em: 19 jun. 2023.

Por permitir diversos arranjos estruturais, o aço ainda hoje é utilizado em construções de estética diferenciada. Sem dúvida, uma das maiores referências mundiais é a Torre Eiffel, em Paris, construída de ferro forjado entre os anos de 1887 e 1889 na forma de estrutura treliçada. Seu criador, o engenheiro Gustave Eiffel é um dos precursores das estruturas metálicas. A Figura 2 traz alguns detalhes construtivos da Torre Eiffel.

Figura 2 - Desenhos de alguns detalhes construtivos da Torre Eiffel



Fonte: https://www.archdaily.com.br/br/802180/classicos-da-arquitetura-torre-eiffel-gustave-eiffel/58409d16e58ece8fdb000178-ad-classics-eiffel-tower-gustave-eiffel-image?next_project=no.

Acesso em: 20 jun. 2023.

O aço pode ser fabricado em diversos perfis, tanto a quente quanto a frio. Essa variedade de opções permite a obtenção de diversas configurações, atendendo às mais variadas necessidades de projeto. Pfeil e Pfeil (2021, p. 19) classificam os produtos estruturais em produtos laminados, fios, cordoalhas e cabos, perfis de chapa dobrada, perfis soldados e perfis compostos, como pode ser visto na Figura 3.

Como qualquer outro método construtivo, existem prós e contras ao uso do aço na construção civil. Dentre outros fatores, Pravia *et al.* (2013, p. 2) listam algumas vantagens e desvantagens do sistema construtivo em aço.

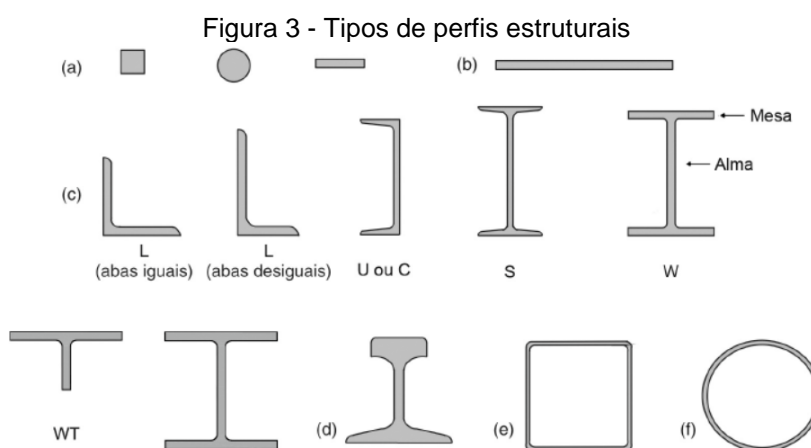
Vantagens:

- a) redução das solicitações nas fundações;

- b) aumento da área útil;
- c) redução no tempo de montagem;
- d) flexibilidade e agilidade.

Desvantagens:

- a) o custo pode superar o de uma estrutura de concreto armado equivalente;
- b) exige mão de obra altamente especializada;
- c) dificuldade regional e obter certos perfis e tipos de aços;
- d) falta de tradição em estruturas de aço no Brasil.



Fonte: adaptado de PFEIL E PFEIL (2021)

Legenda: (a) barras quadradas, redondas e chatas; (b) chapas; (c) perfis laminados; (d) trilhos; (e) tubos quadrados; (f) tubos redondos.

No Brasil, as estruturas de aço são mais comumente utilizadas para hangares de manutenção aeronáutica e edifícios industriais, com destaque para os galpões de uso geral, por permitirem grandes vãos livres. A saber, o maior hangar do país (e da América Latina) pertence à empresa Azul e possui uma abertura de 170 metros e área total de 35 mil metros quadrados. Porém, esse quadro vem evoluindo e o uso de estruturas em aço cresce anualmente.

Os edifícios industriais podem assumir diversas configurações, tanto nos elementos verticais, quanto nas coberturas. Ainda, podem ter, ou não, pontes rolantes associadas à sua estrutura e possuir vãos simples ou múltiplos, conforme a necessidade do usuário. Os pilares e coberturas comumente apresentam colunas de alma cheia, ou sistemas treliçados.

As treliças são associações de elementos lineares que podem assumir uma configuração plana ou espacial. Treliças planas são comumente utilizadas nas coberturas de galpões industriais e suas hastes trabalham a tração ou compressão simples. Segundo Pfeil e Pfeil (2021, p. 26), o modelo teórico de análise estrutural de treliças tem os nós rotulados. Porém, na prática, as estruturas treliçadas são construídas com nós rígidos à rotação, o que causa o surgimento de momentos fletores nas hastes. Por serem, geralmente, esbeltas, as tensões de flexão acabam representando valores muito baixos.

Este trabalho surge como forma de validar os resultados automáticos do SAP2000, de forma que este poderoso programa computacional seja uma alternativa extra para o dimensionamento de estruturas em aço. Ao comparar os resultados obtidos através da AISC 360-05 com os requisitos da ABNT NBR 8800:2008, é possível verificar a viabilidade do SAP2000.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é dimensionar uma treliça plana construída em perfis de aço laminado para a cobertura de um galpão industrial em Santa Maria, Rio Grande do Sul, com o auxílio do programa computacional de análise estrutural SAP2000 comparando os valores obtidos com o dimensionamento pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

1.2.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) analisar os esforços solicitantes e dimensionar a estrutura no programa computacional SAP2000 através da norma AISC 360-05;
- b) verificar se os perfis sugeridos atendem à norma brasileira.
- c) dimensionar a estrutura conforme as recomendações da ABNT NBR 8800:2008;

- d) analisar as diferenças no dimensionamento da treliça entre os perfis obtidos pela norma AISC 306-05 do SAP2000 e a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é organizado em cinco capítulos, cada um abrangendo uma parte específica.

No capítulo 1, temos uma breve introdução que discorre sobre os primeiros usos do aço como material de construção civil em estruturas. Também são abordados aspectos produtivos do aço e o assunto sobre galpões industriais e treliças é apresentado para posterior detalhamento.

O capítulo 2 traz o referencial teórico necessário para o desenvolvimento do trabalho. São abordadas as normas brasileiras utilizadas e a norma norte-americana é brevemente apresentada, tratando sobre os esforços de tração e compressão nas barras. Também é abordado o assunto de vento em coberturas e as treliças são melhor apresentadas, bem como os galpões para usos gerais.

O terceiro capítulo trata sobre a metodologia aplicada e apresenta a estrutura a ser analisada, os carregamentos, as forças devidas ao vento e os perfis escolhidos para o dimensionamento da treliça de cobertura.

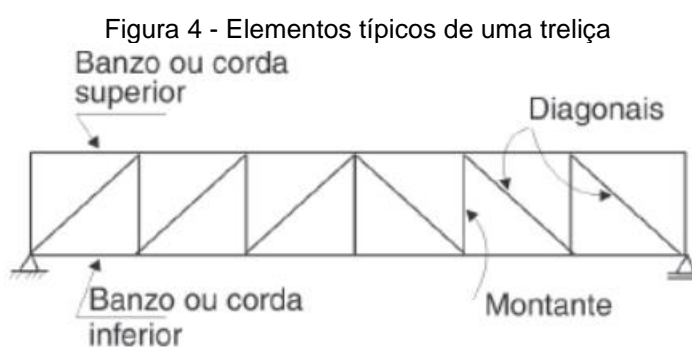
No capítulo 4 é feito o confronto dos resultados obtidos com o dimensionamento automático do programa computacional SAP2000, que se baseia em diversas normas estrangeiras, e as exigências da normativa brasileira.

Por fim, o capítulo 5 traz as considerações finais e sugestões para trabalhos a serem desenvolvidos futuramente.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 TRELIÇAS

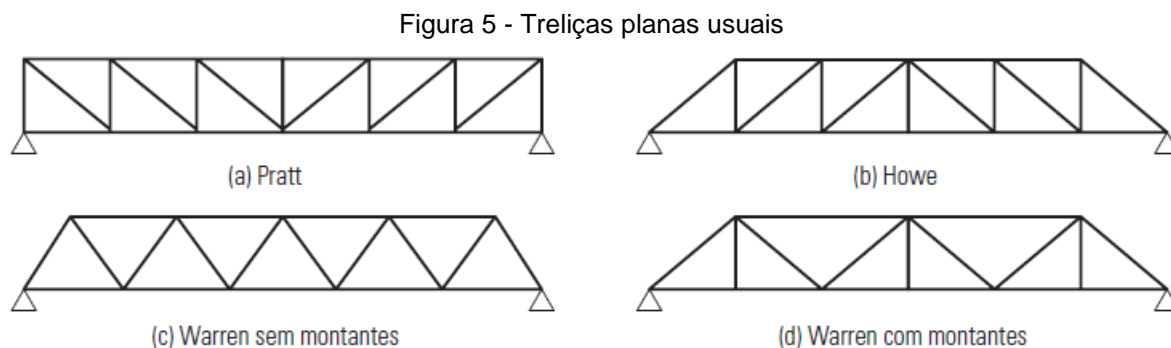
Treliças são composições estruturais que podem ser de geometria plana ou espacial, a depender da situação do projeto. As treliças espaciais são utilizadas quando se necessita de maior área livre. Para o caso da cobertura a ser analisada, será utilizada uma treliça plana. Chama-se o encontro das barras componentes das treliças de nó e os componentes dividem-se em banzo ou corda superior, banzo ou corda inferior, diagonais e montantes, conforme exemplifica a Figura 4. Para a união das barras nos nós, comumente são usadas chapas de nó ou *gusset*, de forma a permitir a correta fixação das diagonais e montantes, seja por meio de parafusos ou soldas.



Fonte: PFEIL E PFEIL (2021)

A principal característica das treliças é que seu modelo de análise estrutural considera as extremidades das barras como rotuladas e, portanto, não há transmissão de momento fletor, resultando que suas barras trabalham normalmente à tração ou à compressão. Os diferentes arranjos das barras levam à diferentes solicitações nestas. Conforme a geometria da treliça, tem-se diagonais e montantes comprimidos ou tracionados. De acordo com Fakury *et al.* (2016, p. 96), para treliças planas apoiadas nas extremidades do banzo inferior e cargas gravitacionais, nas configurações do tipo Pratt as diagonais são tracionadas enquanto os montantes são comprimidos. Já nas treliças do tipo Howe ocorre a inversão desses esforços axiais nas referidas barras e em estruturas do tipo Warren com ou sem montantes, as

diagonais extremas são comprimidas, as adjacentes tracionadas e assim sucessivamente até o centro. A Figura 5 traz as configurações mais usuais.



Fonte: FAKURY *et al.* (2016)

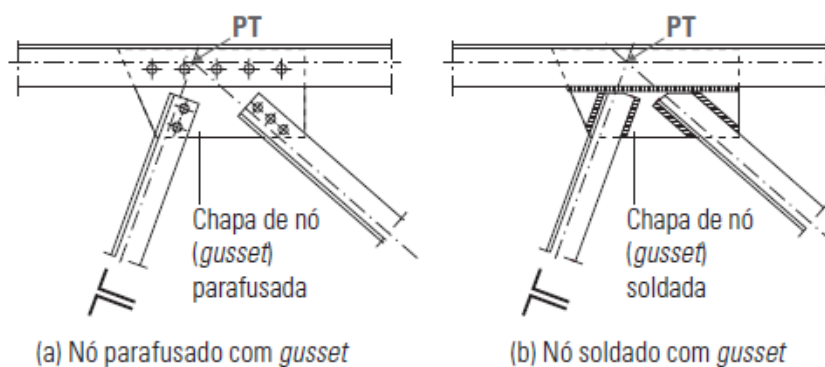
Quando usadas em coberturas, as treliças planas devem possuir inclinação de forma a não permitir o acúmulo de água da chuva. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, em seu item 9.3, a inclinação mínima deve ser de 3 %. Caso esse valor não possa ser respeitado, verificações adicionais devem ser feitas para garantir que não haja colapso estrutural causado pelo peso próprio da água acumulada.

Usualmente, os perfis mais empregados na construção de treliças são as cantoneiras, perfis T, I, H, U, tubos redondos e tubos quadrados, podendo haver associação entre cantoneiras e perfis U. Os perfis I e H são, geralmente, mais utilizados para situações de grandes vãos ou onde as solicitações são maiores, conforme Fakury *et al.* (2016, p. 97).

As ligações entre as barras das treliças são feitas por meio de parafusos ou soldas e as chapas *gusset*. Deve-se tomar cuidado para que o eixo longitudinal das barras sejam concorrentes aos nós formando, assim, o PT (ponto de trabalho). Isso visa evitar o surgimento de um momento resultante no nó que se distribui entre as barras, conforme explicam Pfeil e Pfeil (2021, p. 247). A Figura 6 mostra a formação do PT nos nós das treliças.

Ainda sobre as ligações, Bellei (2010, p. 196) recomenda soldar as diagonais e montantes apenas por soldas laterais e chama a atenção para o fato de que trabalham a cisalhamento e devem ser dimensionadas levando em conta a excentricidade das extremidades das cantoneiras.

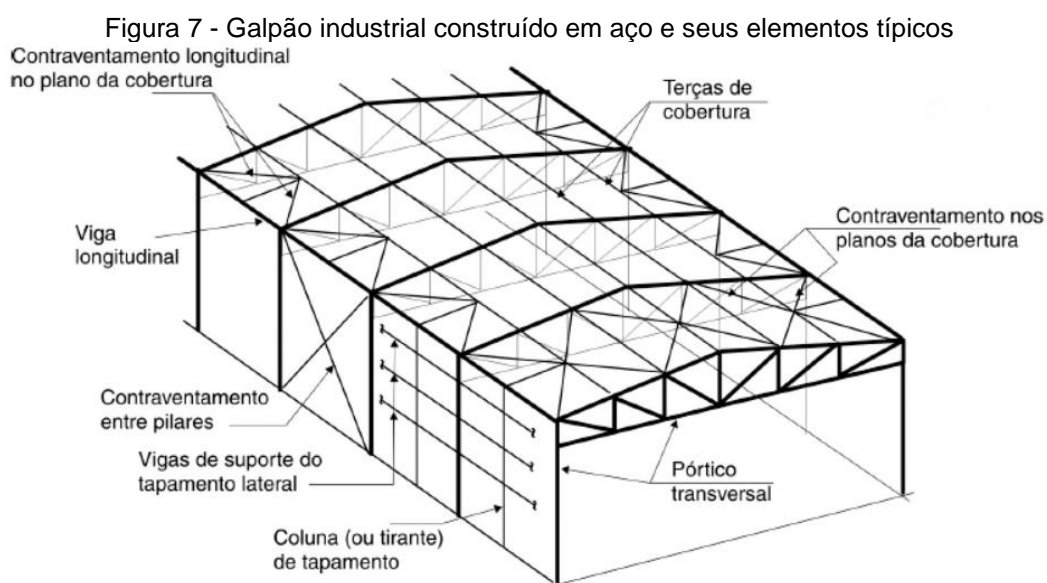
Figura 6 - Ligações nos nós das treliças. Nota-se o PT formado pelos eixos longitudinais das barras



Fonte: adaptado de FAKURY *et al.* (2016)

2.2 GALPÕES PARA USOS GERAIS

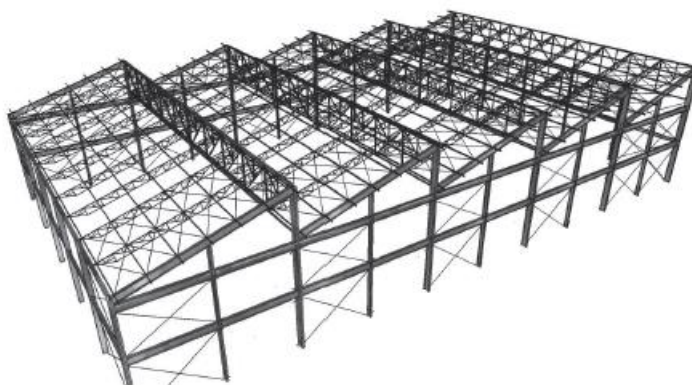
Os galpões destinados a usos gerais são frequentemente constituídos de um único pavimento e construídos com sistemas estruturais de pórticos espaçados regularmente. A cobertura geralmente é feita com telhas metálicas apoiadas em terças também metálicas, que por sua vez são fixadas em tesouras (ou treliças) ou vigas de alma cheia (IABr, 2018, p. 10). Também fazem parte dos componentes básicos dos galpões industriais, os contraventamentos, que visam o aumento da rigidez da estrutura e redução dos comprimentos de flambagem dos elementos. A Figura 7 mostra um típico galpão industrial.



Fonte: adaptado de PFEIL E PFEIL (2021)

Geralmente abrigam grandes áreas destinadas a fábricas, depósitos, oficinas, hangares, dentre outras ocupações possíveis (BELLEI, 2010, p. 115). Conforme o destino da construção, seu projeto é pensado de forma a atender as necessidades. Podem ter vãos simples ou múltiplos, bem como coberturas em arco, duas águas, luz do norte ou dente de serra, estas últimas do tipo *shed*, como mostra a Figura 8.

Figura 8 - Galpão com cobertura do tipo shed

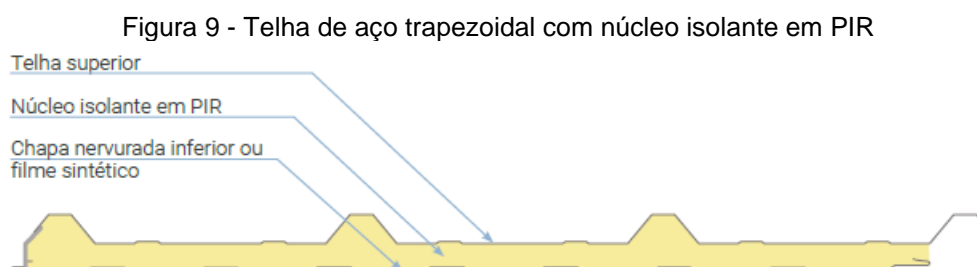


Fonte: IABr (2018)

As coberturas geralmente são feitas com telhas metálicas e, atualmente, as telhas do tipo sanduíche, como a da Figura 9, aparecem como uma excelente solução, tendo em vista suas propriedades termoacústicas. Telhas sanduíche são compostas por uma chapa na parte superior (exposta aos elementos) que pode ser pintada ou não, um núcleo preenchido com material isolante, e na face inferior pode receber outra chapa metálica ou um filme de material sintético. Diversos materiais podem ser empregados para o enchimento, dependendo da propriedade desejada. Os mais comuns são o EPS (poliestireno expandido), lã de vidro, lã de rocha, PIR (poliisocianurato) e PUR (poliuretano). Sendo o PIR uma evolução do PUR, estes materiais guardam grandes semelhanças. Porém o uso do PIR vem se tornando majoritário tendo em vista seu desempenho superior em testes de reação ao fogo (MIRANDA; CARDOSO, 2022, p. 43).

As terças são elementos da cobertura cuja finalidade é transferir as cargas das telhas para as tesouras. Cargas essas que incluem o peso próprio, peso da chuva e poeira que podem se acumular, cargas variáveis e a ação do vento, seja de pressão ou sucção. Usualmente são usados perfis de chapa dobrada formados a frio ou perfis laminados. De acordo com Bellei (2010, p. 139), as terças podem ser

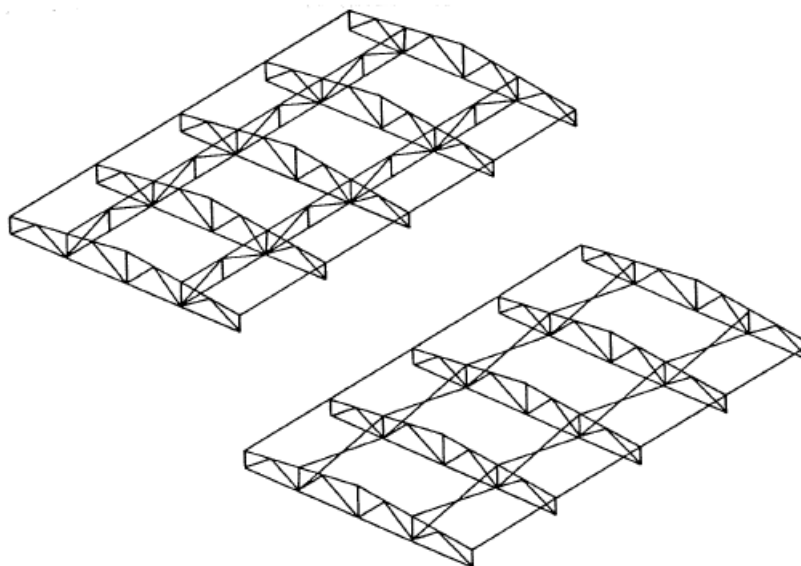
calculadas como vigas contínuas ou biapoiadas, sendo usual a adoção de tirantes no sentido de menor inércia para diminuir o vão da terça. Pfeil e Pfeil (2021, p. 32) chamam a atenção para o fato de que as forças de vento produzem flexão reta em torno do eixo de maior inércia e as cargas gravitacionais atuam de forma a produzir flexão oblíqua. Com relação aos tirantes das terças, Bellei (2010, p. 144) esclarece que estes são barras colocadas entre os apoios das terças reduzindo o vão entre elas no sentido de menor inércia, sendo posicionados nos terços superiores quando há predominância de ações gravitacionais e terços inferiores quando a sucção de vento é o maior esforço.



Fonte: adaptado de MIRANDA E CARDOSO (2022)

Outro elemento indispensável aos galpões de uso geral são os contraventamentos. Geralmente na forma de “X”, servem para dar estabilidade espacial ao conjunto e distribuir as forças de vento (PFEIL; PFEIL, 2021, p.33). Podem ser dispostos horizontalmente nas partes frontais ou laterais da estrutura no plano das terças ou das cordas e, além de dar estabilidade, distribuem a carga de vento e os impactos das pontes rolantes, se instaladas (BELLEI, 2010, p.149). Quando dispostos horizontalmente ficam entre os pilares e conduzem as cargas superiores de vento e pontes rolantes até as fundações, de acordo com Bellei (2010, p. 152). Ballio e Mazzolani (1987, p. 35) trazem arranjos típicos de contraventamentos para coberturas de galpões onde os banzos inferiores das tesouras estão sujeitos a esforços de compressão, mostrados na Figura 10.

Figura 10 - Contraventamentos para coberturas onde há predominância de sucção do vento



Fonte: adaptado de BALLIO E MAZZOLANI (1987)

2.3 AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS

Segundo Neto e Cunha (2017, p. 27), o início de um projeto se dá partindo-se de um planejamento e da determinação de um arranjo estrutural que alie as necessidades do cliente às soluções que, além de facilitar a construção, aproveitem ao máximo os materiais, gerando, assim, economia na execução. Uma das partes mais importantes do projeto é a determinação das ações sobre a estrutura, de forma a se conhecer os esforços que irão solicitá-la durante sua vida útil.

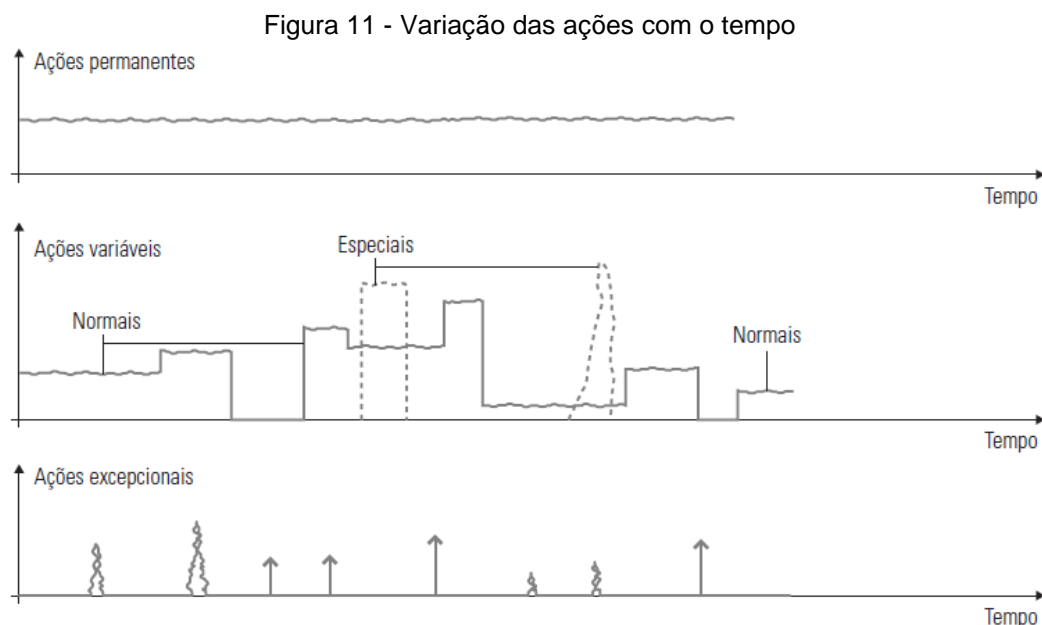
Pravia *et al.* (2013, p. 21), pontuam que as normas atuais definem os valores das ações como de natureza probabilística, isto é, as normas indicam os valores característicos superiores. A ABNT NBR 8681:2003 é o guia para a verificação da segurança das estruturas usuais e estabelece critérios para a quantificação das ações solicitantes, sendo estes aplicáveis às estruturas construídas com quaisquer dos materiais usualmente adotados na construção civil.

Os estados limites de uma estrutura podem ser definidos como sendo os “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção” (ABNT 8681, 2003, p. 1). Os estados limites são classificados em ELU (Estado Limite Último) e ELS (Estado Limite de Serviço), sendo o ELU caracterizado por ser o estado limite que gera o colapso da estrutura quando da sua ocorrência. Já o ELS está relacionado a efeitos estruturais

indesejados para o uso normal da construção gerando desconforto aos usuários, bem como sinalizando comprometimento da durabilidade da estrutura.

As ações, mostradas graficamente na Figura 11, são classificadas quanto à sua variabilidade no tempo em três categorias:

- a) ações permanentes: exemplos: pesos próprios da estrutura e seus elementos construtivos, peso de equipamentos fixos, empuxos de terras não removíveis e protensão;
- b) ações variáveis: exemplos: sobrecargas de utilização, forças de frenação, vento, variações de temperatura e pressões hidrostáticas;
- c) ações excepcionais: exemplos: explosões, sismos, enchentes, choque de veículos e incêndios.



Fonte: FAKURY *et al.* (2016)

Definidas as ações, estas devem ser multiplicadas por coeficientes γ_f , de ponderação de acordo com sua classificação e o estado limite a ser analisado. Para o ELU, o coeficiente γ_f pode ser considerado como a multiplicação de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} que consideram, respectivamente, a variabilidade das ações e possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações. O terceiro coeficiente γ_{f2} que representa a simultaneidade das ações é representado pelo fator de combinação ψ_0 . Usualmente, para indicar a ação considerada, o índice do coeficiente γ_f é alterado para γ_g , indicando ações permanentes e γ_q , indicando ações diretas variáveis, como mostram

as tabelas 1 e 2. Para o ELS, γ_f assume o valor de 1,0, salvo exigência contrária em normativa específica.

Tabela 1 - Coeficiente de ponderação das ações permanentes (γ_g)

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003

Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das ações variáveis (γ_q)

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

Fonte: ABNT NBR 8681:2003

Ainda segundo a ABNT NBR 8681:2003, uma edificação está sujeita aos seguintes tipos de carregamentos durante seu período de vida:

- carregamento normal: decorre do uso previsto da estrutura e admite-se que tem duração igual ao seu período de referência;
- carregamento especial: ações variáveis de natureza ou intensidade especiais cujas intensidades superam os efeitos das ações consideradas no carregamento normal e possuem duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura;

- c) carregamento excepcional: ações excepcionais que podem causar efeitos catastróficos. São utilizados apenas em determinados tipos de construções, onde seus efeitos não podem ser desprezados. Duração extremamente curta.

As ações devem ser combinadas seguindo critérios que levem os cálculos sempre a favor da segurança, tais como considerar cargas móveis no local mais desfavorável, considerar as ações permanentes na sua totalidade e considerar somente as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis das ações variáveis. Para a situação do presente trabalho será abordada apenas a combinação última normal, dada pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g_i} F_{G_{i,k}} + \gamma_q \left[F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{0_j} F_{Q_{j,k}} \right] \quad (1)$$

onde:

$F_{G_{i,k}}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q_{1,k}}$ é o valor característico da ação variável principal;

$\Psi_0 F_{Q_{j,k}}$ é o valor reduzido de combinação das demais ações variáveis.

Para as combinações referentes ao ELS adotam-se fatores de redução ψ_1 , para ações que se repetem muitas vezes e ψ_2 para ações de longa duração, como mostra a Tabela 3. São três, também, as combinações possíveis:

- combinação quase permanente: todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q_k}$;
- combinação frequente: a ação variável principal F_{Q_1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q_{1,k}}$ e as demais ações variáveis com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q_k}$;
- combinação rara: a ação variável principal é tomada com seu valor característico $F_{Q_{1,k}}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Q_k}$.

Tendo em vista o maior deslocamento obtido (apresentado posteriormente), no presente trabalho, somente a combinação quase permanente de serviço será abordada, que é dada pela seguinte equação:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (2)$$

onde:

$F_{G_{i,k}}$ é o valor característico das ações permanentes;

$\psi_2 F_{Q_{j,k}}$ é o valor quase permanente das ações variáveis.

Tabela 3 - Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito. ²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero. ⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: ABNT NBR 8681:2003

Por fim, a ABNT NBR 8681 (2003, p. 18) diz que “a segurança das estruturas deve ser verificada em relação a todos os possíveis estados que são admitidos como limites para a estrutura considerada”. Ou seja, devem ser respeitadas as verificações das condições analíticas (ações, esforços internos e estruturais) e verificação das condições construtivas (exigências feitas pelas normas específicas). Portanto, deve-se sempre utilizar a norma relativa ao material utilizado na construção da estrutura, a fim de se respeitar as exigências pertinentes.

2.4 AÇÃO DO VENTO EM COBERTURAS

Uma das ações mais importantes a se considerar no projeto de estruturas metálicas é a força exercida pelo vento, “principalmente se não houver ações de ponte rolante, não podendo ser negligenciada, sob o risco de colocar a estrutura em colapso”, de acordo com Bellei (2010, p. 91). Isto é, caso não haja forças verticais de maior intensidade no sentido da gravidade, a sucção exercida pelo vento na cobertura acaba sobrepujando os esforços direcionados para baixo. No caso analisado, de uma treliça, isto acaba por inverter os esforços internos nas barras, podendo fazer com que os elementos dimensionados à tração passem a trabalhar à compressão sem a resistência requerida.

Para se avaliar as forças devidas ao vento nas edificações, deve-se recorrer à ABNT NBR 6123:1988, que traz os conceitos e critérios necessários para se obter a pressão exercida nos componentes das estruturas. A própria norma chama a atenção que para edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum, estudos especiais devem ser feitos de modo a se analisar o comportamento da estrutura. Ensaios em túnel de vento e os dados obtidos podem ser usados em substituição aos coeficientes constantes na norma.

É importante ressaltar que, conforme a ABNT NBR 6123:1988, as forças devidas ao vento devem ser calculadas separadamente para os elementos de vedação e suas fixações, partes da estrutura e a estrutura como um todo. Para o presente estudo, as forças devidas ao vento serão abordadas para a cobertura de um galpão industrial localizado na cidade de Santa Maria - RS.

A velocidade característica do vento V_k é obtida multiplicando-se a velocidade básica V_0 pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 que consideram, respectivamente, fatores topográficos, fatores devidos à rugosidade da região lindeira à estrutura, altura sobre o terreno e dimensões da edificação, e fatores devidos à ocupação da estrutura, conforme a equação a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3)$$

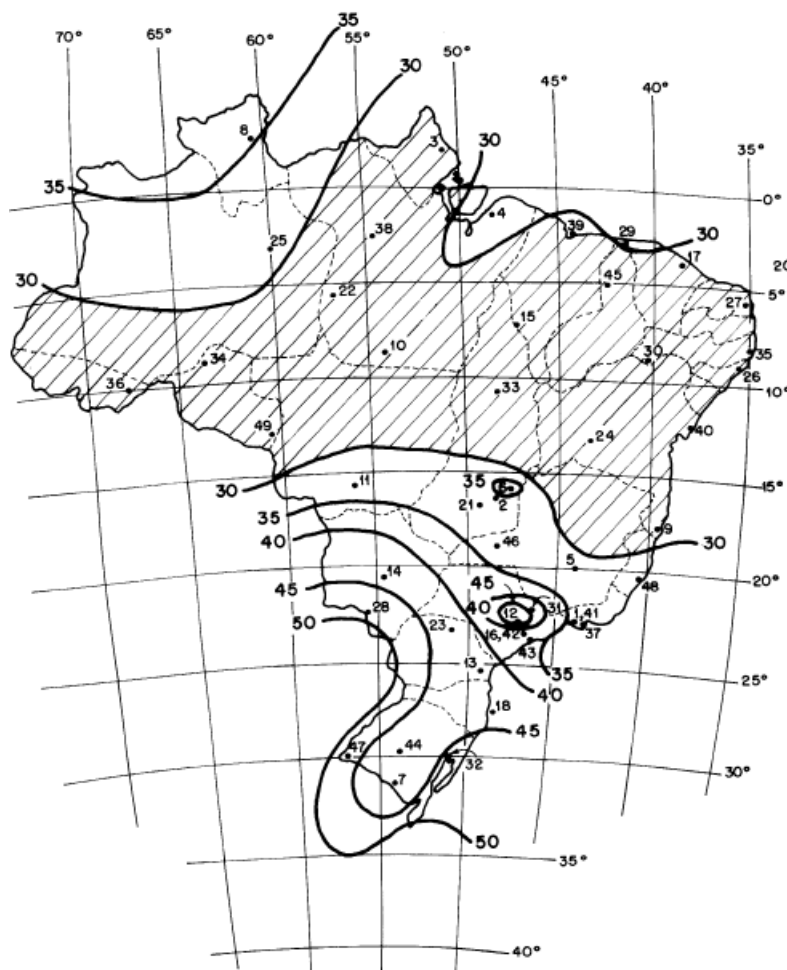
Obtida a velocidade característica, é possível calcular a pressão dinâmica q através da expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (4)$$

sendo que, para as unidades do SI, q é dada em N/m^2 e V_k em m/s .

A velocidade básica do vento varia geograficamente e pode ser obtida através do mapa de isopletas da Figura 12. São estimadas experimentalmente em torres de medição de dez metros de altura do solo em campo aberto e plano, e pode ser entendida como uma rajada de três segundos que ultrapassa esse valor em média uma vez em 50 anos (PRAVIA *et al.*, 2013, p. 26).

Figura 12 - Isopletas com os valores das velocidades básicas (em m/s) no Brasil



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

O fator topográfico considera as variações do terreno e o relevo local. Assume valores distintos para terrenos planos ou levemente inclinados, taludes e morros, e vales profundos protegidos do vento em qualquer direção. Para dados mais precisos, podem ser feitas medições anemométricas no terreno.

O fator S_2 “considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração” (NETO; CUNHA, 2017, p. 31). A

norma chama a atenção para o fato de que edificações pequenas são mais afetadas por rajadas de curta duração, enquanto estruturas maiores sofrem maior influência de rajadas mais longas. A ABNT NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias:

- a) categoria I: superfícies lisas, mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível com poucos obstáculos isolados, zonas costeiras planas, campos de aviação. Cota média de 1,0 metro;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, granjas, casas de campo, subúrbios com casas baixas e esparsas. Cota média de 3,0 metros;
- d) categoria IV: terrenos cobertos com obstáculos numerosos e pouco espaçados, zonas industriais, parques e bosques, cidades pequenas. Cota média de 10,0 metros;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, centros de grandes cidades, zonas industriais bem desenvolvidas. Cota média superior a 25,0 metros.

Quanto às suas dimensões, as edificações são distribuídas em três classes, tendo em vista que rajadas curtas (3 s) envolvem convenientemente estruturas de até 20 metros e para edificações maiores serem abrangidas é necessária maior duração do vento (ABNT 6123, 1988, p. 8). Logo, as classes abaixo se referem a intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3 s, 5 s e 10 s, respectivamente:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação cuja maior dimensão vertical ou horizontal não exceda 20 m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação cuja maior dimensão vertical ou horizontal da superfície frontal não exceda 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação cuja maior dimensão vertical ou horizontal da superfície frontal exceda 50 m.

Depois de a edificação ser classificada na respectiva categoria e classe, o fator S_2 pode ser calculado utilizando-se a Tabela 4 e a expressão que segue:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p \quad (5)$$

onde:

b é o parâmetro meteorológico para determinação de S_2 ;

F_r é o fator de rajada, sempre correspondente à categoria II;

z é a cota acima do terreno, em metros;

p é o expoente da lei potencial de variação de S_2 .

Tabela 4 - Parâmetros meteorológicos para o cálculo de S_2

Categoria	z_s (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Em que z_g indica a altura gradiente, ou seja, a altura da camada limite atmosférica.





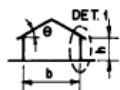
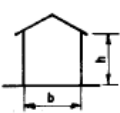
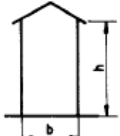
Para o fator estatístico S_3 , a norma considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, baseado em conceitos estatísticos. Tendo em vista que V_0 é baseada em um período médio de recorrência de 50 anos, a probabilidade de que a velocidade básica seja ultrapassada ou excedida nesse período é de 63% (BELLEI, 2010, p. 96). A Tabela 5, extraída da ABNT NBR 6123:1988, traz os valores mínimos do fator S_3 , que devem ser usados “na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural” (ABNT 6123, 1988, p. 10).

Tabela 5 - 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

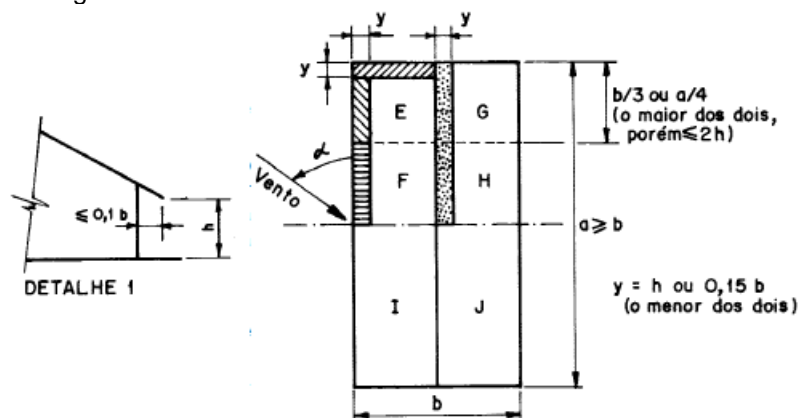
Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Tabela 6 - Coeficientes de forma e pressão externos, para telhados simétricos de duas águas e em edificações de planta retangular

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-1,2	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{1}{3}$ 	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8					
$\frac{1}{3} < \frac{h}{b} \leq \frac{1}{6}$ 	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7					
60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7					

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Figura 13 - Detalhe 1 da Tabela 6 e divisões das coberturas



Fonte: adaptado de ABNT NBR 6123:1988

em que α indica o ângulo de incidência do vento medido entre a direção do vento e o lado maior da edificação, a é a maior dimensão horizontal da edificação e b é a menor dimensão horizontal da edificação.

Notas:

- a) O coeficiente de forma c_e na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente;
- b) Nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $c_e = 1,2$, até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta;
- c) Na cobertura de lanternins, c_{pe} médio = -2,0;
- d) Para vento a 0° , nas partes I e J o coeficiente de forma c_e tem os seguintes valores:
 - $a/b = 1$: mesmo valor das partes F e H; $a/b \geq 2$: $c_e = -0,2$.
 - Interpolar linearmente para valores intermediários de a/b .

O coeficiente de pressão interna varia conforme a permeabilidade da edificação. Se esta for impermeável ao ar, a pressão em seu interior não sofrerá variações no tempo, independentemente da velocidade do vento. Porém, na realidade, as paredes e/ou coberturas admitidas como impermeáveis, quer seja pela sua natureza, quer seja acidentalmente, acabam por permitir a passagem do ar. A ABNT NBR 6123:1988 considera como impermeáveis as lajes e cortinas de concreto

armado ou protendido, paredes de alvenaria, pedras, blocos de concreto e afins desde que não possuam portas, janelas ou outras aberturas.

O índice de permeabilidade da parte de uma edificação é definido pela relação entre a área das aberturas e a área total desta parte, devendo ser determinado com a máxima precisão e prudência possíveis e levando-se em conta que alterações durante a vida útil da estrutura podem levar a valores mais nocivos de carregamento. Para se ter uma noção do índice de permeabilidade, a ABNT NBR 6123:1988 traz que uma edificação de escritórios ou moradias com todas as portas e janelas fechadas possui índice de permeabilidade da ordem 0,01% a 0,05%.

A permeabilidade deve-se a aberturas, tais como frestas entre painéis de vedação e telhas, frestas em portas e janelas, ventilações em telhados, chaminés e lanternins. Considera-se abertura dominante uma abertura cuja área supere a soma de todas as outras aberturas da área externa da edificação. Importante ressaltar que essa abertura dominante pode ocorrer devido ao rompimento de vidros ou outra causa acidental e causar alterações prejudiciais nos valores de carregamento já determinados.

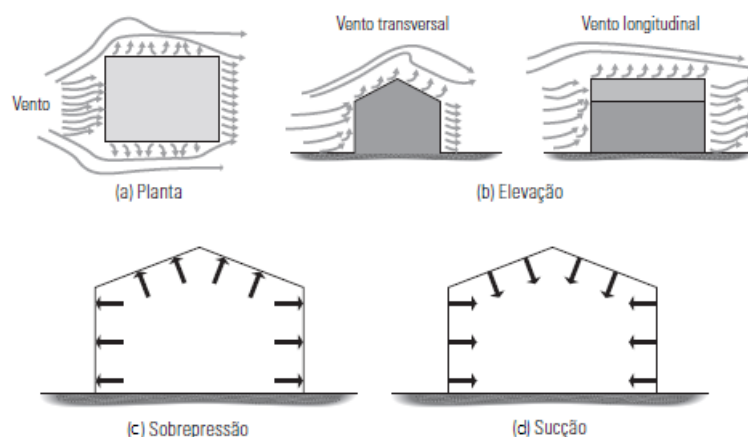
Definidos os coeficientes de pressão externa, de acordo com a Tabela 6 e a Figura 13, e interna, calcula-se o coeficiente de pressão c_p para que seja possível determinar a força exercida pelo vento por unidade de área V de acordo com as seguintes expressões:

$$c_p = c_{pe} - c_{pi} \quad (6)$$

$$V = c_p \cdot q \quad (7)$$

Dependendo da análise a ser feita, multiplica-se V pela área de influência de cada terça ou distância entre tesouras de modo a se obter a carga concentrada em um nó da treliça ou a carga distribuída no banzo superior, respectivamente. A Figura 14 ilustra as correntes de ar em uma edificação de planta retangular em planta e elevação e os efeitos de sobrepressão ou sucção causados pela pressão interna.

Figura 14 - Correntes de ar em uma edificação de planta retangular e efeitos da pressão interna



Fonte: adaptado de FAKURY *et al.* (2016)

2.5 NORMA BRASILEIRA PARA PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO

Quando se pensa em dimensionamento de estruturas metálicas usando perfis de aço laminados com conexões soldadas e à temperatura ambiente, deve-se recorrer à ABNT NBR 8800, publicada no ano de 2008. Ali estão compiladas as informações referentes às propriedades dos aços abrangidos pela norma, os critérios de dimensionamento quanto aos diferentes esforços de solicitação, conforme cada situação a ser analisada, os tipos de ligações a serem usadas, requisitos de projeto e cuidados e conservação das estruturas metálicas. É importante atentar ao aço a ser utilizado, pois para perfis estruturais formados a frio a norma correta é a ABNT NBR 14762:2010.

Para a situação tratada neste trabalho, de uma treliça de cobertura, serão abordados os critérios de dimensionamento de elementos quanto aos esforços de tração e compressão, com destaque para as especificidades aplicadas às cantoneiras simples e duplas conectadas por solda em uma das abas.

2.5.1 Dimensionamento à tração

O item 5.2 da ABNT NBR 8800:2008 dedica-se aos critérios de dimensionamento de barras prismáticas submetidas a esforços axiais de tração e traz como premissa o seguinte critério:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (8)$$

onde:

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

A força axial de tração resistente de cálculo, é o menor valor obtido quando se considera os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões a seguir:

a) para escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (9)$$

b) para ruptura da seção líquida efetiva

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (10)$$

onde:

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências no ELU relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade;

γ_{a2} é o coeficiente de ponderação das resistências no ELU relacionado à ruptura.

Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das resistências

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Os coeficientes de ponderação das resistências nos estados limites últimos são definidos no item 4.8.2 da ABNT NBR 8800:2008 e podem ser consultados na Tabela 7.

A área líquida efetiva de uma barra A_e é calculada multiplicando-se a área líquida A_n pelo coeficiente de redução da área líquida C_t , conforme a expressão que segue:

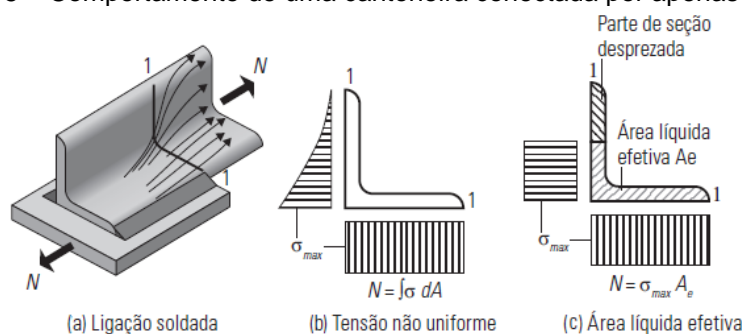
$$A_e = C_t \cdot A_n \quad (11)$$

O item 5.2.4.2 da ABNT NBR 8800:2008 diz que, para regiões sem furos (como ligações soldadas, por exemplo) a área líquida A_n deve ser tomada como sendo igual à área bruta da seção transversal A_g . Portanto, para o caso estudado, tem-se:

$$A_n = A_g \quad (12)$$

Com relação à área líquida efetiva A_e , Fakury *et al.* (2016, p. 102) explicam que para barras tracionadas ligadas por parafusos ou soldas em somente um dos componentes da seção transversal, estas ficam sujeitas à uma distribuição de tensões não uniformes na região da ligação. A Figura 15 mostra uma cantoneira ligada por solda em uma das abas e observa-se que as tensões se concentram mais no elemento conectado, sendo a seção 1-1 a mais solicitada, pois fica submetida à totalidade da força de tração N , uma vez que nenhuma parcela dessa força ainda foi transmitida pela solda para a chapa, resultando em uma tensão normal não uniforme. Para efeitos práticos, essa distribuição não uniforme “é substituída por uma tensão uniforme, de intensidade máxima, atuando em apenas uma parte da seção transversal” (FAKURY *et al.*, 2016, p. 103). Em resumo, considera-se que uma parte da seção transversal trabalha sob tensão uniforme, a área líquida efetiva, e o restante da seção é desprezada.

Figura 15 – Comportamento de uma cantoneira conectada por apenas uma aba



Fonte: adaptado de FAKURY *et al.* (2016)

Onde σ_{\max} é a tensão normal máxima na ligação.

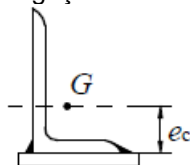
A letra c) do item 5.2.5 da ABNT NBR 8800:2008 faz referência ao cálculo do C_t para barras de seções transversais abertas quando a força de tração for transmitida por soldas para alguns (não todos) elementos da seção transversal, conforme a Figura 16. Também fixa 0,90 como limite máximo do C_t , mesmo que seu cálculo resulte em valor maior, e 0,60 como valor mínimo, não permitindo usar a ligação caso resulte em valor inferior. Calcula-se C_t pela equação a seguir:

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (13)$$

onde:

- e_c é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G , ao plano de cisalhamento da ligação;
- l_c é o comprimento efetivo da ligação.

Figura 16 - Excentricidade da ligação soldada de uma cantoneira simples



Fonte: adaptado de ABNT NBR 8800:2008

Em seu item 5.2.8.1, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda que o índice de esbeltez das barras tracionadas λ não seja superior a 300. O índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda = \frac{L}{r} \quad (14)$$

onde:

- L é o comprimento destravado;
- r é o raio de giração correspondente.

2.5.2 Dimensionamento à compressão

Os estudos preliminares sobre a instabilidade de barras axialmente comprimidas iniciaram-se com o matemático suíço Leonhardt Euler, responsável pelos primeiros resultados teóricos sobre o assunto (PRAVIA *et al.* 2013, p. 49). O

item 5.3 da ABNT NBR 8800:2008 norteia o dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão e, como critério básico, tem-se que:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (15)$$

onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

O primeiro ponto a se observar é o índice de esbeltez λ da peça a ser analisada, de modo que seja inferior a 200, conforme o item 5.3.4.1 da ABNT NBR 8800:2008, de acordo com a equação:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \quad (16)$$

onde:

K é o coeficiente de flambagem;

L é o comprimento destravado;

r é o raio de giração correspondente.

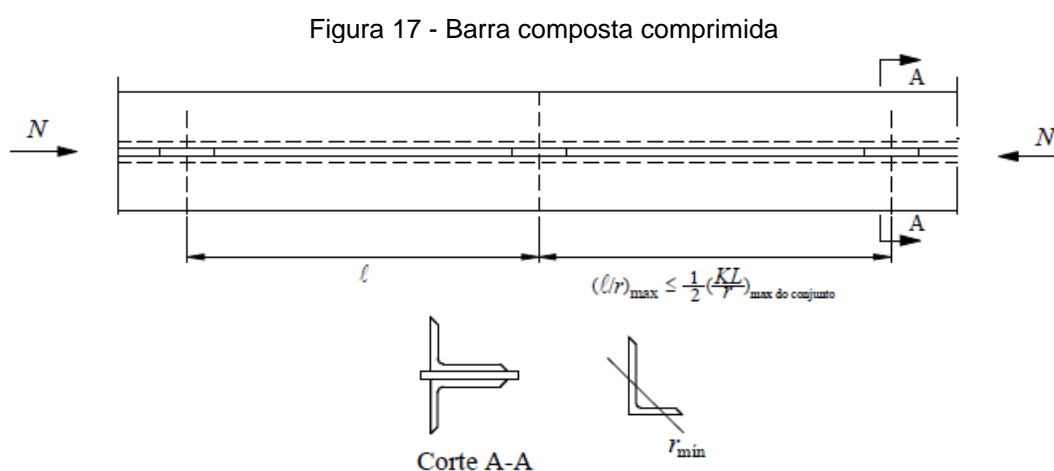
O coeficiente de flambagem K deve ser determinado de acordo com o item E.2.1.1 da norma, em função das vinculações das extremidades da barra. A Tabela 8 traz as situações possíveis.

Tabela 8 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

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

Fonte: adaptado de ABNT NBR 8800:2008

Em barras compostas são usadas chapas espaçadoras. Para assegurar que os perfis que as compõem trabalhem em conjunto, as ligações entre os perfis devem estar situadas a distâncias tais que o índice de esbeltez de qualquer perfil (calculado com seu raio de giração mínimo) não seja superior à metade do índice de esbeltez da barra composta e, adicionalmente, pelo menos duas barras espaçadoras devem ser colocadas uniformemente espaçadas ao longo do comprimento, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. A Figura 17 ilustra a verificação da necessidade destas presilhas.



Atendido o critério do índice de esbeltez, o procedimento seguinte é o cálculo da força axial resistente de cálculo, de acordo com a expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (17)$$

onde:

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências no ELU relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade.

O cálculo do fator de redução associado à resistência à compressão varia conforme o valor do índice de esbeltez reduzido λ_0 , conforme relação abaixo:

para $\lambda_0 \leq 1,5$:

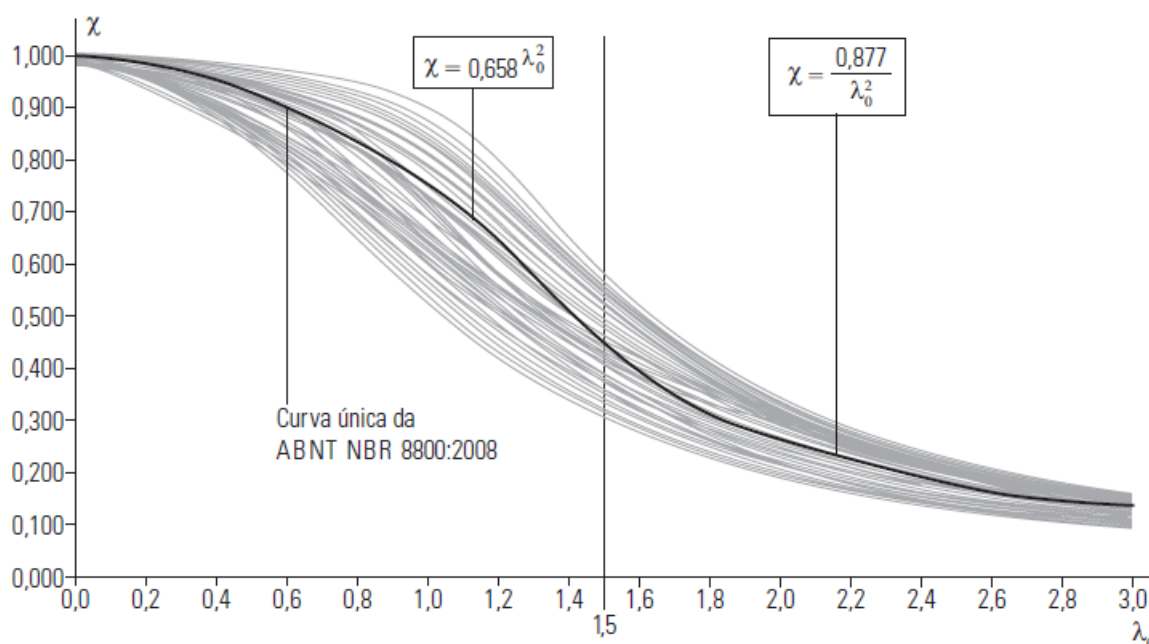
$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (18)$$

para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,8777}{\lambda_0^2} \quad (19)$$

O valor de χ também pode ser obtido de maneira gráfica, como mostra a Figura 18. Como a distribuição de tensões residuais varia conforme o perfil adotado e o fator de redução associado à resistência à compressão depende dessa distribuição, por certo deveriam existir inúmeras curvas para esse fator. Porém, a ABNT NBR 8800:2008 adota uma curva única que retorna valores maiores para algumas situações e menores para outras, sempre dentro de limites considerados aceitáveis para a segurança estrutural (FAKURY *et al.*, 2016, p. 126).

Figura 18 - Conjunto de curvas de χ , com destaque para a curva única adotada pela ABNT NBR 8800:2008



Fonte: FAKURY *et al.* (2016)

O índice de esbeltez reduzido é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (20)$$

onde N_e é a força axial de flambagem elástica.

O cálculo de N_e é dado pelo anexo E da ABNT NBR 8800:2008 e leva em consideração a simetria da seção transversal da peça. Serão abordados os cálculos

relativos às seções formadas por duas cantoneiras opostas pelas abas e cantoneiras simples conectadas por uma aba.

Cantoneiras duplas formando um T são tratadas como seções monossimétricas (FAKURY *et al.*, 2016, p. 131). São dois os seus modos de flambagem, conforme o item E.1.2 da ABNT NBR 8800:2008:

- a) flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad (21)$$

- b) flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \cdot [1 - (y_0/r_0)^2]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ey} \cdot N_{ez} \cdot [1 - (y_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (22)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \quad (23)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] \quad (24)$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (25)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

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

K_x é o coeficiente de flambagem em relação ao eixo x;

L_x é o comprimento destravado em relação ao eixo x;

N_{ey} é força axial de flambagem elástica para flambagem por flexão em torno do eixo central de inércia y da seção transversal;

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica por torção em relação ao eixo longitudinal z;

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

r_x é o raio de giração em relação ao eixo central x;

r_y é o raio de giração em relação ao eixo central y;

x_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central x ;

y_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central y ;

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

K_y é o coeficiente de flambagem em relação ao eixo y ;

L_y é o comprimento destravado em relação ao eixo y ;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

K_z é o coeficiente de flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z ;

L_z é o comprimento destravado para torção em relação ao eixo longitudinal z ;

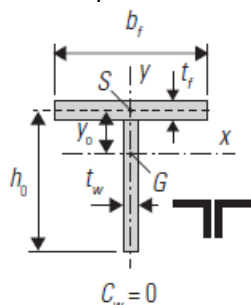
G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal.

A letra a) do item E.2.2 da ABNT NBR 8800:2008 estipula o valor de 1,00 para o K_z na situação de ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre, abrangendo, portanto, as condições deste trabalho.

A Figura 19 traz o valor de C_w igual a zero e a posição do centro de cisalhamento da seção transversal S para a situação de duas cantoneiras associadas formando um T.

Figura 19 - Valor de C_w e posição de S para cantoneiras associadas formando um T



Fonte: adaptado de FAKURY *et al.* (2016)

A coordenada do centro de cisalhamento na direção central do eixo y é dada, de acordo com Fakury *et al.* (2016, p. 131), por:

$$y_0 = \frac{h_0^2 \cdot t_w}{2 \cdot (b_f \cdot t_f + h_0 \cdot t_w)} \quad (26)$$

onde:

h_0 é a altura da base da alma ao centro da mesa da seção transversal;

t_w é a espessura da alma da seção transversal;

b_f é a largura da mesa da seção transversal;

t_f é a espessura da mesa da seção transversal.

Em seu item E.1.4.1 a ABNT NBR 8800:2008 diz que os efeitos da excentricidade da força de compressão que atua em uma cantoneira simples podem ser considerados através de um comprimento de flambagem equivalente, desde que a cantoneira:

- a) seja carregada nas extremidades através da mesma aba;
- b) seja conectada por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação;
- c) não esteja solicitada por ações transversais intermediárias.

A situação a ser apresentada neste trabalho satisfaz as três condições citadas. Portanto, a força axial de flambagem elástica da cantoneira simples é dada por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{x1}}{(K_{x1} \cdot L_{x1})^2} \quad (27)$$

onde:

I_{x1} é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

K_{x1} é o coeficiente de flambagem em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

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

Como as cantoneiras que serão consideradas no presente trabalho são de abas iguais, compõem diagonais e montantes de uma treliça plana e as barras adjacentes serão conectadas do mesmo lado da chapa *gusset*, aplica-se o item E.1.4.2 da ABNT NBR 8800:2008, que traz duas situações:

a) quando $0 \leq \frac{L_{x1}}{r_{x1}} \leq 80$:

$$K_{x1} \cdot L_{x1} = 72 \cdot r_{x1} + 0,75 \cdot L_{x1} \quad (28)$$

b) quando $\frac{L_{x1}}{r_{x1}} > 80$:

$$K_{x1} \cdot L_{x1} = 32 \cdot r_{x1} + 1,25 \cdot L_{x1} \quad (29)$$

onde:

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.

Por fim, resta apenas determinar o valor do fator de redução total associado à flambagem local Q de acordo com o anexo F da ABNT NBR 8800:2008, que faz referência ao item 5.1.2.2.1 da mesma norma ao classificar os elementos de seções transversais usuais em AA quando possuem duas bordas longitudinais vinculadas e AL quando possuem apenas uma borda longitudinal vinculada. No mesmo anexo, a norma diz que se a relação entre a largura e a espessura do elemento (relação b/t) for inferior aos valores de $(b/t)_{lim}$ mostrados na Tabela 9, toma-se o valor do fator de redução total como 1,00. Para relações b/t de elementos AL (alvo deste estudo) superiores aos limites tabelados, tem-se:

$$Q = Q_s \quad (30)$$

onde:

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem de elementos AL.

Os valores de Q_s para elementos comprimidos AL do grupo três da Tabela 9 são os seguintes:

a) para $0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (31)$$

b) para $\frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = \frac{0,53 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (32)$$

Tabela 9 - Valores de $(b/t)_{lim}$

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

Fonte: adaptado de ABNT NBR 8800:2008

Vistas as etapas de obtenção dos fatores de redução, o entendimento da Equação (17) torna-se ainda mais simples através da explicação de Fakury *et al.* (2016, p. 140):

Observa-se que, quando χ é igual a 1,0 e Q é menor que 1,0, o estado-limite último que pode ocorrer é a flambagem local. Contudo, quando Q é igual a 1,0 e χ é menor que 1,0, o estado-limite possível é a instabilidade da barra. Quando ambos os fatores forem menores que 1,0, ocorre interação entre a instabilidade da barra e a flambagem local (notar que o fator Q influi no valor de χ), e, quando ambos forem iguais a 1,0, o estado-limite a ser considerado é o escoamento da seção bruta da barra (falha do material), que causa grande redução do comprimento da barra (fenômeno contrário ao escoamento da seção bruta de uma barra tracionada, que causa grande aumento de comprimento).

2.5.3 Dimensionamento ao ELS

O item 11 e os anexos C, L e M da ABNT NBR 8800:2008 tratam sobre as condições para que o estado limite de serviço seja atendido. Dentre as várias informações, para este estudo, são relevantes as que tratam sobre a inclinação mínima das coberturas (já abordada) e a flecha máxima para vigas de cobertura, dada de acordo com a tabela C.1 da norma:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250} \quad (33)$$

onde:

δ_{max} é a flecha máxima;

L é o vão teórico entre apoios.

2.6 PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000 E A NORMA NORTE-AMERICANA

São apresentadas informações gerais sem, contudo, se aprofundar sobre o programa computacional para cálculo estrutural SAP2000 e a norma norte-americana de especificações para edificações estruturais em aço AISC 360-05.

2.6.1 O programa SAP2000

Desenvolvido pela CSI (*Computer and Structures, Incorporated*), uma empresa sediada na Califórnia, EUA (Estados Unidos da América), o SAP2000 é um programa computacional baseado em elementos finitos, com interface gráfica em três dimensões, destinado à modelagem, análise e dimensionamento de diversos problemas de engenharia de estruturas, segundo o que consta no *site* do desenvolvedor.

SAP significa *Structural Analysis Program*, ou seja, programa de análise estrutural, sendo esse seu foco. Ainda segundo a página da empresa CSI, o SAP2000 pode gerar automaticamente carregamentos sísmicos, de vento e de veículos para posterior análise e dimensionamento de estruturas em aço laminado a quente, concreto armado, perfis de alumínio e perfis de aço formados a frio, através de normas norte-americanas, europeias, canadenses, turcas, entre outras.

Trata-se de uma ferramenta poderosa no auxílio ao profissional de Engenharia na tarefa de modelar e analisar estruturas. Oferece a possibilidade de importar arquivos de outros programas do tipo CAD (*Computer Aided Design*) e é capaz de gerar relatórios com os resultados das análises, de acordo com a norma escolhida. O fato de não abranger normas nacionais é um ponto negativo, pois demanda uma verificação extra dos resultados. Para o presente trabalho foi utilizada a versão 24.0.0 do programa.

2.6.2 Norma norte-americana para dimensionamento de estruturas de aço

Dentre as várias opções de normativas disponibilizadas pelo SAP2000, foi escolhida a norma norte-americana AISC 360-05/IBC 2006 desenvolvida pelo AISC (*American Institute of Steel Construction*) em 2005 e adotada pelo ANSI (*American National Standards Institute*), e pelo IBC (*International Building Code*[®]) no ano de 2006 (CRISTE; CARTER, 2014). Essa escolha foi motivada pelo fato de a ANSI/AISC 360-05 constar como referência normativa da ABNT NBR 8800:2008.

A AISC 360-05 pela primeira vez fornece um tratamento integrado do dimensionamento pelo método ASD (*Allowable Stress Design*), projeto de tensão admissível, e LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), projeto de fator de carga e resistência e, de acordo com seu capítulo B, os projetos podem ser desenvolvidos de acordo com as provisões ASD ou LRFD (AISC 360, 2005, p. v).

Enquanto no método ASD as tensões máximas que a estrutura pode suportar são calculadas e comparadas com as tensões admissíveis do material, o método LRFD leva em conta desvios da carga real em relação à carga nominal, incertezas da análise, desvios da resistência real, consequências da falha e são utilizados fatores de carga e resistência para garantir que a estrutura esteja segura sob condições extremas de carga (ASCE, 2003, p.1).

Devido às semelhanças do método LRFD com o método dos estados limites adotado pela ABNT NBR 8800:2008, somente este será abordado na AISC 360-05. Porém, as combinações de carga estipuladas em publicação da SEI (*Structural Engineering Institute*) e ASCE (*American Society of Civil Engineers*[®]), a SEI/ASCE 7-02 referenciada na norma norte-americana, não serão discutidas pois não foram consideradas no presente trabalho. Somente as combinações de carga da norma nacional foram analisadas no SAP2000.

Como parâmetro global de dimensionamento adotado pela AISC 360-05 para o método LRFD, as condições da norma são satisfeitas quando a resistência de projeto iguala ou excede a resistência exigida, de acordo com a seguinte equação:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (34)$$

onde:

R_u é a resistência requerida (LRFD);

R_n é a resistência nominal;

Φ é o fator de resistência;

ΦR_n é a resistência de projeto.

2.6.2.1 Projeto de elementos à tração

A AISC 360-05 não estabelece limite máximo para o índice de esbeltez L/r em barras sujeitas à tração, mas traz uma nota recomendando que os valores não superem 300. Nota-se que este é o mesmo limite estipulado pela ABNT NBR 8800:2008.

A resistência à tração de projeto $\Phi_t R_n$ dos elementos tracionados deve ser o menor valor obtido de acordo com os estados limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida:

a) escoamento da seção bruta:

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (35)$$

$$\Phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

b) ruptura da seção líquida efetiva:

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (36)$$

$$\Phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

onde:

P_n é a resistência axial nominal;

F_y é a tensão de escoamento do aço;

A_g é a área bruta da seção;

Φ_t é o fator de resistência para tração;

F_u é a resistência à tração mínima do aço;

A_e é a área líquida efetiva.

Para membros sem furos e conectados por solda, a área líquida efetiva deve ser determinada por:

$$A_e = A_n \cdot U \quad (37)$$

onde:

A_n é a área líquida;

U é o fator de cisalhamento.

Como no caso deste trabalho as conexões serão feitas por meio de soldas, os valores da área líquida e da área líquida efetiva são os mesmos. O fator de cisalhamento é obtido por meio da *TABLE D3.1* da AISC 360-05, e varia conforme o perfil analisado. Para cantoneiras, usa-se o item dois da referida tabela, sendo:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad (38)$$

onde:

\bar{x} é a excentricidade da ligação;

l é o comprimento da ligação.

A norma chama a atenção que para cantoneiras simples e duplas as conexões devem ser proporcionadas para que o fator de cisalhamento seja maior ou igual a 0,60.

2.6.2.2 Projeto de elementos à compressão

A resistência nominal à compressão P_n deve ser o menor valor obtido de acordo com os estados limites de flambagem à flexão, flambagem por torção e flambagem por flexo-torção.

A resistência à compressão de projeto $\Phi_c P_n$ deve ser determinada conforme o perfil analisado:

- a) para perfis monossimétricos ou com dupla simetria, aplica-se o estado limite da flambagem por torção;
- b) para perfis monossimétricos e assimétricos, e certas barras com dupla simetria, como colunas em cruz ou compostas, também se aplicam os estados limites de flambagem por torção e flexo-torção.

Para o método LRFD, o fator de resistência para compressão Φ_c assume o valor de 0,90.

A AISC 360-05 diz que o índice de esbeltez, dado por KL/r , deve preferencialmente não exceder 200, sendo que:

K é o fator de comprimento efetivo;

L é o comprimento lateralmente não contraventado;

r é o raio de giração governante.

Para a determinação do fator de comprimento efetivo deve-se fazer uso da *TABLE C-C2.2*, que determina os valores teóricos e os recomendados deste fator. Por ser exatamente igual à Tabela 8, que foi extraída da ABNT NBR 8800:2008, não será apresentada.

A classificação das seções quanto à flambagem local leva em conta, primeiramente, a conexão dos elementos compostos. Para a situação deste trabalho, as cantoneiras duplas não serão unidas em todo seu comprimento, sendo classificadas, de acordo com a seção B4 da AISC 360-05, como não compactas, assim como as cantoneiras simples. De acordo com o item 1 da mesma seção, as cantoneiras constituem elementos não enrijecidos. A relação limite entre a largura e a espessura para elementos comprimidos não compactos λ_r é dada por:

$$\lambda_r \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (39)$$

sendo que se o valor de λ_r superar o limite mostrado acima, o elemento é classificado como esbelto.

A resistência à compressão para flambagem por flexão de membros sem elementos esbeltos é calculada através da resistência nominal à compressão, que deve ser determinada com base no estado limite para flambagem à flexão:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (40)$$

onde:

F_{cr} é a tensão crítica.

A tensão crítica é determinada como segue:

a) quando $\frac{K \cdot L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (ou $F_e \geq 0,44F_y$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \quad (41)$$

b) quando $\frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (ou $F_e < 0,44F_y$)

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (42)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (43)$$

onde:

F_e é a tensão de flambagem crítica elástica.

A resistência à compressão para flambagem por torção e flexo-torção de membros sem elementos esbeltos deve ser verificada para os perfis já citados anteriormente. Será abordada apenas a situação de cantoneiras duplas (perfil monossimétrico), sendo que a resistência nominal à compressão P_n é calculada da mesma forma que a definida na Equação (40), e a tensão crítica é dada por:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2 \cdot H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \quad (44)$$

$$F_{crz} = \frac{G \cdot J}{A_g \cdot \bar{r}_0^2} \quad (45)$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \quad (46)$$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (47)$$

sendo que F_{cry} é tomada como F_{cr} de acordo com as Equações (41) e (42) para flambagem local em torno do eixo y de simetria e $\frac{K \cdot L}{r} = \frac{K \cdot L}{r_y}$:

onde:

F_{cry} é a tensão crítica em relação ao menor eixo;

F_{crz} é a tensão crítica de flambagem à torção;

H é a constante de flexão;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

\bar{r}_0 é o raio polar de giração em torno do eixo de cisalhamento;

x_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo x ;

y_0 é a Coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo y ;

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

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

r_y é o raio de giração em relação ao eixo central y .

Para as cantoneiras simples a norma norte-americana traz um item específico com as mesmas considerações da ABNT NBR 8800:2008 com relação aos efeitos da excentricidade. Estes efeitos podem ser desconsiderados se os elementos são analisados como carregados axialmente e satisfaçam as três condições seguintes:

- a) os membros são comprimidos nas extremidades através da mesma aba;
- b) os elementos são conectados por solda ou no mínimo dois parafusos;
- c) não existem cargas transversais intermediárias.

Para a situação de cantoneiras que são diagonais ou montantes de uma treliça plana e os membros adjacentes são conectados pela mesma aba à chapa *gusset* ou banzo, o índice de esbeltez efetivo é dado por:

- a) quando $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \quad (48)$$

- b) quando $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1,25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (49)$$

onde:

L é o comprimento entre os pontos de trabalho nas linhas centrais da corda da treliça;

r_x é o raio de giração em torno do eixo paralelo à aba conectada.

Para as cantoneiras classificadas como esbeltas, de acordo com a Equação (39), a resistência nominal à compressão novamente é obtida conforme a Equação (40) e baseada nos estados limites para flambagem à flexão, torção e flexo-torção para duas situações distintas:

- a) quando $\frac{K \cdot L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}}$ (ou $F_e \geq 0,44Q \cdot F_y$)

$$F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \quad (50)$$

$$\text{b) quando } \frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} \text{ (ou } F_e < 0,44Q \cdot F_y) \\ F_{cr} = 0,877F_e \quad (51)$$

onde:

Q é o fator de redução total para elementos esbeltos comprimidos.

A tensão de flambagem crítica elástica F_e deve ser calculada de acordo com as Equações (43) e (44) para as cantoneiras duplas, e Equação (43) para cantoneiras simples.

Para elementos sem membros esbeltos, o fator de redução total assume o valor de 1,00. Como para este trabalho serão consideradas apenas cantoneiras simples e duplas, caso haja membros esbeltos Q é dado por:

$$Q = Q_s \quad (52)$$

onde:

Q_s é o fator de redução para elementos esbeltos não enrijecidos comprimidos.

O fator de redução para elementos esbeltos não enrijecidos comprimidos Q_s varia conforme a relação entre a largura e a espessura (b/t) das abas das cantoneiras como segue:

$$\text{a) quando } \frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}: \\ Q_s = 1,0 \quad (53)$$

$$\text{b) quando } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}: \\ Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (54)$$

$$\text{c) quando } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}: \\ Q_s = \frac{0,53 \cdot E}{F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (55)$$

onde:

b é a largura total da aba;

t é a espessura do elemento.

2.6.2.3 Projeto quanto ao estado limite de serviço

A norma norte-americana traz no capítulo L a determinação de que as deflexões da estrutura não podem interferir em suas condições de serviço, incluindo o nivelamento dos pisos, alinhamento dos membros estruturais e a integridade dos acabamentos. Na seção de comentários, também no capítulo L, a deflexão máxima de elementos de cobertura é limitada a $1/240$ do comprimento do vão.

3 METODOLOGIA

O presente capítulo apresenta inicialmente a estrutura alvo do estudo, que é parte da cobertura de um galpão industrial de uso geral. Serão mostradas as dimensões do projeto e alguns itens construtivos serão abordados brevemente.

Outro assunto deste capítulo diz respeito às ações atuantes na estrutura. Será feito o levantamento das cargas permanentes e variáveis, bem como da ação do vento na cobertura.

Segue-se com a apresentação dos materiais escolhidos e suas características. O tipo de aço e os perfis usados serão evidenciados a fim de se conhecer suas propriedades.

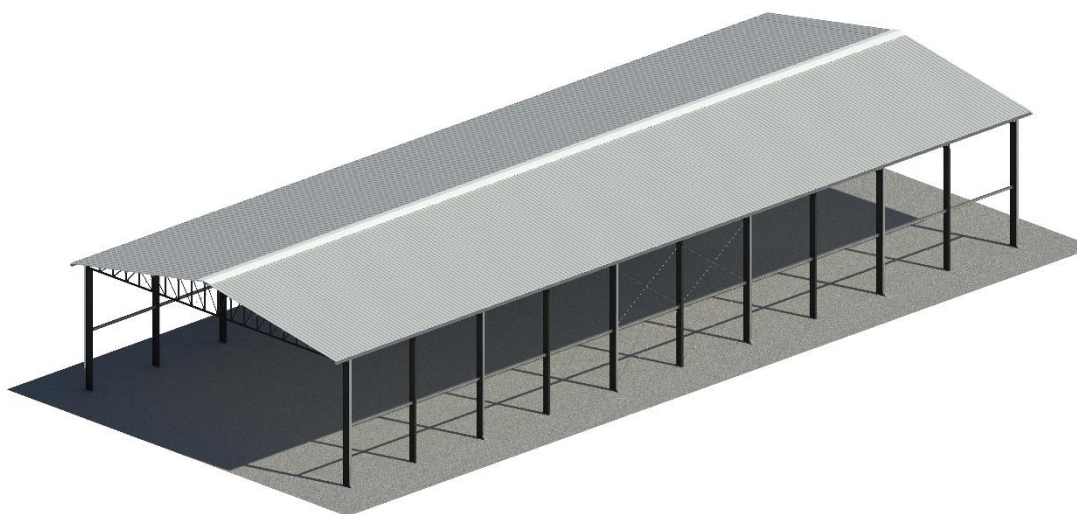
Por fim, será tratada a modelagem da tesoura de cobertura no SAP2000 e as configurações feitas no programa para que esta fosse analisada e dimensionada automaticamente por meio de uma lista de perfis criada.

3.1 APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA A SER ANALISADA

A treliça a ser estudada é parte da cobertura de um galpão industrial fictício situado na cidade de Santa Maria – RS. O galpão pode ser classificado como uma cobertura isolada a duas águas planas, tendo em vista as reduzidas dimensões dos suportes, que não constituem obstáculo à passagem do vento, cuja ação é exercida diretamente nas faces superior e inferior da cobertura (BELLEI, 2010, p. 108). Não foram adotados tapamentos laterais. É um edifício industrial com vão simples, com coluna simples e tesoura, que é, possivelmente, o sistema mais barato de construção de galpões, tendo ainda uma relação entre o peso da estrutura por unidade de área muito baixa (BELLEI, 2010, p. 115).

Apenas como forma de apresentar a estrutura como um todo, já que não serão alvos do dimensionamento, foram arbitradas colunas de aço de alma cheia do tipo W 410x38,8, terças em perfil U de chapa dobrada 100x50, telhas sanduíche em chapas de aço com núcleo de 30 milímetros em PIR, perfil trapezoidal com altura de onda de 40 milímetros, telha externa de 0,5 milímetros e bandeja interna de 0,43 milímetros, e os contraventamentos verticais e horizontais em barras redondas com extremidades rosqueadas.

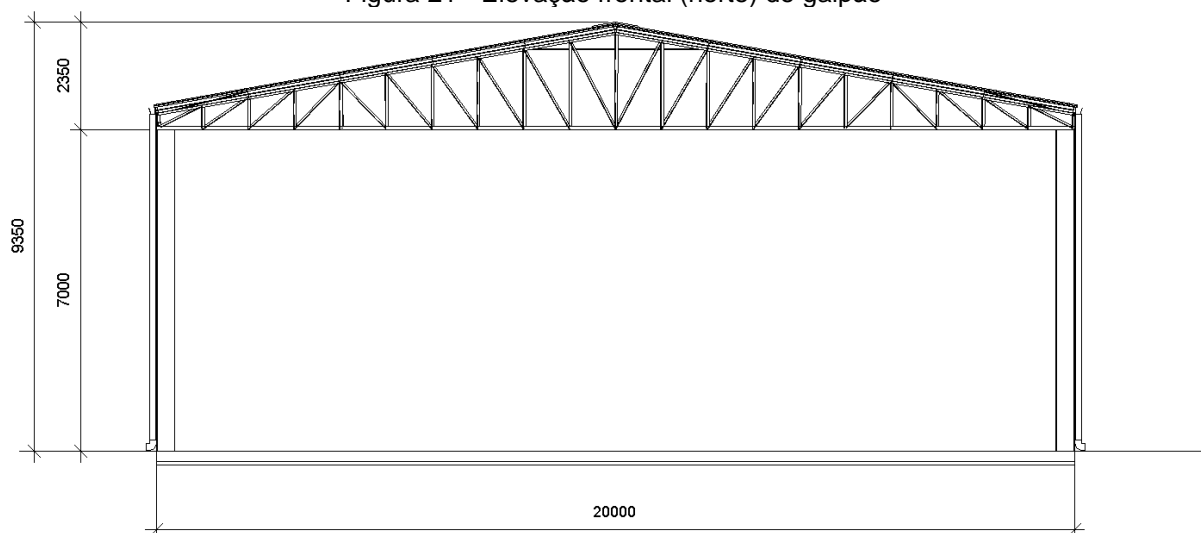
Figura 20 - Vista em perspectiva do galpão



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

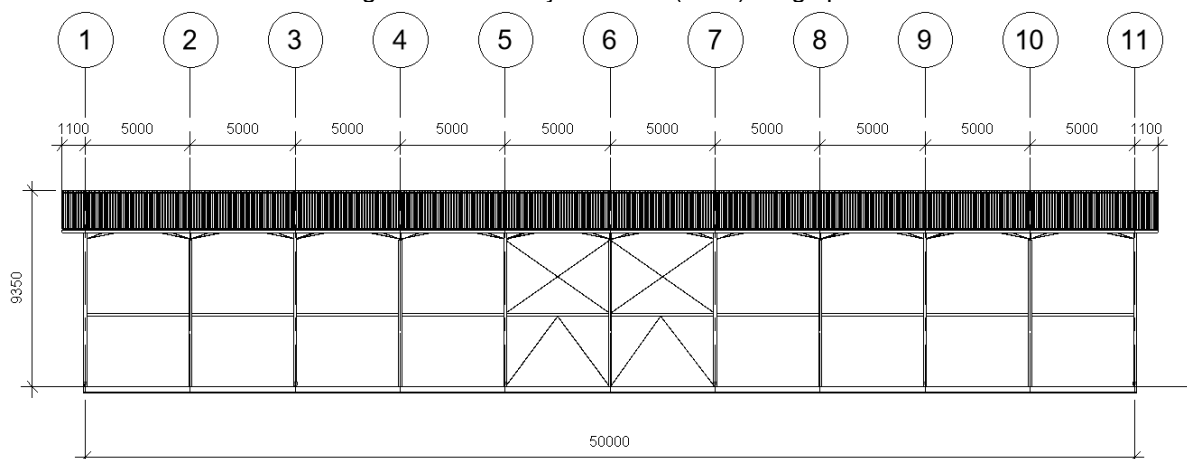
O galpão possui 20 metros de largura, 50 metros de comprimento e pé direito de sete metros. As tesouras são espaçadas a cada cinco metros e a cumeeira do telhado fica a 9,35 metros de altura. O piso é feito em concreto e a estrutura toda em aço soldado. As figuras 20, 21 e 22 mostram o galpão em perspectiva e ilustram suas dimensões. Notam-se as cotas em milímetros, usadas em estruturas de aço.

Figura 21 - Elevação frontal (norte) do galpão



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Figura 22 - Elevação lateral (leste) do galpão



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Foram escolhidas telhas metálicas com corrugação trapezoidal pois possuem maior inércia que as onduladas, permitindo maior espaçamento entre os apoios, resultando em uma opção econômica, comparadas às telhas onduladas (BELLEI, 2010, p. 135). Diversos são os aços e espessuras possíveis para fabricação das telhas, permitindo comprimentos de até 12 metros, mas pelo difícil manuseio, deve ser dada preferência para unidades próximas de seis metros (NETO; CUNHA, 2017, p.189). Com relação à fixação, Bellei (2010, p. 138) chama a atenção para as zonas críticas de sucção das coberturas. Na Figura 13 podem ser vistas as áreas mais sujeitas a arrancamento das telhas (hachuradas).

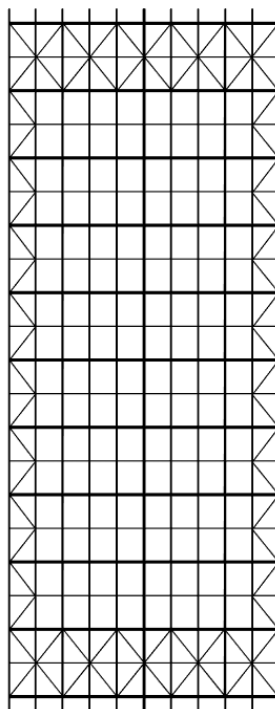
Para as terças, foi escolhido um perfil U de chapa dobrada, uma escolha comum assim como os perfis tipo I, Z e cantoneiras simples (BELLEI 2010, p. 139). Foram posicionados com as aberturas voltadas para o beiral, tendo em vista esta ser a configuração com melhor desempenho para as cargas de serviço e a possibilidade de ser um fator determinante para a durabilidade da estrutura, pelo menor acúmulo de pó e umidade dentro do perfil (IABr, 2018, p. 46). No caso da cobertura a ser estudada, o espaçamento entre as terças é de aproximadamente dois metros. Com a finalidade de reduzir o vão entre as terças, foram adicionados tirantes no sentido de menor inércia, sendo estes sujeitos apenas à tração (BELLEI, 202, p. 144).

As colunas foram modeladas, como dito anteriormente, apenas para compor a estrutura como um todo, sendo escolhido um perfil W estrutural. Além de servirem de suporte para a cobertura, fixam os tubos de queda do sistema de águas pluviais.

Os contraventamentos seguem as orientações apresentadas por Ballio e Mazzolani (1987) que dizem que, para estabilizar as treliças quando há colunas sob

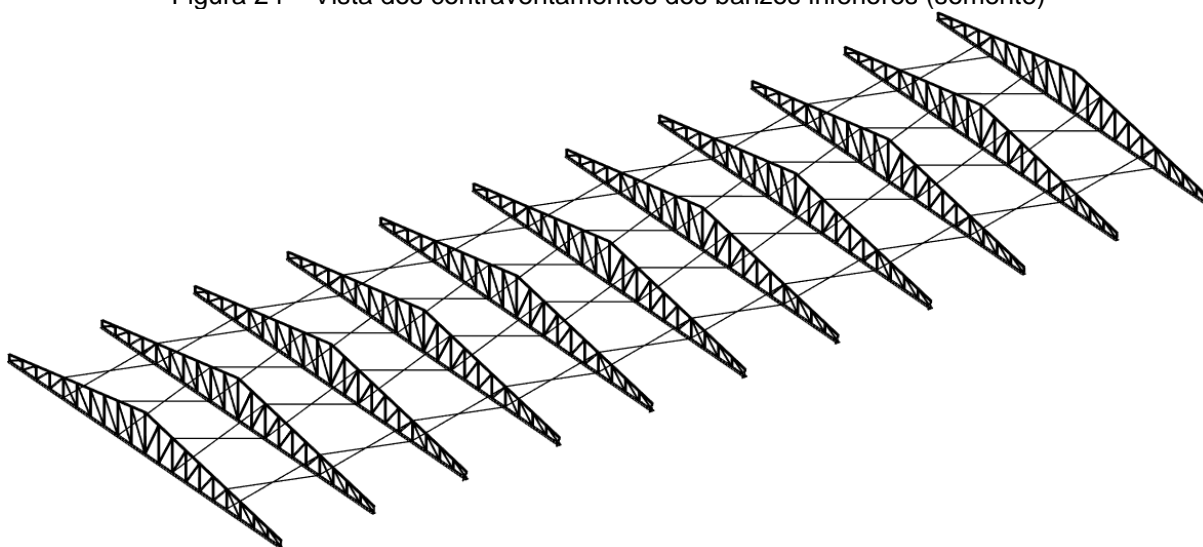
cada uma delas, os contraventamentos transversais são mandatórios para prevenir a instabilidade de membros comprimidos por ações de cargas verticais e para resistir às cargas horizontais. Ainda de acordo com os autores, para evitar movimentos da estrutura do telhado, são necessárias contenções externas, sendo preferencialmente localizadas no meio da estrutura de forma a evitar restrições por variações térmicas, que podem comprimir os elementos. Estes contraventamentos podem representar barreiras à passagem de pessoas e equipamentos quando feitos em X, então adotou-se um modelo com menor impacto nesse quesito, como pode ser visto na Figura 22. Os contraventamentos transversais são mostrados na Figura 23. Por último, como consequência da compressão no banzo inferior das treliças pela sucção do vento, pode ocorrer flambagem fora do plano do elemento. Adotou-se contraventamento cruzado vertical ligando os banzos superiores aos inferiores, de modo que um dos elementos sempre estará sob tração qualquer que seja a direção da flambagem (BALLIO; MAZZOLANI, 1987, p. 35). Para este estudo, os contraventamentos foram dispostos a cada quatro metros, conforme pode ser visto na Figura 24.

Figura 23 - Vista superior dos contraventamentos transversais, terças e tirantes



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Figura 24 – Vista dos contraventamentos dos banzos inferiores (somente)



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

3.2 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES SOLICITANTES DA ESTRUTURA E COMBINAÇÕES DE CARGAS

Como visto anteriormente, as ações nas estruturas dividem-se em permanentes, variáveis e excepcionais. Neste estudo as ações excepcionais não serão consideradas. Temos, portanto, como ações permanentes o peso próprio das tesouras, as terças, telhas metálicas e os contraventamentos. Já as ações variáveis serão a sobrecarga da cobertura e o vento.

Depois de determinadas as ações, serão feitas as combinações de carga para os estados limites último e de serviço. Serão obtidas cargas uniformemente distribuídas sobre o banzo superior das tesouras, ao invés do modelo tradicional de cargas concentradas aplicadas nos nós das treliças dada a facilidade de lançamento no SAP2000 e os resultados semelhantes.

3.2.1 Ações permanentes

A bibliografia disponível determina para estruturas do mesmo tipo a ser estudada um peso próprio de até $0,10 \text{ kN/m}^2$ (PFEIL; PFEIL, 2021, p. 249). Neste estudo será arbitrado peso próprio das tesouras de $0,06 \text{ kN/m}^2$. Para as terças e contraventamentos (também chamados de correntes) será adotada uma carga de $0,05 \text{ kN/m}^2$, conforme o exemplo demonstrado por Neto e Cunha (2017, p. 293).

Para as telhas será considerado um carregamento $0,09 \text{ kN/m}^2$, conforme catálogo do fabricante Regional Telhas para o modelo já citado. Tem-se, então:

a) $g_1 = 0,06 \text{ kN/m}^2$

b) $g_2 = 0,05 \text{ kN/m}^2$

c) $g_3 = 0,09 \text{ kN/m}^2$

onde:

g_1 é o peso próprio da estrutura;

g_2 é o peso próprio das terças e contraventamentos;

g_3 é o peso próprio das telhas metálicas.

De modo a se obter o valor das ações permanentes F_G na forma de um carregamento distribuído, será feita a soma dos pesos próprios e a multiplicação por um comprimento de influência, relativo à cada tesoura, mostrado na Figura 25. Para isto, toma-se metade da distância para o pórtico seguinte de cada lado das tesouras. Como os espaçamentos são todos iguais, a soma de metade de cada vão adjacente à tesoura resulta em cinco metros. Obtém-se F_G de acordo com:

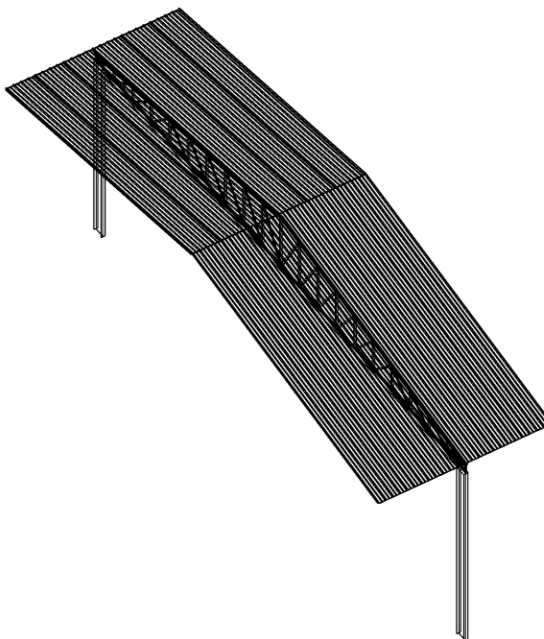
$$F_G = (g_1 + g_2 + g_3) \cdot 5 \quad (56)$$

onde:

F_G é o valor das ações permanentes.

A Equação (56) resulta que F_G vale $1,00 \text{ kN/m}$.

Figura 25 - Comprimento de influência de uma tesoura tipo



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

3.2.2 Ações variáveis

3.2.2.1 Sobrecarga da cobertura

O item B.5.1 da ABNT NBR 8800:2008 estipula que, para coberturas comuns, se não houver especificação mais rigorosa, deve-se adotar uma carga variável de 0,25 kN/m² em projeção horizontal, que engloba as instalações elétricas e hidráulicas, bem como pequenas peças fixadas na cobertura. Logo,

$$q = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

onde q é a sobrecarga da cobertura.

Da mesma forma como foi feito com as ações permanentes, para se obter o valor da carga variável F_Q , usa-se:

$$F_Q = q \cdot 5 \quad (57)$$

onde:

F_Q é o valor da carga variável.

Da Equação (57), temos que F_Q vale 1,25 kN/m.

3.2.2.2 Ação do vento na cobertura

A próxima ação variável a ser considerada é o vento. Seu cálculo inicia-se com a localização geográfica da estrutura de interesse sendo plotada no mapa de isopletras com os valores das velocidades básicas dos ventos da Figura 12. Para a cidade de Santa Maria, temos então que:

$$V_0 = 44 \text{ m/s}$$

Para o caso em questão, o fator topográfico assume o valor de 1,0 pois considerou-se que o galpão estudado se encontra em região de terreno plano. Portanto,

$$S_1 = 1,0$$

Por considerar que o galpão fica em região plana com poucas árvores e edificações baixas e esparsas com cota inferior a três metros, a rugosidade do terreno é de nível III. Já as dimensões da edificação determinam a classe B, pois a maior dimensão horizontal é de 50 metros. Para a altura sobre o terreno será considerada a cota da cumeeira, de 9,35 metros. Com esses dados, obtém-se da Tabela 4 os seguintes valores:

$$b = 0,94$$

$$F_r = 0,98$$

$$z = 9,35$$

$$p = 0,105$$

Através destes dados e da Equação (5), obtém-se o valor de S_2 :

$$S_2 = 0,915$$

Por ser uma instalação industrial com baixo fator de ocupação destinada ao depósito de materiais, a edificação é classificada no grupo 3 e o fator estatístico é:

$$S_3 = 0,95$$

De posse destes dados e fazendo uso da Equação (3), temos que a velocidade característica do vento para a situação estudada é:

$$V_k = 38,24 \text{ m/s}$$

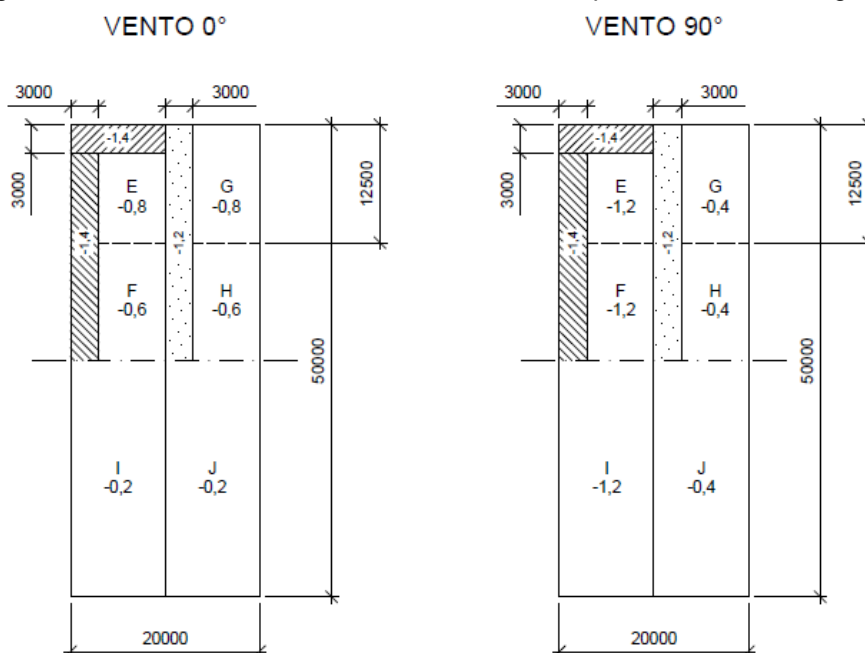
Introduzindo-se o dado da velocidade característica na Equação (4), determina-se a pressão dinâmica do vento:

$$q = 896,17 \text{ N/m}^2$$

Para a determinação do coeficiente de forma externo necessita-se calcular a altura relativa h/b . Como seu resultado é inferior a 0,5, usa-se a primeira divisão da Tabela 6. Como a inclinação da cobertura é de 10° , de sua respectiva linha extraem-se da tabela os valores de C_e para as situações de vento a 0° e 90° de cada parte do telhado, de acordo com a Figura 13. Para o vento a 0° também se faz necessário observar a letra d) das notas após a referida figura. Os resultados obtidos estão representados na Figura 26.

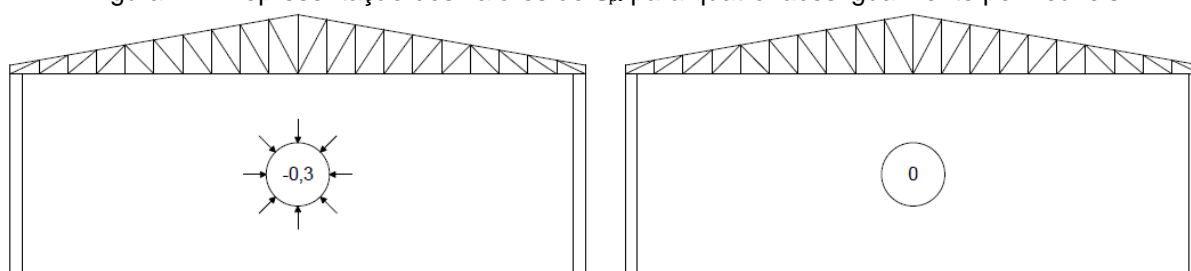
A determinação do C_{pi} foi feita considerando-se a letra b) do item 6.2.5 da ABNT NBR 6123:1988, que diz que para edificações com paredes permeáveis a pressão interna pode ser considerada uniforme e no caso de as quatro paredes serem permeáveis, considera-se o valor mais nocivo entre -0,3 e 0, como mostra a Figura 27. Para a situação estudada, será usado 0 para o C_{pi} , tendo em vista a existência de sucção do vento na parte externa da cobertura, como visto anteriormente. Caso fosse usado o valor de -0,3, acabaria por aliviar a subpressão do exterior. Portanto, 0 é o valor mais nocivo para a estrutura.

Figura 26 - Valores de C_e e C_{pe} com vento a 0° e 90° para a cobertura do galpão



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Figura 27 - Representação dos valores do C_{pi} para quatro faces igualmente permeáveis



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Com o coeficiente de pressão, determinado através da Equação (6), chega-se ao valor da força exercida pelo vento por unidade de área, calculado de acordo com a Equação (7), resultando nos seguintes valores:

$$C_{p0^\circ} = -0,8$$

$$C_{p90^\circ b} = -1,2$$

$$C_{p90^\circ s} = -0,4$$

onde:

C_{p0° é o coeficiente de pressão do vento a 0° ;

$C_{p90^\circ b}$ é o coeficiente de pressão do vento a 90° a barlavento;

$C_{p90^\circ s}$ é o coeficiente de pressão do vento a 90° a sotavento.

Analogamente ao que foi feito com as ações permanentes e a ação variável, para se obter o valor das forças dos ventos, será utilizada a equação:

$$F_{Vi} = C_p \cdot q \cdot 5 \quad (58)$$

onde:

F_{Vi} é o valor da ação do vento desejado;

C_p é o coeficiente de pressão do vento desejado;

q é a pressão dinâmica do vento.

Substituindo-se os valores de C_{p0° , $C_{p90^\circ b}$ e $C_{p90^\circ s}$ na Equação (58) temos:

$$F_{V0^\circ} = -3,58 \text{ kN/m};$$

$$F_{V90^\circ b} = -5,38 \text{ kN/m};$$

$$F_{V90^\circ s} = -1,79 \text{ kN/m}.$$

sendo que:

F_{V0° é o valor da ação do vento a 0° ;

$F_{V90^\circ b}$ é o valor da ação do vento a 90° a barlavento;

$F_{V90^\circ s}$ é o valor da ação do vento a 90° a sotavento.

3.2.3 Combinações de cargas

Determinadas as ações atuantes na estrutura e seus respectivos valores na forma de força por unidade de comprimento, passa-se às combinações de cargas para os estados limites último e de serviço.

3.2.3.1 Combinações de cargas para o ELU

Será abordada apenas a combinação última normal para o caso estudado. Seu equacionamento e orientações constam no item 4.7.7.2.1 da ABNT NBR 8800:2008, sendo essas informações as mesmas já tratadas e originárias da ABNT NBR 8681:2003, apenas organizadas de maneira um pouco diferente.

Para a combinação última normal, faz-se necessária a análise de quatro situações distintas:

- a) ação do peso próprio e da sobrecarga;
- b) ação do peso próprio e do vento a 0° ;
- c) ação do peso próprio e do vento a 90° ;

d) ação do peso próprio e do vento a -90° .

Cada uma destas situações representa a combinação mais desfavorável para a estrutura nas situações com e sem vento, tendo em vista que as ações do vento obtidas têm valores negativos, indicando sucção, o que acaba por aliviar o peso próprio e a sobrecarga da cobertura, e vice-versa.

Através da Equação (1), e das Tabelas 1 e 2, é possível chegar às seguintes combinações:

$$F_{d1} = 1,25 \cdot F_G + 1,5 \cdot F_q$$

$$F_{d2} = 1,0 \cdot F_G + 1,4 \cdot F_{v0^\circ}$$

$$F_{d3} = 1,0 \cdot F_G + 1,4 \cdot (F_{v90^\circ b} + F_{v90^\circ s})$$

$$F_{d4} = 1,0 \cdot F_G + 1,4 \cdot (F_{v90^\circ s} + F_{v90^\circ b})$$

onde:

F_{d1} é o valor de cálculo para a ação do peso próprio e da sobrecarga;

F_{d2} é o valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a 0° ;

F_{d3} é o valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a 90° ;

F_{d4} é o valor de cálculo para a ação do peso próprio e do vento a -90° .

A combinação F_{d4} tem o mesmo valor da combinação F_{d3} e só foi elaborada para cobrir a situação de vento a -90° para uma análise mais completa da estrutura no programa computacional (simetria dos esforços).

3.2.3.2 Combinação de cargas para o ELS

Como exposto anteriormente, somente a combinação quase permanente será alvo deste estudo, pois o deslocamento calculado pelo programa computacional foi maior. Detalhes e seu equacionamento podem ser vistos no item 4.7.7.3.2 da ABNT NBR 8800:2008, que também possui apenas diferenças no que diz respeito à organização com relação à ABNT NBR 8681:2003, já tratada.

Através da Equação (2) e da Tabela 3, resulta apenas uma combinação para o ELS:

$$F_{d,uti} = 1,0 \cdot F_G + [(0,3 \cdot F_Q) + (0 \cdot F_{Vi})]$$

onde:

$F_{d,uti}$ é a combinação do peso próprio e da sobrecarga com seus valores quase permanentes.

3.3 MATERIAIS ESCOLHIDOS PARA A TRELIÇA

Para o dimensionamento das tesouras, optou-se por usar cantoneiras duplas nos banzos e simples nas diagonais e montantes, sendo essa uma aplicação comum deste tipo de perfil (FAKURY *et al.*, 2016, p. 26). Com relação ao fabricante, será usado como referência o catálogo da empresa Gerdau, uma das maiores acriarias do mundo, tendo em vista sua ampla gama de produtos e a experiência no mercado. As séries escolhidas são baseadas em polegadas, possuem abas iguais e são laminadas a quente. Sua especificação é feita pelo seu símbolo (L) seguido das dimensões das abas (b) e espessura (t), que nesse caso serão em polegadas, de acordo com o que prevê a ABNT NBR 15980:2020.

O aço escolhido para o projeto (e mais comumente utilizado na produção de cantoneiras) será o A36, especificado pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*) (FAKURY *et al.*, 2016, p. 26). A normativa em vigor para o aço A36 é a ASTM A36/A36M-19, onde o M indica o uso de unidades métricas ao invés do sistema imperial padrão nos EUA. No Brasil, o equivalente ao aço ASTM A36 é o aço MR250, especificado de acordo com a ABNT NBR 7007:2022, onde MR significa média resistência.

As propriedades mecânicas do aço ASTM A36, extraídas do item 4.5.2.9 e da tabela A.2 da ABNT NBR 8800:2008 estão compiladas na Tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades mecânicas do aço ASTM A36

E	200 000 MPa
G	77 000 MPa
f_y	250 MPa
f_u	400 MPa

Fonte: elaborado pelo autor (2023)

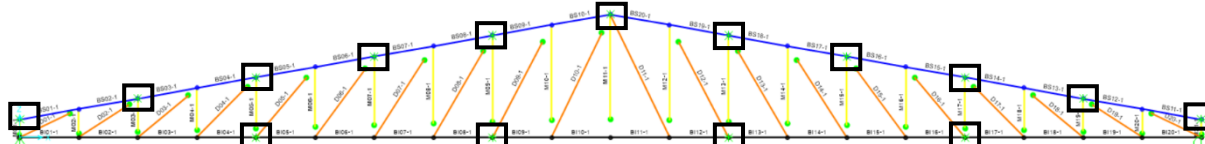
3.4 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO SAP2000

Apesar de o programa SAP2000 aceitar importação de arquivos desenhados em outros programas computacionais, optou-se por fazer toda a modelagem da estrutura dentro do próprio programa com suas ferramentas nativas, para evitar quaisquer erros decorrentes de alguma incompatibilidade que porventura pudesse ocorrer.

Partiu-se, como ideia inicial, de uma treliça do tipo Howe com apoios simples e duplo. Depois de desenhados os elementos, foram adicionadas uma rótula em cada nó da treliça de forma a se trabalhar como modelo clássico de análise desse tipo de estrutura. Foram criados grupos para facilitar a seleção dos membros da tesoura e o lançamento dos carregamentos obtidos. Cada grupo pode receber uma cor diferente para facilitar a visualização, e os elementos podem receber rótulos para que sejam identificados, como mostra a Figura 28. Para este trabalho, usou-se a seguinte padronização para os rótulos dos grupos, com a numeração iniciando pela esquerda:

- a) BS** para os elementos do banzo superior de 01 até 20;
- b) BI** para os elementos do banzo inferior de 01 até 20;
- c) D** para as diagonais de 01 até 20;
- d) M** para os montantes de 01 até 21.

Figura 28 - Modelo inicial da treliça mostrando os apoios, rótulas, grupos de cores diferentes e rótulos dos elementos



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Legenda: os nós destacados estão travados pelas terças no banzo superior e pelo contraventamento no banzo inferior.

Através do menu *Define* foram criadas duas listas automáticas de seleção de perfis 2L (cantoneiras duplas opostas pelas abas) e L (cantoneiras simples). Os diversos perfis componentes das listas podem ser encontrados em várias fontes na *Internet* após breve busca. Utilizou-se um banco de dados com os perfis comercializados no Brasil com nomenclatura indicando o tamanho da aba (em milímetros) e o peso por unidade de comprimento (kg/m). Esta funcionalidade permite carregar diferentes tamanhos do mesmo perfil e o tipo de aço a ser utilizado em uma lista que o programa verifica no momento do dimensionamento. A lista

AUTO-2L reúne as cantoneiras duplas opostas pelas abas e a lista AUTO-L reúne as cantoneiras simples, ambas em aço ASTM A36. Os perfis que compõem cada lista estão relacionados no apêndice A.

Ainda no menu *Define*, foram lançadas as ações permanentes, variáveis e do vento, seguindo a nomenclatura já exposta. Também foram criadas as combinações de cargas mencionadas anteriormente (ELU e ELS).

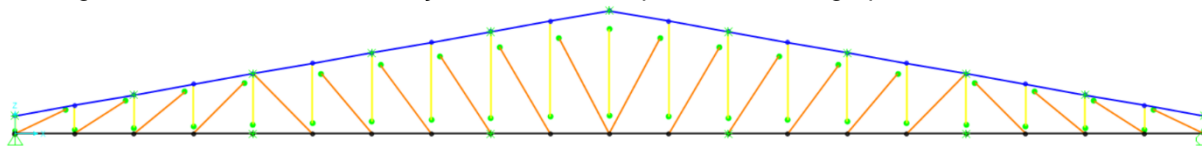
Já no menu *Assign*, as listas automáticas criadas foram atribuídas aos respectivos elementos, onde os banzos receberam a lista AUTO-2L e as diagonais e montantes a lista AUTO-L. Ainda dentro do referido menu, foram adicionados os apoios da estrutura, conforme pode ser visto na Figura 28, e restrições na direção do eixo y (perpendicular ao plano da tesoura) nas posições equivalentes às terças no banzo superior e aos contraventamentos no banzo inferior (a cada quatro metros), de modo a modelar os travamentos adotados. No submenu *Frame Loads* foram introduzidos os valores obtidos de cada ação, sempre na forma distribuída, tomando-se o cuidado para que as cargas permanentes e variáveis ficassem orientadas para baixo de acordo com os eixos globais, enquanto as ações do vento deveriam ser orientadas segundo os eixos locais da cobertura, ficando perpendiculares ao telhado.

Depois de todas as informações fornecidas, foi feita a análise estrutural da tesoura através do menu *Analyze*, sendo obtida uma tabela onde constam todos os elementos e as respectivas ações solicitantes. As diagonais foram analisadas de modo que, caso o maior esforço fosse de compressão, estas seriam invertidas para que passassem a trabalhar tendo a tração como a maior solicitação. No apêndice B pode ser vista a tabela com os resultados das solicitações nas diagonais do modelo inicial com os maiores valores destacados. Nota-se que as diagonais D05 até D16 têm a compressão como a maior solicitação e serão, portanto, invertidas para nova análise estrutural e posterior dimensionamento.

A inversão das diagonais onde a compressão é maior que a tração visa a adoção de perfis mais econômicos (BELLEI, 2010, p. 194; NETO; CUNHA, 2017, p. 290). Perfis mais econômicos geralmente possuem menor peso próprio, levando a estruturas mais leves. Então, foram feitas as alterações necessárias para que as diagonais, antes submetidas à esforços de compressão maiores que os de tração, passassem a ter a tração como maior solicitação. A Figura 29 mostra o modelo final

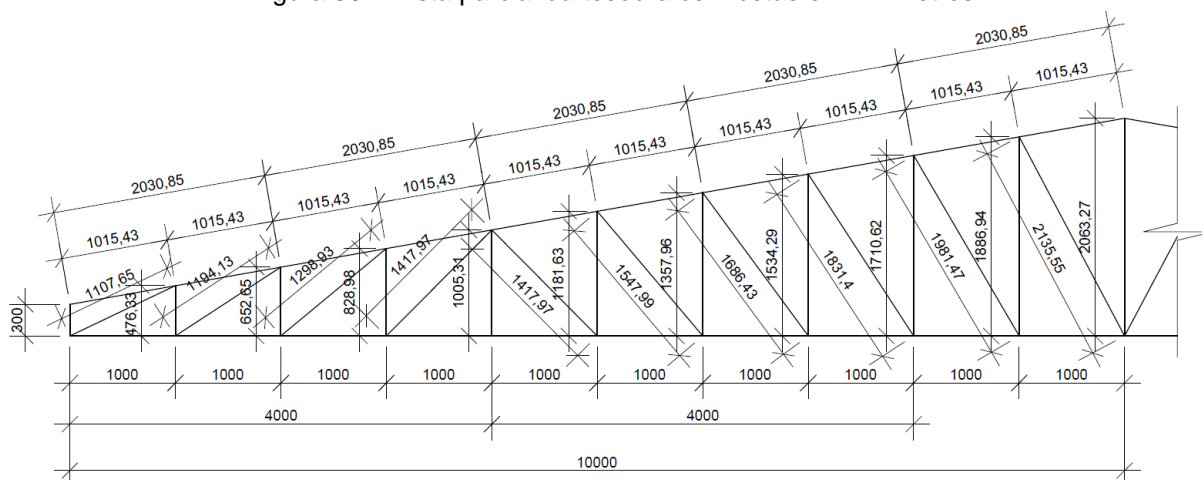
para o dimensionamento e a Figura 30 traz uma vista parcial (dada a simetria da estrutura) da tesoura com as respectivas dimensões.

Figura 29 - Modelo final da treliça mostrando os apoios, rótulas e grupos com cores diferentes



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

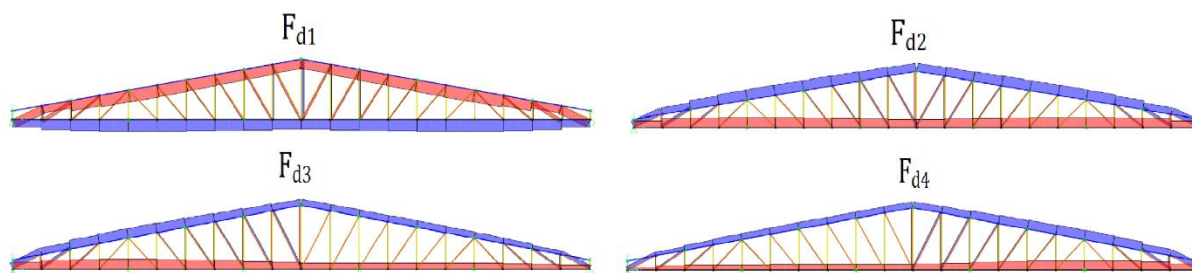
Figura 30 – Vista parcial da tesoura com cotas em milímetros



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Depois de feitos os ajustes necessários, a nível de projeto, a estrutura foi posta sob nova análise para determinação dos esforços e posterior dimensionamento pelo programa computacional SAP2000. A Figura 31 traz os diagramas de esforços normais para as quatro combinações de cargas dos estados limites últimos. Nota-se a simetria entre os esforços de F_{d3} e F_{d4} (vento a 90° e vento a -90°), bem como a inversão do sinal dos esforços comparando-se a situação sem ação do vento (F_{d1}) com as situações onde o vento atua (F_{d2} , F_{d3} e F_{d4}).

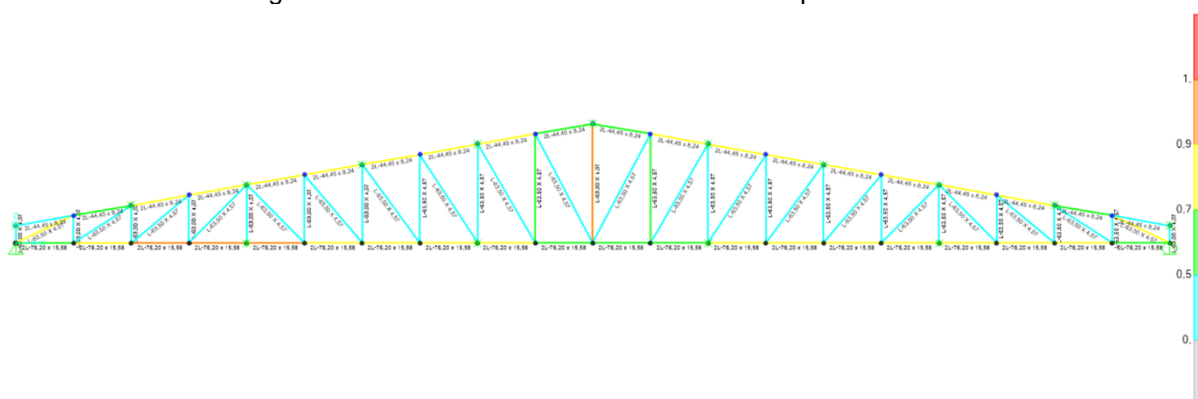
Figura 31 - Diagramas de esforços normais para as combinações dos ELU, sendo vermelho para compressão e azul para tração



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Finalmente, através do menu *Design* foram inseridas as configurações para o dimensionamento da estrutura. Nas preferências foi selecionada a AISC360-05/IBC2006 como norma. Foram também selecionados quais elementos seriam dimensionados (todos) e quais combinações de carga seriam levadas em consideração (todas). As combinações da AISC 360-05, que são criadas automaticamente, não foram usadas. A Figura 32 traz a estrutura dimensionada automaticamente com os perfis atribuídos e uma escala colorida da relação entre a solicitação e a resistência dos perfis, onde as cores mais claras indicam que os perfis estão menos solicitados e as cores mais escuras indicam que o perfil está trabalhando próximo ao seu limite. Busca-se que os elementos trabalhem dentro da segurança e que sua capacidade seja aproveitada ao máximo.

Figura 32 - Dimensionamento automático feito pelo SAP2000



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Na Figura 32 é possível observar a predominância de cores claras, indicando que a maioria dos elementos trabalham com menos de 75% de sua resistência. Os perfis atribuídos à tesoura serão listados com a nomenclatura usada

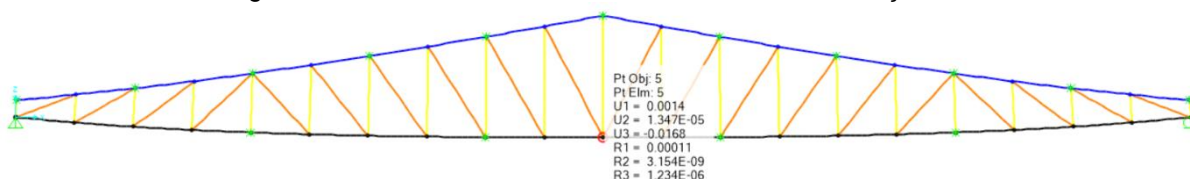
pelo programa (tamanho da aba x peso por metro) e sua equivalente no padrão da norma nacional (tamanho da aba x espessura da aba) entre parênteses:

- a) banzo superior: 2L-44,45 x 8,24 (2 L 1.3/4"x1/4");
- b) montantes: L-63,50 x 4,57 (L 2.1/2"x3/16");
- c) diagonais: L-63,50 x 4,57 (L 2.1/2"x3/16");
- d) banzo inferior: 2L-76,20 x 14,58 (2 L 3"x1/4").

Multiplicando-se o peso por metro linear de cada perfil pelos comprimentos dos respectivos elementos, chegou-se à soma de aproximadamente 711,08 kgf para cada tesoura, sem considerar o peso das chapas *gusset* e soldas, que não serão objetos de estudo deste trabalho, e adicionam em torno de 10% do peso da estrutura para soluções soldadas (BELLEI, 2010, p. 192).

O último dado obtido diz respeito ao ELS. O SAP2000 oferece uma vista da estrutura deformada sob os diferentes carregamentos. Para a verificação da flecha no meio do vão da tesoura, utilizou-se a combinação $F_{d,uti}$, que pode ser vista na Figura 33. O deslocamento calculado pelo programa foi de 1,68 centímetros, indicado por U3 (deslocamento no eixo z). O valor atende aos requisitos do ELU e ELS das normas, conforme explicado posteriormente. Os deslocamentos devidos à força do vento revelaram-se muito inferiores em relação às cargas permanente e variável, sendo de 8 mm para o vento a 0° e de 2 mm para o vento a 90° . Por este motivo não foram abordados, de forma a não prolongar o estudo.

Figura 33 - Vista da estrutura deformada sob a combinação $F_{d,uti}$



Fonte: elaborado pelo autor (2023)
 Legenda: U-deslocamento (metros); R-rotação(graus).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

São feitas três verificações nos resultados gerados automaticamente pelo SAP2000. Inicialmente será avaliada a possibilidade de se utilizar perfis mais leves sem comprometer a segurança da estrutura. A segunda análise será quanto ao atendimento da ABNT NBR 8800:2008 por parte destes perfis para o ELU. A última verificação será a flecha máxima para a tesoura, de modo que o ELS seja atendido.

No apêndice C encontram-se as informações dos membros com os respectivos comprimentos, solicitações e perfis, conforme relacionados anteriormente. Há ainda as respectivas resistências de cálculo e a verificação em relação às solicitações. Outra coluna relaciona os perfis finais da tesoura (já verificados) e por fim as distâncias entre os espaçadores das seções compostas. Foi utilizado um código de cores onde o azul indica tração, o vermelho indica compressão, o verde indica que o elemento passou na verificação e o laranja indica que o membro não passou na verificação.

4.1 UTILIZAÇÃO DE PERFIS MAIS LEVES

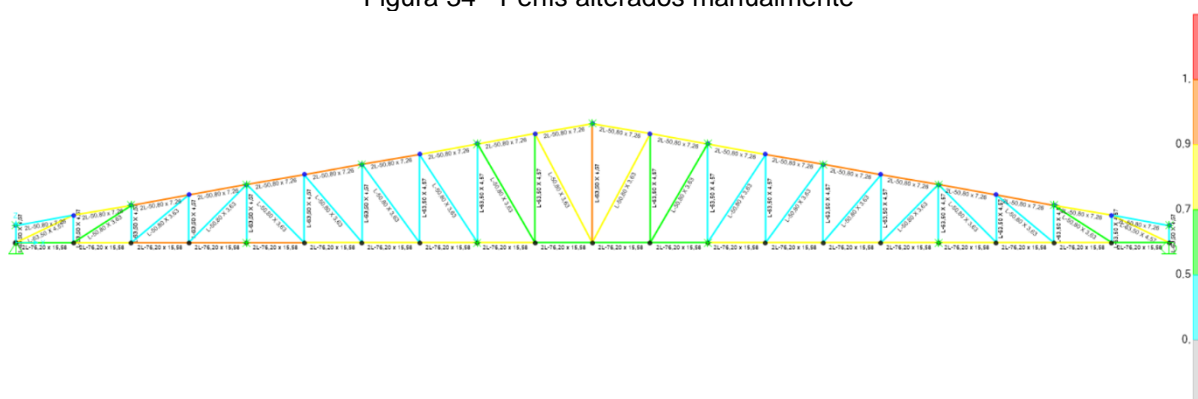
Como primeira análise dos resultados obtidos, os perfis atribuídos pelo programa computacional através das listas automáticas são substituídos por outros mais leves e a tesoura é analisada novamente. Esse processo foi feito através de tentativas e erros, por meio da seleção dos membros e designação de novos perfis até que todos os elementos estivessem dentro da margem de segurança. Desta forma, seguindo-se o padrão de nomenclatura adotado anteriormente, os novos perfis são:

- a) banzo superior: 2L-50,80 x 7,26 (2 L 2"x3/16");
- b) montantes: L-63,50 x 4,57 (L 2.1/2"x3/16");
- c) diagonais D01 e D20: L-63,50 x 4,57 (L 2.1/2"x3/16");
- d) diagonais D02 a D19: L-50,80 x 3,63 (L 2"x3/16");
- e) banzo inferior: 2L-76,20 x 14,58 (2 L 3"x1/4").

Como pode ser visto, foi possível adotar perfis mais leves no banzo superior e nas diagonais D02 até a D19. Ainda que seja possível utilizar perfis individualizados, procurou-se uniformizar as diagonais e montantes, adotando-se

perfis mais robustos apenas nas diagonais das extremidades, por serem as mais solicitadas, enquanto os montantes possuem todos o mesmo perfil (NETO; CUNHA, 2017, p. 290). A Figura 34 mostra através da escala de cores que os perfis alterados trabalham mais solicitados, mas dentro da segurança.

Figura 34 - Perfis alterados manualmente



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

As alterações feitas levaram à uma redução no peso da tesoura, que agora possui 663,9 kgf, aproximadamente 6,63% (47,18 kgf) a menos do que o programa computacional dimensionou automaticamente.

4.2 VERIFICAÇÃO QUANTO AO ATENDIMENTO DA ABNT NBR 8800:2008

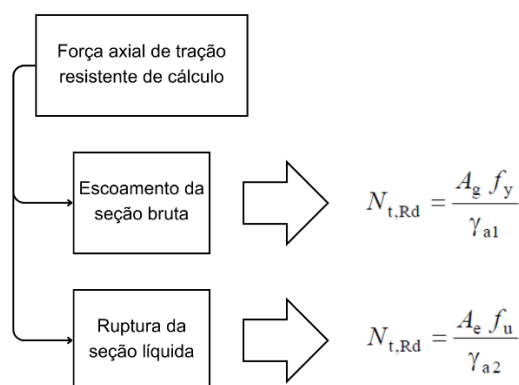
A próxima análise é a verificação dos perfis em relação à norma brasileira de projeto de estruturas de aço. Para isto, foram obtidas as forças axiais de tração e compressão resistentes de cálculo para cada perfil e comparadas com as solicitações.

4.2.1 Verificação do ELU

4.2.1.1 Verificação à tração

Para a verificação dos elementos quanto à tração seguiu-se o roteiro de cálculo da Figura 35.

Figura 35 - Roteiro de cálculo da força axial de tração resistente de cálculo de acordo com a ABNT NBR 8800:2008



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Importante salientar que os dados de área bruta dos perfis podem ser obtidos nas tabelas dos fabricantes ou na bibliografia disponível. Para o cálculo de C_t , considerou-se um comprimento de ligação médio da solda de sete centímetros, conforme exemplo resolvido na obra de Pfeil e Pfeil (2021, p. 252). Por fim, adota-se o menor valor obtido de $N_{t,Rd}$ para verificação dos perfis. Como pode ser visto no apêndice C, todos os perfis passaram na verificação quanto à tração, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

4.2.1.2 Verificação à compressão

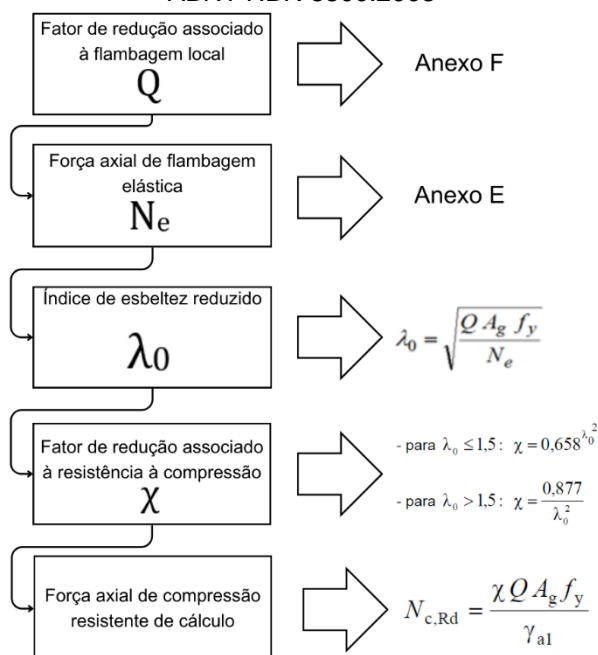
De forma semelhante à verificação à tração, seguiu-se um roteiro de cálculo para verificação dos perfis à compressão, de acordo com a Figura 36.

A primeira verificação dos elementos quanto à resistência à compressão é com relação ao índice de esbeltez. Apenas as diagonais D10 e D11 não atenderam ao disposto na norma nacional. Apesar de a norma norte-americana recomendar um valor inferior a 200, o programa computacional não mostra nenhum aviso na tela principal, sendo necessário acessar um relatório de detalhes de cada membro. Por ser uma verificação básica, o ideal seria um alerta já no momento da verificação dos perfis, para que não se prossiga com a escolha. De forma a contornar esse problema, o perfil das referidas diagonais foi alterado, e será relacionado posteriormente junto às demais mudanças.

Tendo em vista o modelo de análise estrutural para treliças, o coeficiente de flambagem usado tem valor unitário, conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008

na Tabela 8. Para as cantoneiras duplas, seguiu-se a indicação de Bellei (2010, p.199) para as chapas *gusset* sujeitas a esforços de 100 a 200 kN, padronizando-se a espessura de oito milímetros também nos espaçadores dos banzos superior e inferior.

Figura 36 – Roteiro de cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo de acordo com a ABNT NBR 8800:2008



Fonte: adaptado de ARAGÃO E LEÃO (2013)

As propriedades geométricas das barras foram obtidas no catálogo do fabricante Gerdau e na literatura disponível. Cada elemento foi analisado de acordo com suas especificidades, obedecendo os critérios já vistos. Para as diagonais e montantes, os comprimentos destravados no plano da tesoura e fora do plano da tesoura são os mesmos. Já para os banzos, há a influência dos contraventamentos e terças. No banzo superior o comprimento destravado no plano da tesoura é de 1015,43 mm e fora do plano de 2030,86 mm, tendo em vista o espaçamento das terças. No banzo inferior os comprimentos destravados são de 1000 mm e 4000 mm no plano e fora do plano da tesoura, respectivamente, por causa da posição adotada para os contraventamentos.

A mudança necessária nos perfis das diagonais citadas anteriormente abriu margem para a alteração das outras diagonais. Foi possível adotar perfis mais leves, tendo em vista as solicitações menores. No banzo inferior e montantes o SAP2000

indicou uma solução adequada que aliou a resistência necessária ao menor peso por unidade de comprimento possível. Por fim, chegaram-se aos seguintes perfis na estrutura:

- a) banzo superior: 2L-50,80 x 7,26 (2 L 2"x3/16");
- b) montantes: L-63,50 x 4,57 (L 2.1/2"x3/16");
- c) diagonais D01, D10, D11 e D20: L-76,20 x 5,52 (L 3"x3/16");
- d) diagonais D02 a D09 e D12 a D 19: L-50,80 x 2,46 (L 2"x1/8");
- e) banzo inferior: 2L-76,20 x 14,58 (2 L 3"x1/4").

As alterações produziram uma redução no peso total da tesoura, que passou a somar 645,1 kgf. Uma redução de 65,98 kgf (9,28%) em relação ao dimensionamento automático do SAP2000 e de 18,8 kgf (2,83%) em relação à otimização feita manualmente.

A última etapa necessária para o ELU, diz respeito aos espaçadores nas seções compostas. Seguindo-se o item 5.3.4.2 da ABNT NBR 8800:2008, chegaram-se às distâncias relacionadas no apêndice C.

4.2.2 Verificação do ELS

As mudanças feitas nos perfis da tesoura não afetaram a flecha calculada pelo programa. O modelo foi atualizado com base nos perfis finais citados acima e foi feita nova verificação. A flecha não se alterou, enquanto os demais deslocamentos e rotações não sofreram mudanças significativas (menores do que 10^{-6} unidades de medida). Desta forma, os 1,68 cm calculados pelo programa computacional atendem aos limites de 8,0 cm e 8,33 cm determinados na norma nacional e na norma norte-americana, respectivamente.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Foram abordadas as características principais das treliças, ações e segurança nas estruturas, ação do vento nas coberturas, aspectos construtivos de edifícios industriais em aço e as normativas brasileira e norte-americana de construção em aço visando contextualizar o estudo, baseado no programa computacional de análise estrutural SAP2000.

Como pôde ser visto, a decisão inicial de inverter as diagonais cuja maior solicitação era a compressão trouxe o benefício de utilizar perfis mais leves. Os perfis determinados automaticamente pelo programa cumprem os requisitos de resistência das normas ABNT NBR 8800:2008 e AISC 360-05, usada pelo programa computacional para o dimensionamento. Porém, não representam a melhor escolha, tendo em vista que foi possível reduzir o peso da estrutura em quase 10% através de mudanças nas diagonais.

Antes de verificar os perfis com os critérios da norma nacional, as alterações foram cheçadas apenas no programa. Para o banzo inferior e montantes não houve alternativa com menor peso, enquanto que nas diagonais e banzo superior foi possível adotar perfis mais leves, com exceção das diagonais D01 e D20, as mais solicitadas. Importante salientar que não foram adotados perfis específicos para cada diagonal e montante para que houvesse uma uniformização dos elementos, visando evitar erros de construção da estrutura.

Passou-se, então, à verificação do dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Os banzos e montantes atenderam a todos os requisitos da norma. Para as diagonais, dois problemas foram verificados: o índice de esbeltez superado nas diagonais D10 e D11 e a solicitação maior que a resistência nas diagonais D01 e D20. Para estes quatro elementos foi adotado o mesmo perfil, o que sanou as discrepâncias. O critério de serviço para a deformação máxima no meio do vão foi atendido de acordo com as exigências de ambas as normativas.

Portanto, mesmo sendo uma ferramenta poderosa, versátil e dimensionando a tesoura de acordo com o ELU e o ELS, foi possível observar que o SAP2000 pecou no quesito eficiência, tendo em vista a redução substancial no peso da estrutura através de mudanças nas diagonais.

Em um mundo cada vez mais informatizado e com a inteligência artificial surgindo como potencial substituta de, até mesmo, algumas profissões, fica evidente a importância da análise criteriosa dos resultados fornecidos pela tecnologia por parte de um profissional qualificado. O papel do Engenheiro mais uma vez se mostra essencial e determinante.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como forma de dar sequência e aprofundar os estudos de estruturas em aço iniciados neste trabalho, sugerem-se as seguintes temáticas a serem desenvolvidas:

- a) dimensionamento das chapas *gusset* e soldas;
- b) dimensionamento das terças e telhas;
- c) dimensionamento dos contraventamentos;
- d) dimensionamentos das colunas;
- e) substituição das cantoneiras por outros perfis laminados nas tesouras;
- f) uso de perfis formados a frio ao invés de laminados;
- g) dimensionar ligações por parafusos ao invés de soldas;
- h) dimensionar tapamentos laterais;
- i) dimensionar a estrutura considerando-se uma ponte rolante;
- j) comparar os resultados de dimensionamento do SAP2000 com programas computacionais de cálculo de estruturas de aço que usem como base a ABNT NBR 8800:2008;
- k) desenvolvimento de uma planilha eletrônica para o cálculo automatizado dos perfis.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC 303**: Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. Chicago, 2022.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC 360**: Specification for Structural Steel Buildings; Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, 1999.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Steel Construction Manual**. Fourteenth Edition. Chicago, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A36/A36M**. West Conshohocken, 2005.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7**: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, 2002.

AMERICAN WELDING SOCIETY®. **AWS D1.1/D1.1M**: Structural Welding Code - Steel. Miami, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7007**: Aços-carbono e aços microligados para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural - Requisitos. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14513**: Telhas de aço de seção ondulada e trapezoidal - Requisitos. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15980**: Perfis laminados de aço para uso estrutural – Dimensões e tolerâncias. Rio de Janeiro, 2020.

BALLIO, Giulio; MAZZOLANI, Federico Massimo. **Strutture in acciaio**. Milano: Casa Editrice Libreria Ulrico Hoepli, 1987. *E-book*.

BELLEI, Ildony Helio. **Edifícios industriais em aço**: projeto e cálculo. Sexta edição. São Paulo: Pini, 2010.

CRISTE, Erin; CARTER, Charles Joseph. AISC and the IBC. **Modern Steel Construction**. Chicago, jan. 2014. Disponível em: https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2014/01/2014v01_aisc_ibc.pdf. Acesso em: 05 Jul. 2023.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3**: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2016. *E-book*.

GERDAU. **Tabela de barras e perfis**. Disponível em: <https://mais.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais/catalogos/>. Acesso em: 26 jun. 2023.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Galpões para usos gerais**. Revisão de Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Junior. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010

INTERNATIONAL CODE COUNCIL, INCORPORATED®. **International Building Code®**. Country Club Hills, 2006. *E-book*.

LEÃO, Marcelo Rodrigues Silva; ARAGÃO, Luiz Augusto Cavalcante Moniz de Filho. **Estruturas metálicas**: dimensionamento segundo a NBR-8800:2008 – Peças comprimidas. Rio de Janeiro, 2013. Apresentação em Portable Document Format. 21 slides, color. Disponível em: http://www.ime.eb.br/~moniz/metallica/estruturas_metallicas_2015_5.pdf. Acesso em: 14 jul. 2023.

MARQUES, Felipe Fontenelle *et al.* Análise e dimensionamento de ligações em cobertura metálica. *In*: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2016, São Paulo. **Anais eletrônicos**. Construmetal, 2016. Disponível em: https://www.abcem.org.br/construmetal/downloads/sessao-poster/6_Analise-e-Dimensionamento-de-Ligacoes-Soldadas-em-Cobertura-Metalica.pdf. Acesso em: 17 jul. 2023.

MIRANDA, Edson de; CARDOSO, Silvia Scalzo. **Manual técnico de telhas de aço**: Coberturas e fechamentos. São Paulo: ABCEM, 2022. *E-book*. Disponível em:

https://www.abcem.org.br/lib/php/_download.php?now=0&arq=produtos/prod_20221106183617_manual-tecnico-telhas-de-aco_nov2022.pdf. Acesso em: 01 jul. 2023.

NETO, Jary de Xerez; CUNHA, Alex Sander da. **Manual prático das estruturas metálicas**: projetos, dimensionamentos, laudos técnicos e especificações aplicadas a casos reais. São Paulo: Pini, 2017.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2021. *E-book*. ISBN 9788521637974. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521637974/>. Acesso em: 20 jun. 2023.

PRAVIA, Zacarias Martin Chamberlain; FICANHA, Ricardo; FABEANE, Ricardo. **Projeto e cálculo de estruturas de aço**: Edifício Industrial Detalhado. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

REGIONAL TELHAS. **Informativo técnico**: especificações técnicas telhas termoacústicas PUR/PIR. Disponível em: <https://www.regionaltelhas.com.br/uploads/produtos/arquivos/2095214072023122953.pdf>. Acesso em: 30 jun. 2023.

ZIEMIAN, Ronald David. (ed.). **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**. Sixth edition. John Willey & Sons, inc., Hoboken, 2010. *E-book*.

**APÊNDICE A – RELAÇÃO DOS PERFIS COMPONENTES DE CADA LISTA DE
DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICA**

	b x peso linear	b x t		b x peso linear	b x t
	(mm x kg/m)	(pol x pol)		(mm x kg/m)	(pol x pol)
AUTO-L	L-12,7x0,55	L 1/2 x 1/8	AUTO-2L	2L-12,70x1,10	2 L 1/2 x 1/8
	L-15,88x0,71	L 5/8 x 1/8		2L-15,88x1,14	2 L 5/8 x 1/8
	L19,05x0,87	L 3/4 x 1/8		2L-19,05x1,74	2 L 3/4 x 1/8
	L-22,20x1,04	L 7/8 x 1/8		2L-22,20x2,10	2 L 7/8 x 1/8
	L-25,40x1,19	L 1 x 1/8		2L-25,40x2,38	2 L 1 x 1/8
	L-25,40x1,73	L 1 x 3/16		2L-25,40x3,46	2 L 1 x 3/16
	L-25,40x2,22	L 1 x 1/4		2L-25,40x4,44	2 L 1 x 1/4
	L-31,75x1,50	L 1.1/4 x 1/8		2L-31,75x3,0	2 L 1.1/4 x 1/8
	L-38,10x1,83	L 1.1/2 x 1/8		2L-31,75x4,40	2 L 1.1/4 x 3/16
	L-38,10x2,68	L 1.1/2 x 3/16		2L-31,75x5,72	2 L 1.1/4 x 1/8
	L-38,10x3,48	L 1.1/2 x 1/4		2L-38,10x3,66	2 L 1.1/2 x 1/4
	L-44,45x2,14	L 1.3/4 x 1/8		2L-38,10x5,36	2 L 1.1/2 x 3/16
	L-44,45x3,15	L 1.3/4 x 3/16		2L-38,10x6,96	2 L 1.1/2 x 1/4
	L-44,45x4,12	L 1.3/4 x 1/4		2L-44,45x4,28	2 L 1.3/4 x 1/8
	L-50,80x2,46	L 2 x 1/8		2L-44,45x6,30	2 L 1.3/4 x 3/16
	L-50,80x3,63	L 2 x 3/16		2L-44,45x8,24	2 L 1.3/4 x 3/4
	L-50,80x4,74	L 2 x 1/4		2L-50,80x4,92	2 L 2 x 1/8
	L-50,80x5,83	L 2 x 5/16		2L-50,80x7,26	2 L 2 x 3/16
	L-50,80x6,99	L 2 x 3/8		2L-50,80x9,48	2 L 2 x 1/4
	L-63,50x4,57	L 2.1/2 x 3/16		2L-50,80x11,66	2 L 2 x 5/16
	L-63,50x6,10	L 2.1/2 x 1/4		2L-50,80x13,98	2 L 2 x 3/8
	L-63,50x7,44	L 2.1/2 x 5/16		2L-63,50x9,14	2 L 2.1/2 x 3/16
	L-63,50x8,78	L 2.1/2 x 3/8		2L-63,50x12,2	2 L 2.1/2 x 1/4
	L-76,20x5,52	L 3 x 3/16		2L-63,50x14,90	2 L 2.1/2 x 5/16
	L-76,20x7,29	L 3 x 1/4		2L-63,50x17,56	2 L 2.1/2 x 3/8
	L-76,20x9,07	L 3 x 5/16		2L-76,20x11,0	2 L 3 x 3/16
	L-76,20x10,71	L 3 x 3/8		2L-76,20x14,58	2 L 3 x 1/4
	L-76,20x14	L 3 x 1/2		2L-76,20x18,14	2 L 3 x 5/16
L-88,90x8,56	L 3.1/2 x 1/4	2L-76,20x21,42	2 L 3 x 3/8		
L-88,90x10,59	L 3.1/2 x 5/16	2L-76,20x28,0	2 L 3 x 1/2		
L-88,90x12,58	L 3.1/2 x 3/8	2L-88,90x17,12	2 L 3.1/2 x 1/4		

L-101,60x9,81	L 4 x 1/4	2L-88,90x21,18	2 L 3.1/2 x 5/16
L101,60x12,19	L 4 x 5/16	2L-88,90x25,16	2 L 3.1/2 x 3/8
L-101,60x14,57	L 4 x 3/8	2L-101,60x19,62	2 L 4 x 1/4
L-101,60x16,80	L 4 x 7/16	2L-101,60x24,38	2 L 4 x 5/16
L-101,60x19,03	L 4 x 1/2	2L-101,60x29,14	2 L 4 x 3/8
L-127x12,34	L 5 x 1/4	2L-101,60x33,6	2 L 4 x 7/16
L-127x15,31	L 5 x 5/16	2L-101,60x38,06	2 L 4 x 1/2
L-127x18,30	L 5 x 3/8	2L-127x24,68	2 L 5 x 1/4
L-127x23,52	L 5 x 1/2	2L-127x30,62	2 L 5 x 5/16
L-127x24,10	L 5 x 5/8	2L-127x36,6	2 L 5 x 3/8
L-127x29,80	L 5 x 7/16	2L-127x47,04	2 L 5 x 1/2
L-152,40x22,20	L 6 x 3/8	2L-127x48,2	2 L 5 x 5/8
L-152,40x29,20	L 6 x 1/2	2L-127x59,60	2 L 5 x 7/16
L-152,40x36	L 6 x 5/8	2L-152,40x44,40	2 L 6 x 3/8
L-152,40x42,70	L 6 x 3/4	2L-152,40x58,40	2 L 6 x 1/2
L-203,20x48,70	L 8 x 5/8	2L-152,40x72	2 L 6 x 5/8
L-203,20x57,90	L 8 x 3/4	2L-152,40x85,40	2 L 6 x 3/4
		2L-203,20x97,40	2 L 8 x 5/8
		2L-203,20x115,8	2 L 8 x 3/4

**APÊNDICE B – SOLICITAÇÕES NAS DIAGONAIS DO PRIMEIRO MODELO DE
TESOURA**

Membro	L	Combinação	N	Membro	L	Combinação	N
Rótulo	mm	Nome	kN	Rótulo	mm	Nome	kN
D01	1107,65	Fd1	-68,137	D11	2292,83	Fd1	14,303
		Fd2	85,628			Fd2	-18,983
		Fd3	109,974			Fd3	-4,386
		Fd4	61,583			Fd4	-33,645
D02	1194,13	Fd1	-29,02	D12	2135,55	Fd1	12,234
		Fd2	36,178			Fd2	-16,318
		Fd3	43,926			Fd3	-3,767
		Fd4	28,558			Fd4	-28,925
D03	1298,93	Fd1	-13,249	D13	1981,47	Fd1	10,016
		Fd2	16,209			Fd2	-13,46
		Fd3	16,983			Fd3	-2,109
		Fd4	15,492			Fd4	-24,857
D04	1417,97	Fd1	-4,889	D14	1831,4	Fd1	7,353
		Fd2	5,599			Fd2	-10,033
		Fd3	2,479			Fd3	-0,382
		Fd4	8,74			Fd4	-19,718
D05	1547,99	Fd1	0,412	D15	1686,43	Fd1	4,275
		Fd2	-1,15			Fd2	-6,086
		Fd3	-6,941			Fd3	1,792
		Fd4	4,638			Fd4	-13,985
D06	1686,43	Fd1	4,275	D16	1547,99	Fd1	0,412
		Fd2	-6,086			Fd2	-1,15
		Fd3	-13,984			Fd3	4,639
		Fd4	1,791			Fd4	-6,942
D07	1831,4	Fd1	7,353	D17	1417,97	Fd1	-4,889
		Fd2	-10,033			Fd2	5,599
		Fd3	-19,72			Fd3	8,742
		Fd4	-0,381			Fd4	2,477
D08	1981,47	Fd1	10,016	D18	1298,93	Fd1	-13,249
		Fd2	-13,459			Fd2	16,209
		Fd3	-24,849			Fd3	15,494
		Fd4	-2,117			Fd4	16,981
D09	2135,55	Fd1	12,234	D19	1194,13	Fd1	-29,02
		Fd2	-16,319			Fd2	36,178
		Fd3	-28,959			Fd3	28,578
		Fd4	-3,735			Fd4	43,906
D10	2292,83	Fd1	14,314	D20	1107,65	Fd1	-68,137
		Fd2	-18,997			Fd2	85,628
		Fd3	-33,673			Fd3	61,532
		Fd4	-4,387			Fd4	110,025

APÊNDICE C – VERIFICAÇÕES E DIMENSIONAMENTO FINAL DA ESTRUTURA

Membro	L	Combinação	$N_{t,Sd}/N_{c,Sd}$	Perfil	Verificação NBR 8800:2008		Perfil final	Espaçadores
					$N_{t,Rd}/N_{c,Rd}$ (kN)	Situação		
Rótulo	mm	Nome	kN	b x t (pol x pol)	$N_{t,Rd}/N_{c,Rd}$ (kN)	Situação	b x t (pol x pol)	d (mm)
D01	1107,65	Fd1	-69,966	L 2.1/2x3/16	66,37	NÃO OK	L 3x3/16	-
		Fd3	113,047		128,89	OK		
D02	1194,13	Fd1	-28,673	L 2x3/16	44,13	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	43,256		104,09	OK		
D03	1298,93	Fd1	-13,041	L 2x3/16	41,22	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	16,618		104,09	OK		
D04	1417,97	Fd1	-4,775	L 2x3/16	37,99	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	8,658		104,09	OK		
D05	1417,97	Fd3	6,574	L 2x3/16	104,09	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	-4,157		37,99	OK		
D06	1547,99	Fd1	-3,997	L 2x3/16	34,87	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	12,972		104,09	OK		
D07	1686,43	Fd1	-6,845	L 2x3/16	31,85	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	18,306		104,09	OK		
D08	1831,4	Fd1	-9,297	L 2x3/16	29,25	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	23,03		104,09	OK		
D09	1981,47	Fd1	-11,508	L 2x3/16	26,75	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	27,241		104,09	OK		
D10	2135,55	Fd1	-13,536	L 2x3/16	$\lambda > 200$	NÃO OK	L 3x3/16	-
		Fd3	31,668		104,09	OK		
D11	2135,55	Fd1	-13,508	L 2x3/16	$\lambda > 200$	NÃO OK	L 3x3/16	-
		Fd4	31,669		104,09	OK		
D12	1981,47	Fd1	-11,508	L 2x3/16	26,75	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	27,241		104,09	OK		
D13	1831,4	Fd1	-9,297	L 2x3/16	29,25	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	23,03		104,09	OK		

D14	1686,43	Fd1	-6,845	L 2x3/16	31,85	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	18,306		104,09	OK		
D15	1547,99	Fd1	-3,997	L 2x3/16	34,87	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	12,971		104,09	OK		
D16	1417,97	Fd3	-4,16	L 2x3/16	37,99	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	6,575		104,09	OK		
D17	1417,97	Fd1	-4,775	L 2x3/16	37,99	OK	L 2x3/16	-
		Fd3	8,656		104,09	OK		
D18	1298,93	Fd1	-13,04	L 2x3/16	41,22	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	16,616		104,09	OK		
D19	1194,13	Fd1	-28,672	L 2x3/16	44,13	OK	L 2x3/16	-
		Fd4	43,251		104,09	OK		
D20	1107,65	Fd1	-69,967	L 2.1/2x3/16	66,37	NÃO OK	L 3x3/16	-
		Fd4	113,056		128,89	OK		
M01	300	Fd1	-1,618	L 2.1/2x3/16	90,57	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	3,413		128,89	OK		
M02	476,33	Fd1	15,654	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-23,601		85,26	OK		
M03	652,65	Fd1	8,297	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-10,567		7996	OK		
M04	828,98	Fd1	3,377	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-6,129		74,66	OK		
M05	1005,31	Fd1	0,024	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-0,043		69,35	OK		
M06	1181,63	Fd3	-4,634	L 2.1/2x3/16	64,18	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	2,958		128,89	OK		
M07	1357,96	Fd1	3,054	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-9,907		59,13	OK		
M08	1534,29	Fd1	5,512	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-14,743		54,21	OK		

M09	1710,62	Fd1	7,783	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-19,274		49,3	OK		
M10	1886,94	Fd1	9,92	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-23,509		44,7	OK		
M11	2063,27	Fd1	23,962	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-31,864		40,89	OK		
M12	1886,94	Fd1	9,92	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-23,51		44,7	OK		
M13	1710,62	Fd1	7,783	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-19,274		49,3	OK		
M14	1534,29	Fd1	5,512	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-14,743		54,21	OK		
M15	1357,96	Fd1	3,054	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-9,907		59,13	OK		
M16	1181,63	Fd3	2,959	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-4,633		64,18	OK		
M17	1005,31	Fd1	0,024	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-0,044		69,35	OK		
M18	828,98	Fd1	3,377	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd3	-6,129		74,66	OK		
M19	652,65	Fd1	8,296	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-10,565		79,96	OK		
M20	476,33	Fd1	15,655	L 2.1/2x3/16	128,89	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	-23,603		85,26	OK		
M21	300	Fd1	-1,618	L 2.1/2x3/16	90,57	OK	L 2.1/2x3/16	-
		Fd4	3,412		128,89	OK		
BI01	1000	Fd1	63,82	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-112,27		196,78	OK		
BI02	1000	Fd1	87,835	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-148,477		196,78	OK		

BI03	1000	Fd1	97,889	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-161,293		196,78	OK		
BI04	1000	Fd1	101,256	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-162,89		196,78	OK		
BI05	1000	Fd1	101,256	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-162,888		196,78	OK		
BI06	1000	Fd1	100,907	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-158,25		196,78	OK		
BI07	1000	Fd1	98,323	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-149,866		196,78	OK		
BI08	1000	Fd1	94,263	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-139,008		196,78	OK		
BI09	1000	Fd1	89,185	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-126,426		196,78	OK		
BI10	1000	Fd1	83,374	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd3	-112,682		196,78	OK		
BI11	1000	Fd1	83,374	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-103,82		196,78	OK		
BI12	1000	Fd1	89,185	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-117,564		196,78	OK		
BI13	1000	Fd1	94,263	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-130,146		196,78	OK		
BI14	1000	Fd1	98,323	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-141,004		196,78	OK		
BI15	1000	Fd1	100,907	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-149,388		196,78	OK		
BI16	1000	Fd1	101,256	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-154,027		196,78	OK		
BI17	1000	Fd1	101,256	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-154,029		196,78	OK		

BI18	1000	Fd1	97,889	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-152,431		196,78	OK		
BI19	1000	Fd1	87,835	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-139,616		196,78	OK		
BI20	1000	Fd1	63,82	2L 3x1/4	383,00	OK	2L 3x1/4	800
		Fd4	-103,413		196,78	OK		
BS01	1015,43	Fd1	-0,922	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	1,916		208,18	OK		
BS02	1015,43	Fd1	-65,088	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	107,106		208,18	OK		
BS03	1015,43	Fd1	-89,478	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	145,248		208,18	OK		
BS04	1015,43	Fd1	-99,674	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	159,586		208,18	OK		
BS05	1015,43	Fd1	-102,74	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	157,851		208,18	OK		
BS06	1015,43	Fd1	-100,116	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	150,687		208,18	OK		
BS07	1015,43	Fd1	-95,994	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	141,009		208,18	OK		
BS08	1015,43	Fd1	-90,837	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	129,588		208,18	OK		
BS09	1015,43	Fd1	-84,938	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	116,955		208,18	OK		
BS10	1015,43	Fd1	-78,497	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	103,482		208,18	OK		
BS11	1015,43	Fd1	-78,497	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd3	103,658		208,18	OK		
BS12	1015,43	Fd1	-84,938	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	116,955		208,18	OK		

BS13	1015,43	Fd1	-90,837	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	129,588		208,18	OK		
BS14	1015,43	Fd1	-95,994	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	141,009		208,18	OK		
BS15	1015,43	Fd1	-100,116	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	150,687		208,18	OK		
BS16	1015,43	Fd1	-102,74	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	157,851		208,18	OK		
BS17	1015,43	Fd1	-99,673	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	159,586		208,18	OK		
BS18	1015,43	Fd1	-89,478	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	145,248		208,18	OK		
BS19	1015,43	Fd1	-65,088	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	107,11		208,18	OK		
BS20	1015,43	Fd1	-0,922	2L 2x3/16	138,44	OK	2L 2x3/16	406
		Fd4	2,09		208,18	OK		