



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI – UNIVATES
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL
COM ESTRUTURA EM AÇO**

Martin Douglas da Silva

Lajeado, junho de 2018.



Martin Douglas da Silva

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL COM ESTRUTURA EM AÇO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas (CETEC), da Universidade do Vale do Taquari - Univates, como parte dos requisitos para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz.

Lajeado, junho de 2018.

Martin Douglas da Silva

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL COM ESTRUTURA EM AÇO

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari - Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz –
orientadora

Universidade do Vale do Taquari - Univates

Prof. Me. Douglas Ferreira Velho

Universidade do Vale do Taquari - Univates

Profa. Dra. Emanuele Amanda Gauer

Universidade do Vale do Taquari - Univates

Lajeado, junho de 2018.

RESUMO

As edificações com estrutura em aço são de grande importância no cenário da construção civil e vem sendo muito usadas em pavilhões industriais. Podem apresentar diversas vantagens, principalmente quando utilizados perfis laminados que, por conta da sua fabricação industrial, proporcionam ao projetista um conhecimento mais amplo de algumas propriedades específicas do material. Devido à importância deste tema, o presente trabalho se propôs a realizar um estudo sobre o dimensionamento do pórtico principal da estrutura de aço de uma edificação hipotética, no estado limite último, sob o ponto de vista das recomendações de duas diferentes normas. As normas brasileiras NBR 8800 (ABNT, 2008) e europeia Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) foram comparadas de modo que os resultados encontrados proporcionassem uma análise dos perfis com maior eficiência e também, do peso total da estrutura considerada para cada uma delas. Para tanto, os pilares e vigas da edificação foram projetados de maneira que tivessem a capacidade para suportar as cargas atuantes na edificação, sob as mais diversas combinações com possibilidades de ocorrência. Os efeitos de vento atuantes na edificação foram determinados de acordo com as suas características aerodinâmicas, assim como a localização para onde esta estava sendo projetada; considerando os vários sentidos de atuação e as diversas combinações com possibilidade de ocorrência. Desta forma, foram verificados os perfis que atendessem as condições de segurança tanto para as vigas quanto para os pilares, buscando no dimensionamento sempre a escolha das menores seções possíveis para proporcionar a garantia de viabilidade econômica do projeto. Na norma brasileira o perfil escolhido para os pilares foi o W360x72 enquanto que para as vigas foi W360x44. Já para a norma europeia o perfil dos pilares foi o IPE 330x49,1 enquanto que para as vigas foi o IPE 300x42,4. Com isso o dimensionamento do pórtico principal da edificação para a norma brasileira teve um peso total de 2.155,44 kg, o que representou um resultado mais conservador em 24% em relação ao dimensionamento sugerido pela norma europeia, que por sua vez totalizou um peso de 1.640,57 kg.

Palavras-chave: Dimensionamento NBR 8800. Dimensionamento Eurocódigo 3. Pavilhão industrial. Estruturas Metálicas.

ABSTRACT

The buildings with steel structure are of great importance in the civil construction scenario and have been used extensively in industrial sheds. They can present several advantages, especially when using rolled profiles that, because of their industrial manufacture, give the designer a more complete knowledge of some specific properties of the material. Due to the importance of this theme, the present work has proposed to realize a study about the dimensioning of the principal frame of the steel structure of a hypothetical building, in ultimate last limit state, from the point of view of the recommendations of two different norms. The standards Brazilian NBR 8800 (ABNT, 2008) and European Eurocode 3 (EUROPEAN TECHNICAL STANDARDS COMMITTEE, 2010) were compared in such a way that the results found gave an analysis of the profiles with greater efficiency and also of the total weight of the structure considered for each one of them. In order to do so, the pillars and beams of the building were designed in such a way as to have the capacity to withstand the loads acting on the building, under the most diverse combinations with possibilities of occurrence. The wind effects in the building were determined according to their aerodynamic characteristics, as well as the location to where it was being projected; considering the various senses of action and the various combinations with possibility of occurrence. In this way, the profiles that met the safety conditions for both the beams and the pillars were verified, always scaling the choice of the smallest possible areas to provide the guarantee of economic feasibility of the project. In the Brazilian standard the profile chosen for the pillars was the W360x72 while for the beams it was W360x44. For the European standard the profile of the pillars was the IPE 330x49,1 while for the beams was the IPE 300x42,4. Thus, the design of the building structure for the Brazilian standard had a total weight of 2.155,44 kg, which represented a more conservative result in 24% in relation to the design suggested by the European standard, which in turn totaled a weight of 1.640,57 kg.

Keywords: NBR 8800 Design. Eurocode 3 Design. Industrial Shed. Steel Structures.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, estado do Rio de Janeiro.....	16
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural.	22
Figura 3 – Principais produtos siderúrgicos laminados: a) Perfil estrutural L com abas iguais; b) Perfil estrutural L com abas desiguais; c) Perfil estrutural U; d) Perfil estrutural I; e) Perfil estrutural W.....	24
Figura 4 – Principais produtos siderúrgicos formados a frio: a) Perfil U; b) Perfil complexo; c) Perfil S; d) Perfil Z.	25
Figura 5 – Principais produtos siderúrgicos soldados: a) União de três chapas; b) Associação de perfis U; c) Associação de perfis cantoneira; d) Associação de perfis I do tipo laminado.	26
Figura 6 – Pórtico de alma cheia.....	30
Figura 7 – Pórtico treliçado.....	31
Figura 8 – Base rotulada x base engastada.	33
Figura 9 – Mapa das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil.	37
Figura 10 – Carregamento permanente distribuído.....	55
Figura 11 – Carregamento variável distribuído.....	55
Figura 12 – Coeficientes aerodinâmicos das paredes a vento 0° e 90°.	58
Figura 13 – Coeficientes aerodinâmicos da cobertura a vento 0° e 90°.	58
Figura 14 – a) Combinação 1: vento 0° Cpi +0,2; b) Combinação 2: vento 90° Cpi +0,2; c) Combinação 3: vento 0° Cpi -0,3; d) Combinação 4: vento 90° Cpi -0,3.....	59
Figura 15 – Situação 1: carga vento 0° e Cpi +0,2.....	61

Figura 16 – Situação 2: carga vento 90° e Cpi +0,2.....	62
Figura 17 – Situação 3: carga vento 90° e Cpi -0,3.....	63
Figura 18 – Combinação 1: carga permanente + carga accidental.....	64
Figura 19 – Diagrama de esforço normal combinação Fd1.....	64
Figura 20 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd1; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd1.....	65
Figura 21 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2.....	66
Figura 22 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2.....	66
Figura 23 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd2; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd2.....	66
Figura 24 – Combinação 3: carga permanente – vento 90° Cpi +0,2.....	67
Figura 25 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3.....	68
Figura 26 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd3; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd3.....	68
Figura 27 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3.....	69
Figura 28 – Diagrama de esforço normal combinação Fd4.....	69
Figura 29 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd4; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd4.....	70
Figura 30 – Características isométricas do perfil NBR.....	72
Figura 31 – Valores para o coeficiente de flambagem.....	74
Figura 32 – Características isométricas do perfil Eurocódigo.....	89
Figura 33 – Escolha da curva de flambagem em função da seção transversal.....	90
Figura 34 – Curvas de flambagem lateral.....	93
Figura 35 – Relação peso dos elementos estruturais.....	100
Figura 36 – Relação dos esforços combinados de pilares e vigas.....	101

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Categoria do terreno.....	39
Quadro 2 – Classe da edificação.....	39

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Constantes físicas do aço estrutural.....	21
Tabela 2 – Classificação do aço estrutural quanto a sua resistência mecânica.....	23
Tabela 3 – Fator topográfico.	38
Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos para determinação de S_2	40
Tabela 5 – Fator estatístico.	40
Tabela 6 – Coeficientes de minoração da resistência.	43
Tabela 7 – Coeficientes de ponderação das ações permanentes.....	44
Tabela 8 – Coeficientes de ponderação das ações variáveis.	44
Tabela 9 – Coeficientes de combinação das ações.	44
Tabela 10 – Coeficiente de majoração da resistência.....	46
Tabela 11 – Cargas permanentes.....	54
Tabela 12 – Coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações.	60
Tabela 13 – Situação 1: vento 0° e $C_{pi} +0,2$	61
Tabela 14 – Situação 2: vento 90° e $C_{pi} +0,2$	62
Tabela 15 – Situação 3: vento 90° e $C_{pi} -0,3$	63
Tabela 16 – Esforços correspondentes a combinações.	70
Tabela 17 – Características do perfil adotado nos pilares NBR.	73
Tabela 18 – Características do perfil adotado nas vigas NBR.	82
Tabela 19 – Características do perfil adotado nos pilares Eurocódigo.....	90
Tabela 20 – Fatores de imperfeição de acordo com a curva de flambagem.....	91
Tabela 21 – Características do perfil adotado nas vigas Eurocódigo.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM – American Society for Testing and Materials
EC – Eurocódigo
FLA – Flambagem local da alma
FLM – Flambagem local da mesa
FLT – Flambagem lateral por torção
NBR – Norma Brasileira
°C – Graus celsius
 $a_{edificação}$ – Comprimento da edificação
 A_e – Área líquida efetiva da seção transversal
 A_{eff} – Área efetiva da seção transversal
 A_g – Área bruta da seção transversal
 A_n – Área líquida
 A_v – Área resistente ao esforço cortante
 A_w – Área bruta da alma
 b – Altura da mesa
 $b_{edificação}$ – Largura da edificação
 c – Coeficiente aerodinâmico
 cm^2 – Centímetro quadrado
 C_{pe} – Coeficiente aerodinâmico de pressão externa da edificação
 C_{pi} – Coeficiente aerodinâmico de pressão interna da edificação
 C_t – Coeficiente de redução da área líquida
 E – Módulo de elasticidade do aço
 E_k – Valor de determinada ação com base no EC
 E_d – Cálculo dos esforços atuantes das combinações últimas da NBR
 F_i – Combinação das ações atuantes com base na NBR
 f_k – Resistência característica do material com base na NBR
 F_r – Parâmetro meteorológico para obtenção de S_2

f_u – Resistência à ruptura do aço
 f_y – Resistência ao escoamento do aço
 G – Módulo de elasticidade transversal do aço
 h – Altura da alma
 $h_{edificação}$ – Altura da edificação
 hr – Hora
 I_t – Momento de inércia a torção
 I_y – Momento de inércia em relação ao eixo y-y segundo EC
 I_z – Momento de inércia em relação ao eixo z-z segundo EC
 kg – Quilograma
 km – Quilômetro
 kN – Quilo Newton
 k_v – Coeficiente para uso de enrijecedores transversais
 k – Coeficiente de flambagem para o eixo da seção analisado
 m – Metro
 m^2 – Metro quadrado
 m^3 – Metro cúbico
 M_{cr} – Momento crítico
 mm – Milímetros
 MPa – Mega pascal
 M_{pl} – Momento plástico
 M_{rd} – Momento fletor resistente de cálculo
 M_{sd} – Momento fletor solicitante de cálculo
 N – Newton
 $N_{c,Rd}$ – Força axial de compressão resistente de cálculo
 $N_{c,Sd}$ – Força axial de compressão solicitante de cálculo com base na NBR
 N_{cr} – Valor crítico de esforço normal EC
 N_e – Força axial de flambagem elástica
 $N_{ed,t}$ – Valor de cálculo do esforço de tração atuante com base no EC
 $N_{pl,Rd}$ – Resistência plástica da seção bruta
 $N_{t,Rd}$ – Força axial de tração resistente de cálculo
 $N_{t,Sd}$ – Força axial de tração solicitante de cálculo com base na NBR
 $N_{u,Rd}$ – Resistência última da seção bruta na zona com furos de ligação
 p – Pressão estática de vento na edificação
 Q – Fator de redução total associado à flambagem local
 q_{din} – Pressão dinâmica de vento na edificação
 r – Raio de giração
 R_d – Cálculo dos esforços resistentes
 R_k – Valor característico da resistência considerada com base no EC
 s – Segundo
 S_1 – Fator topográfico

S_2 – Fator de rugosidade e dimensão da edificação
 S_3 – Fator estatístico
 S_d – Cálculo dos esforços atuantes das combinações da NBR
 t – Largura da mesa
 tf – Tonelada força
 t_w – Espessura da alma
 V_0 – Velocidade básica do vento
 V_{Ed} – Força cortante solicitante de cálculo conforme EC
 V_k – Velocidade característica do vento
 V_{pl} – Força cortante plástica resistente de cálculo conforme NBR
 V_{rd} – Força cortante resistente de cálculo
 V_{sd} – Força cortante solicitante de cálculo conforme NBR
 W – Módulo de resistência da seção
 $W_{eff,min}$ – Módulo de flexão elástico mínimo efetivo conforme EC
 $W_{el,min}$ – Módulo de flexão elástico mínimo conforme EC
 W_{pl} – Módulo de flexão plástico conforme EC
 z – Altura da parede em relação ao nível do solo para obtenção de S_2
 α – Fator de imperfeição associado à flambagem EC
 α_{LT} – Fator de imperfeição associado à flambagem lateral por torção EC
 \bar{b} – Parâmetro meteorológico para obtenção de S_2
 γ_f – Coeficiente de majoração da carga
 γ_{f1} – Parcela de variabilidade das ações com base na NBR
 γ_{f2} – Parcela de combinação das ações com base na NBR
 γ_{f3} – Parcela de tolerância a erros de execução com base na NBR
 γ_m – Coeficiente de minoração da resistência
 γ_{m1} – Parcela de variabilidade da tensão resistente da NBR
 γ_{m2} – Parcela de variabilidade dos ensaios de resistência da NBR
 γ_{m3} – Parcela de tolerância a incertezas de cálculo da NBR
 λ – Índice de esbeltez
 λ_0 – Índice de esbeltez reduzido
 λ_{LT} – Esbeltez de flambagem lateral por torção EC
 λ_p – Esbeltez limite de plastificação do material conforme NBR
 λ_R – Esbeltez limite quanto ao escoamento do material conforme NBR
 ρ – Parâmetro meteorológico para obtenção de S_2
 T_{ed} – Módulo de flexão elástico mínimo efetivo conforme EC
 φ – Coeficiente de redução a flambagem EC
 φ_{LT} – Coeficiente de redução a flambagem lateral por torção EC
 χ – Coeficiente de redução para o modo de flambagem relevante
 ψ_0 – Coeficiente de minoração da carga com base na NBR

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Tema.....	17
1.2 Justificativa.....	17
1.3 Objetivos	17
1.3.1 Objetivo principal	17
1.3.2 Objetivo específico.....	18
1.4 Delimitações	18
1.5 Limitações.....	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	19
2.1 Considerações iniciais sobre o aço.....	19
2.1.1 Vantagens das estruturas de aço	19
2.1.2 Desvantagens das estruturas de aço	20
2.2 O aço estrutural.....	20
2.2.1 Propriedades do aço estrutural	20
2.2.2 Constantes físicas do aço	21
2.2.3 Propriedades mecânicas dos aços estruturais	22
2.2.4 Classificação dos aços estruturais.....	23
2.3 Produtos siderúrgicos estruturais.....	23
2.3.1 Perfis laminados.....	24
2.3.2 Perfis conformados a frio	24
2.3.3 Perfis soldados.....	25
2.4 Ligações.....	26
2.4.1 Ligações parafusadas.....	26

2.4.2 Ligações soldadas	27
2.5 Definições dos elementos estruturais de um pavilhão	28
2.5.1 Pórticos	29
2.5.1.1 Pórtico de alma cheia.....	29
2.5.1.2 Pórtico treliçado	30
2.5.2 Vigas.....	31
2.5.3 Pilares.....	32
2.5.4 Vinculação da base das colunas	32
2.5.5 Terças.....	33
2.5.6 Vigas de tapamento.....	33
2.5.7 Chapas de cobertura e tapamento lateral	34
2.5.8 Contraventamentos.....	34
2.6 Ações na estrutura	34
2.6.1 Ações permanentes	35
2.6.2 Ações variáveis	35
2.6.3 Ações excepcionais	35
2.6.4 Ação do vento.....	36
2.5.4.1 Critérios de avaliação dos efeitos do vento.....	36
2.5.4.1.1 Pressão dinâmica.....	37
2.5.4.1.2 Coeficientes de pressão	41
2.6 Método dos estados limites	41
2.6.1 Estado limite último conforme NBR	42
2.6.1.1 Ponderação da resistência	42
2.6.1.2 Ponderação das ações.....	43
2.6.1.3 Combinação das ações.....	45
2.6.2 Estado limite último conforme Eurocódigo	45
2.6.2.1 Ponderação da resistência	46
3 METODOLOGIA	47
3.1 Elementos estruturais sujeitos à tração.....	48
3.1.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira.....	48
3.1.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia.....	49
3.2 Elementos estruturais sujeitos à compressão	49
3.2.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira.....	49
3.2.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia.....	50

3.3 Elementos estruturais sujeitos à flexão	51
3.3.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira.....	51
3.3.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia.....	53
4 RESULTADOS.....	54
4.1 Ações.....	54
4.1.1 Ações permanentes	54
4.1.2 Ações variáveis	55
4.1.3 Ações do vento.....	56
4.1.3.1 Velocidade característica do vento.....	56
4.1.3.2 Pressão dinâmica.....	57
4.1.3.3 Coeficientes aerodinâmicos.....	57
4.1.3.4 Pressão estática	60
4.2 Combinações das ações.....	63
4.2.1 Combinação Fd1	64
4.2.2 Combinação Fd2	65
4.2.3 Combinação Fd3	67
4.2.4 Combinação Fd4	68
4.2.5 Análise dos diagramas	70
4.3 Pré-dimensionamento dos perfis.....	71
4.4 Dimensionamento dos perfis segundo a norma brasileira.....	71
4.5 Verificações das colunas para a norma brasileira	72
4.5.1 Verificação da esbeltez do perfil	73
4.5.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão.....	74
4.5.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração	76
4.5.4 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão	77
4.5.4.1 Flambagem lateral com torção (FLT).....	77
4.5.4.2 Flambagem local da mesa (FLM)	79
4.5.4.3 Flambagem local da alma (FLA).....	79
4.5.5 Verificação da capacidade em relação a esforços cortantes	80
4.5.6 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados.....	81
4.6 Verificações das vigas para a norma brasileira.....	82
4.6.1 Verificação da esbeltez do perfil	82
4.6.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão.....	83
4.6.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração	84

4.6.4 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão	85
4.6.4.1 Flambagem lateral com torção (FLT).....	85
4.6.4.2 Flambagem local da mesa (FLM)	86
4.6.4.3 Flambagem local da alma (FLA).....	87
4.6.5 Verificação da capacidade em relação a esforços cortantes	87
4.6.6 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados.....	88
4.7 Dimensionamento dos perfis segundo a norma europeia.....	89
4.8 Verificações das colunas para a norma europeia	89
4.8.1 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão.....	90
4.8.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração	92
4.8.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão	93
4.8.4 Verificação da capacidade quanto a esforços cortantes.....	94
4.8.5 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados.....	94
4.9 Verificações das vigas para a norma europeia.....	95
4.9.1 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão.....	96
4.9.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração	97
4.9.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão	98
4.9.4 Verificação da capacidade quanto a esforços cortantes.....	99
4.9.5 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados.....	99
4.10 Análise das verificações dos perfis para as diferentes normas	100
5 CONCLUSÃO	102
REFERÊNCIAS.....	104
ANEXO A	106
ANEXO B	107
ANEXO C	108
APÊNDICES	109

1 INTRODUÇÃO

O segmento da construção civil está se tornando cada dia mais competitivo, tornando a busca por novas soluções construtivas uma necessidade. Nesse cenário, uma alternativa que vem retomando espaço e que pode ser muito eficiente e econômica são as edificações industriais compostas por estruturas de aço.

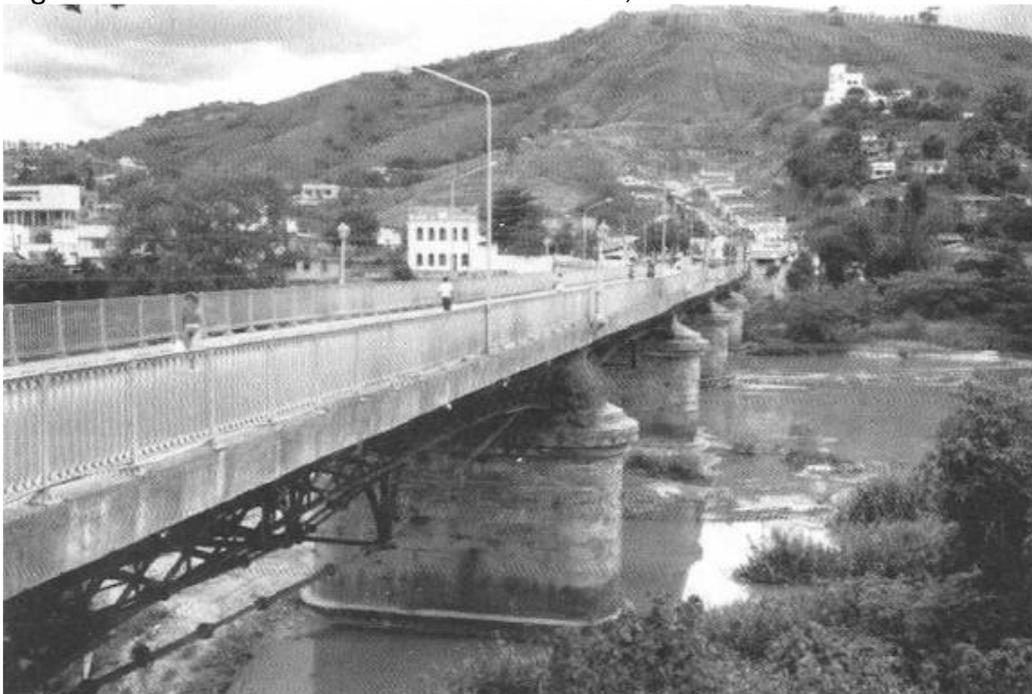
As construções em aço, também denominadas estruturas metálicas, apresentam diversas vantagens em relação a outros modelos construtivos. Segundo Chaves (2007) pode se destacar quanto às estruturas metálicas a maior resistência mecânica do aço quando comparada às dos outros materiais, assim como a eficiência de um tipo de construção com características de industrialização, além da possibilidade de reforço e ampliação das estruturas, a flexibilidade das soluções arquitetônicas e estruturais, e a facilidade de montagem e desmontagem. Desta forma, Chaves (2007, p. 16) também ressalta que: “Como consequências diretas destas características, podem-se obter ganhos como alívio das fundações, aumento do espaço útil da construção, redução do tempo de construção e redução da área de canteiro de obras, entre outros”.

Segundo Bellei (2010) a utilização das estruturas metálicas vem desde antigamente, uma vez que se acredita que a primeira construção tenha ocorrido no ano de 1750, período que corresponde à descoberta da forma de produção industrial do material. Pfeil e Pfeil (2016) complementam que os primeiros registros dão conta de que entre os anos de 1780 e 1820 tenham sido construídas as primeiras pontes com elementos estruturais de ferro fundido.

No Brasil, Bellei (2010) acredita que a primeira obra a utilizar estruturas metálicas tenha sido a ponte sobre o rio Paraíba do Sul, construída no ano de 1857 e localizada do estado do Rio de Janeiro (FIGURA 1). De acordo com Pfeil e Pfeil

(2016), a ponte tinha como características a construção da estrutura na forma de arcos atirantados com vãos de 30 metros, na qual os arcos eram formados por ferro fundido e os tirantes por sua vez, formados por ferro forjado.

Figura 1 – Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, estado do Rio de Janeiro.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2016).

Segundo D'alembert (2012) quanto ao uso de estruturas de aço em todo mundo, os setores industrial e comercial são os que vêm apresentando maior destaque e aparecendo como líderes neste tipo de demanda. Salienta-se que esse fator está relacionado diretamente com a rapidez e a racionalização proporcionadas pelo uso das estruturas de aço, já que há a possibilidade de redução de prazos e, conseqüentemente, diminuição dos custos de construção.

No mercado brasileiro da construção em aço, um dos segmentos que tem maior demanda é o de pavilhões. Utilizados tanto para simples armazenagem como para a infraestrutura industrial de uma maneira geral, os pavilhões estruturados em aço oferecem inúmeras vantagens em relação a outras soluções, atendendo às mais diversas modulações e composições. (D'ALAMBERT, 2012 p. 5).

Conforme dados do CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA, em Pravia (2016), estima-se que cerca de 46% das estruturas de aço que são produzidas no Brasil são destinadas a obras industriais. Chaves (2007)

complementa que o uso de estruturas metálicas na construção de galpões e pavilhões industriais vem sendo uma das mais utilizadas no país, dividindo espaço com as estruturas pré-fabricadas de concreto e proporcionando assim um mercado cada vez mais competitivo.

1.1 Tema

O tema deste trabalho é o dimensionamento da estrutura de um pavilhão industrial de acordo com os métodos das normas brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) e europeia Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010); realizando um comparativo entre os resultados obtidos através destas.

1.2 Justificativa

O presente trabalho justifica-se pela grande importância que se tem em entender como são realizadas as etapas de dimensionamento da estrutura de um pavilhão industrial. Além disso, justifica-se pela realização de um estudo de como duas normas diferentes se aplicam em relação ao dimensionamento de uma mesma estrutura.

1.3 Objetivos

Os objetivos do presente trabalho estão divididos em principal e específico.

1.3.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a realização da comparação dos métodos de dimensionamento dos estados limites últimos da estrutura de um pavilhão industrial hipotético, através das normas NBR 8800 (ABNT, 2008): Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; e Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

1.3.2 Objetivo específico

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

- a) analisar a estabilidade do pórtico principal da estrutura de um pavilhão, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008);
- b) analisar a estabilidade do pórtico principal da estrutura de um pavilhão, segundo o Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

1.4 Delimitações

O trabalho delimita-se a dimensionar a estrutura do pórtico principal de um pavilhão industrial conforme as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008) e do Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

1.5 Limitações

O presente trabalho está limitado em analisar o estado último das estruturas, portanto, não sendo abordadas as situações de verificações quanto ao estado limite de serviço. Também não serão abordadas questões quanto ao dimensionamento das ligações dos elementos estruturais da edificação.

As quantificações das ações atuantes na estrutura serão baseadas somente nas recomendações da norma brasileira, não sendo desta forma abordado o método de quantificação europeu. O presente trabalho também está limitado na realização da verificação das forças estáticas do vento atuante na edificação, não sendo abordada portanto a análise de seus efeitos dinâmicos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Considerações iniciais sobre o aço

Segundo Dias (2008) o aço pode ser definido como uma liga metálica que é composta em grande parte de ferro, com pequenas quantidades de carbono que podem variar desde 0,002% até 2,00%. De acordo com Chiaverini (2008) pode-se classificar o aço de três maneiras distintas: conforme sua composição química, a sua estrutura e a sua forma de aplicação. Na construção civil, conforme (DIAS, 2008, p. 78) “o interesse maior recai sobre os chamados aços estruturais, termo designativo a todos os aços que, em função da sua resistência, ductilidade e outras propriedades, são adequados para utilização em elementos que suportam cargas”.

Chiaverini (2008) comenta que os aços estruturais possuem uma posição importante hoje em dia no cenário da engenharia, já que apresentam nas suas características propriedades que combinam resistência mecânica, trabalhabilidade, disponibilidade e baixo custo. Essas características são muito úteis e também muito visadas por engenheiros e arquitetos, uma vez que podem resultar em algumas soluções eficientes e versáteis nos projetos das edificações.

2.1.1 Vantagens das estruturas de aço

Segundo Bellei (2010) as principais vantagens da utilização das estruturas de aço são:

- a) a alta resistência do material nos estados de tensão (tração, compressão, flexão e etc.);
- b) a segurança de se trabalhar com um material homogêneo com características bem definidas;

- c) a possibilidade de redução dos prazos de construção;
- d) a facilidade de desmonte e substituição de elementos estruturais;
- e) a possibilidade de reaproveitamento de eventuais sobras de materiais.

A preferência pela utilização de estruturas de aço também gera vantagens em relação à limpeza e organização do canteiro de obras. Esse resultado é originado uma vez que as estruturas metálicas possuem uma quantidade menor de entulhos nas obras se comparada às proporções geradas nas estruturas de concreto.

2.1.2 Desvantagens das estruturas de aço

Segundo Bellei (2010) a principal e pequena desvantagem da utilização das estruturas de aço é a suscetibilidade que o material possui quanto à corrosão. Para isso, é de fundamental importância adotar algumas medidas de proteção da estrutura, como realização da pintura do aço ou ainda a submissão do material a algum outro tipo de tratamento.

Sua viabilidade também pode se tornar desvantajosa caso não seja realizado um projeto rico em detalhes e com muita precisão. A não incidência dessas condições pode refletir em alguns problemas como dificuldade de encaixe das peças na obra e também impossibilitar o transporte de algum elemento que apresente como características grandes dimensões.

2.2 O aço estrutural

O conhecimento das propriedades, das características e das reações do aço estrutural são questões imprescindíveis para a elaboração de um bom projeto. São as suas propriedades que irão definir o seu comportamento quanto a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços solicitantes a estrutura.

2.2.1 Propriedades do aço estrutural

Segundo Bellei (2010) algumas características como elasticidade, inelasticidade, fratura e fadiga de um metal são de entendimento extremamente

importante para avaliar a função de um respectivo elemento da estrutura. Pfeil e Pfeil (2016) listam e definem as principais propriedades dos aços estruturais em:

- a) ductilidade: capacidade do material se deformar sob a ação de cargas;
- b) fragilidade: é o oposto da ductilidade e pode ocorrer por agentes agressivos que possibilitam o aço tornar-se frágil;
- c) resiliência: capacidade do aço de absorver energia no regime elástico;
- d) tenacidade: capacidade do aço de absorver energia mecânica com deformações elásticas e plásticas;
- e) dureza: capacidade do aço de absorver energia mecânica sem fraturar ou mesmo aparentar qualquer tipo de dano;
- f) elasticidade: capacidade do aço de retornar a sua forma original após a aplicação de sucessivos carregamentos;
- g) fadiga: efeito que decorre de cargas repetidas em grande número, podendo causar o rompimento do material em níveis de tensões bem menores que o normal.

2.2.2 Constantes físicas do aço

Para fins de cálculo das estruturas de aço, em condições normais de temperatura e pressão, as normas NBR 8800 (ABNT, 2008) e Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) indicam que as seguintes constantes físicas devem ser consideradas (TABELA 1).

Tabela 1 – Constantes físicas do aço estrutural.

Constantes físicas do aço estrutural	NBR 8800	Eurocódigo 3
Módulo de elasticidade (E)	200.000 MPa	210.000 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	0,3
Módulo de elasticidade transversal (G)	77.000 MPa	81.000 MPa
Coeficiente de dilatação térmica (α)	12 x 10 ⁶ / °C	12 x 10 ⁶ / °C
Massa específica (ρ)	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 8800 (ABNT, 2008) e Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

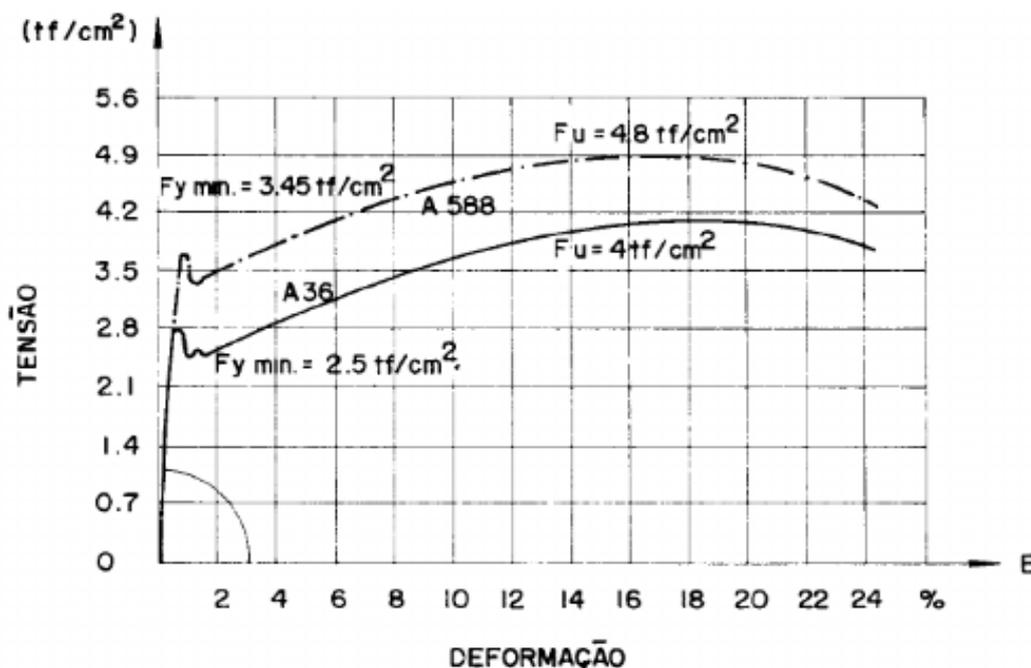
2.2.3 Propriedades mecânicas dos aços estruturais

As propriedades mecânicas dos aços estruturais podem ser medidas através da realização de ensaios de tração simples. Para Dias (2008) essas são as propriedades que definem a capacidade do material de resistir aos esforços que são aplicados a estrutura, sem que esta venha a romper ou apresentar qualquer tipo de deformação que possa vir a ser considerada excessiva.

Segundo Pfeil e Pfeil (2016), os resultados dos ensaios de tração são baseados no conceito de que uma barra tende a diminuir sua seção transversal quando tracionada. Desta forma, a tensão do aço pode ser medida através da divisão da força aplicada a seção, pela sua área.

Ainda segundo o mesmo autor, o alongamento unitário também é um fator determinado levando em consideração a força aplicada e a área da seção. Se comparadas graficamente à tensão aplicada com o alongamento gerado tem-se então como resultado a obtenção de uma curva tensão-deformação (FIGURA 2).

Figura 2 – Diagrama tensão-deformação para o aço estrutural.



Fonte: Bellei (2010).

2.2.4 Classificação dos aços estruturais

Segundo Pfeil e Pfeil (2016), os aços podem ser classificados conforme a sua composição química em dois grupos que podem ou não receber tratamentos que venham a modificar as suas propriedades mecânicas:

- a) aços-carbono: são os tipos mais comuns, onde o aumento da resistência é gerado em grande parte pelo carbono em comparação com o ferro puro;
- b) aços de baixa liga: são aços carbonos acrescidos de aditivos de elementos de liga com o intuito de melhorar as propriedades mecânicas do material.

Conforme Dias (2008), os aços ainda podem ser classificados em relação ao seu limite de escoamento de acordo com a sua resistência mecânica (TABELA 2).

Tabela 2 – Classificação do aço estrutural quanto a sua resistência mecânica.

Resistência mecânica do aço estrutural	Limite de escoamento
Baixa resistência mecânica	Inferior a 250 MPa
Média resistência mecânica	Entre 250 MPa e 300 MPa
Alta resistência mecânica	Superior a 300 MPa

Fonte: adaptado pelo autor com base em Dias (2008).

2.3 Produtos siderúrgicos estruturais

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) os principais produtos de aço produzidos pelas industriais siderúrgicas são:

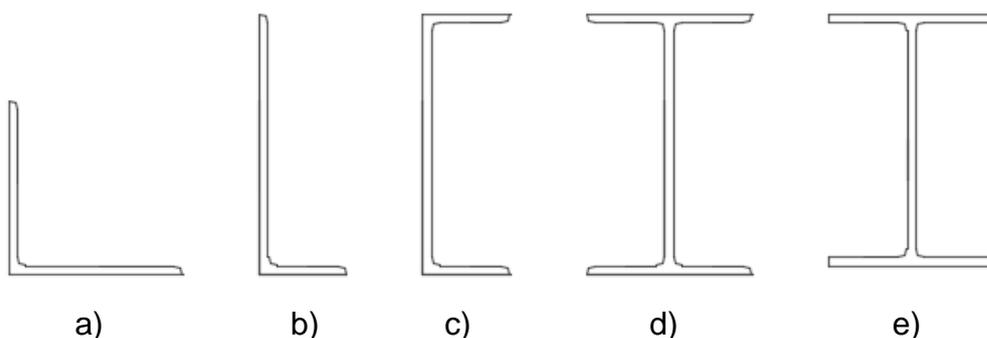
- a) barras: produtos laminados na qual a dimensão de sua seção transversal é relativamente pequena se comparada com o seu comprimento;
- b) chapas: produtos laminados na qual a dimensão da sua espessura é relativamente pequena quando comparada com a sua largura e comprimento;
- c) perfis laminados: produtos laminados produzidos geralmente nas formas de H, I, C, L e que apresentam como característica uma grande eficiência estrutural;
- d) perfis formados a frio: chapas metálicas dúcteis dobradas em prensas a frio que transformam os perfis em chapas dobradas.

2.3.1 Perfis laminados

Segundo Dias (2008) os perfis laminados são produzidos pelas siderúrgicas através de um processo de deformação mecânica a quente do material. São muito usados no cenário da construção civil devido à grande resistência estrutural que suas peças apresentam.

Pfeil e Pfeil (2016) comentam que a sua elevada resistência tem relação direta com a forma com que os perfis laminados são fabricados. As geometrias mais comuns disponíveis no mercado são nas formas de cantoneiras, cantoneiras de abas iguais, perfis tipo U, perfis tipo I e perfis tipo W (FIGURA 3).

Figura 3 – Principais produtos siderúrgicos laminados: a) Perfil estrutural L com abas iguais; b) Perfil estrutural L com abas desiguais; c) Perfil estrutural U; d) Perfil estrutural I; e) Perfil estrutural W.



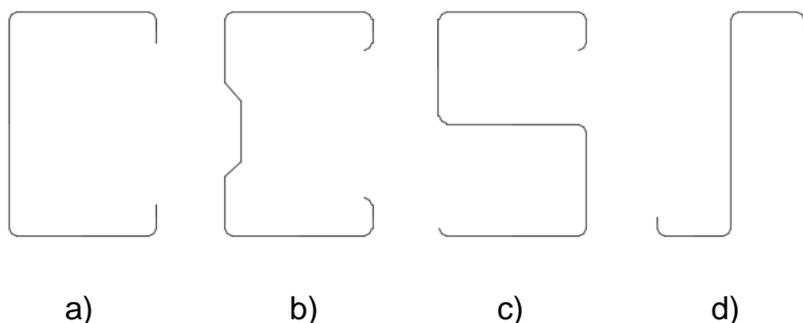
Fonte: adaptado pelo autor com base em Pfeil e Pfeil (2016).

De acordo com Dias (2008), outra característica dos perfis laminados é referente à organização de suas abas, que são dispostas de forma paralela e retilínea. Além disso, estes perfis apresentam uma boa uniformidade na sua estrutura, já que não possuem a necessidade de utilização de emendas ou soldas.

2.3.2 Perfis conformados a frio

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) os perfis conformados a frio são fabricados através de um processo de dobramento a frio de chapas de aço. Os principais produtos fabricados pelas siderúrgicas são os perfis do tipo U, os perfis complexos, os perfis tipo S e os perfis tipo Z (FIGURA 4).

Figura 4 – Principais produtos siderúrgicos formados a frio: a) Perfil U; b) Perfil complexo; c) Perfil S; d) Perfil Z.



Fonte: adaptado pelo autor com base em Pfeil e Pfeil (2016).

De acordo com Silva (2014), os perfis conformados a frio estão proporcionando soluções cada vez mais viáveis para seu uso na construção civil em vista de suas condições de economia e rapidez na execução de estruturas. Suas chapas podem ser fabricadas em uma grande variedade de seções, possibilitando assim excelentes soluções econômicas aos projetos.

Dias (2008) complementa que a utilização deste tipo de perfil possui uma limitação a ser observada quanto ao maquinário disponível para realização da dobra do material. Essa desvantagem limita que a espessura das chapas tenha no máximo 12,5 mm, destinando desta forma seu uso principalmente para componentes leves da estrutura.

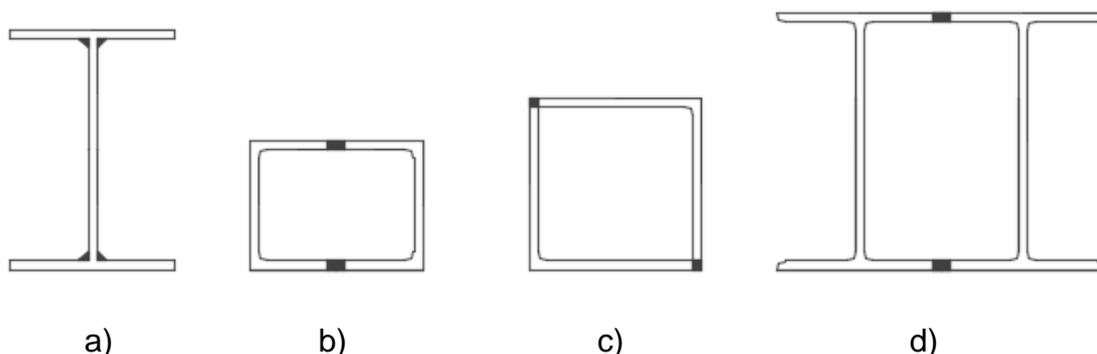
2.3.3 Perfis soldados

Segundo Dias (2008) os perfis soldados são perfis produzidos através da soldagem de chapas planas de aço e que devido a essa característica, possibilitam uma variedade grande de seções e dimensões (FIGURA 5). Quanto a essas possibilidades, Bellei (2010, p. 32) comenta que: “dada à versatilidade de combinações de espessura com alturas e larguras, os perfis soldados, compostos a partir de três chapas, são largamente empregados nas estruturas metálicas”.

De acordo com Pfeil e Pfeil (2016), por conta dos processos automatizados de soldas disponíveis atualmente, esses perfis podem ser produzidos em escala industrial de forma competitiva com os demais tipos de perfis. O seu custo pode ser relativamente superior aos perfis do tipo laminado, porém como apresenta uma

grande possibilidade de variação de suas dimensões, seu uso justifica-se para atender alguma necessidade que seja específica de um determinado projeto.

Figura 5 – Principais produtos siderúrgicos soldados: a) União de três chapas; b) Associação de perfis U; c) Associação de perfis cantoneira; d) Associação de perfis I do tipo laminado.



Fonte: adaptado pelo autor com base em Pfeil e Pfeil (2016).

2.4 Ligações

Segundo Dias (2008), as peças de aço fabricadas pelas siderúrgicas precisam receber ligações para proporcionar que os elementos da estrutura se comportem de forma tridimensional. A definição do tipo de ligação a ser utilizada deve levar em conta algumas características, como o comportamento que se espera da conexão, as limitações construtivas que estão impostas e a facilidade para a fabricação e montagem das peças.

Desta forma, Pfeil e Pfeil (2016) comentam que as ligações podem ser realizadas e classificadas através de meios flexíveis ou rígidos, adotando assim o uso de parafusos e solda, respectivamente.

2.4.1 Ligações parafusadas

As ligações parafusadas caracterizam-se pela conexão de partes da estrutura através de meios flexíveis, normalmente com uso de parafusos. Bellei (2010) descreve que as ligações parafusadas são empregadas em grande escala nas ligações de partes das estruturas tanto nas montagens finais de campo assim como nas montagens em fábricas.

Pfeil e Pfeil (2016) definem a ligação por meio de parafusos como sendo utilizada através da união de peças, que trabalham com a necessidade de realização de furos nas chapas. Nas estruturas convencionais os tipos mais comuns utilizados são os rebites, os parafusos comuns e os parafusos de alta resistência.

Segundo Bellei (2010), as principais vantagens das ligações parafusadas são:

- a) rapidez nas ligações em campo;
- b) economia de consumo de energia;
- c) mão de obra reduzida em comparação a utilizada nas ligações soldadas;
- d) apresenta melhores resultados quanto aos efeitos das tensões de fadiga.

Ainda conforme o mesmo autor, as principais desvantagens para utilização de ligações parafusadas são:

- a) possibilidade de esmagamento de algumas peças, exigindo assim a utilização de reforços na estrutura;
- b) necessidade de se fazer uma previsão antecipada da quantificação de parafusos que devem estar obra para que não venha a faltar material;
- c) em alguns casos deve-se realizar uma pré-montagem na fábrica a fim de comprovar que os furos das peças foram efetuados nos locais corretos.

2.4.2 Ligações soldadas

As ligações soldadas caracterizam-se por realizar a conexão de partes da estrutura através de meios rígidos, normalmente com uso de soldas. Pfeil e Pfeil (2016) definem esse tipo de ligação como sendo uma união por coalescência de materiais, obtida através da fusão de partes adjacentes. Dias (2008) complementa que a técnica de soldagem nada mais é que a obtenção da união de componentes de uma peça estrutural, de maneira que possibilite a estes conservar as suas propriedades mecânicas e químicas.

Segundo Bellei (2010), as principais vantagens das ligações soldadas são:

- a) economia de material, devido à possibilidade de reaproveitamento total das peças soldadas;
- b) rigidez da ligação, uma vez que os membros estão soldados diretamente uns aos outros;

c) facilidade na realização de mudanças, pois as modificações podem ser feitas durante a montagem da estrutura, possibilitando assim a minimização de eventuais erros de projeto;

d) quantidade menor de peças necessária e conseqüentemente, menor tempo gasto com os detalhamentos de projeto.

Ainda conforme o mesmo autor, as principais desvantagens para utilização das ligações soldadas são:

a) a possibilidade de retração do material, causando assim uma redução do comprimento das peças;

b) a necessidade de disponibilidade de energia elétrica para manusear o equipamento de solda na obra;

c) a redução da tensão admissível do aço por conta do efeito de fadiga;

d) o maior tempo de disponibilidade necessário para fabricação e montagem da estrutura.

2.5 Definições dos elementos estruturais de um pavilhão

Sobre os elementos estruturais de um pavilhão industrial, Pravia (2010, p. 10) comenta que:

Os pavilhões ou edifícios industriais são construções em aço geralmente de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas para uso comercial (lojas, estacionamentos, centros de distribuição, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

Para Bellei (2010), uma das principais finalidades dos edifícios industriais é a de cobrir grandes áreas, podendo ser construídos com uma grande variedade de materiais, sendo mais comumente utilizado, o aço. Partindo de que existam imposições rígidas a estrutura, os pavilhões industriais possuem uma grande vantagem devido à possibilidade de sua construção ser realizada na forma de diversos tipos de *layouts* diferentes.

Segundo Dias (2008) cada uma das partes ou o conjunto de partes da construção irão formar a estrutura e que, por sua vez, terá o objetivo de resistir aos

esforços atuantes. Sendo assim, as partes da estrutura podem ser chamadas de elementos estruturais. Serão estes os responsáveis por resistir às cargas solicitantes e transmiti-las até os outros elementos por meio de vinculações, que servem como forma de união para os componentes da estrutura.

2.5.1 Pórticos

Segundo Dias (2008) toda estrutura formada por barras vinculadas entre si pode ser chamada de pórtico espacial. Na prática, é possível isolar os subconjuntos dos elementos espaciais de forma que possibilite a realização de uma análise separada para cada um dos seus elementos. Os subconjuntos mais utilizados atualmente são os pórticos planos, as treliças planas e as treliças espaciais.

Conforme Nogueira (2009) dentre os tipos de sistemas estruturais aplicáveis aos pavilhões, o sistema composto por pórticos planos transversais vem sendo um dos mais comuns e difundidos no mercado brasileiro da construção. Os pórticos planos compõem a parte da estrutura principal da edificação e tem sua estabilidade longitudinal assegurada pela presença de estruturas secundárias.

Dias (2008) acrescenta que os pórticos planos podem ser definidos como estruturas formadas por barras coplanares, com cargas submetidas e atuantes num mesmo plano. Podem-se distinguir os pórticos planos de acordo com tipo de seção utilizada em seus componentes, podendo ser do tipo pórtico plano com seção de alma cheia ou ainda com seção treliçada.

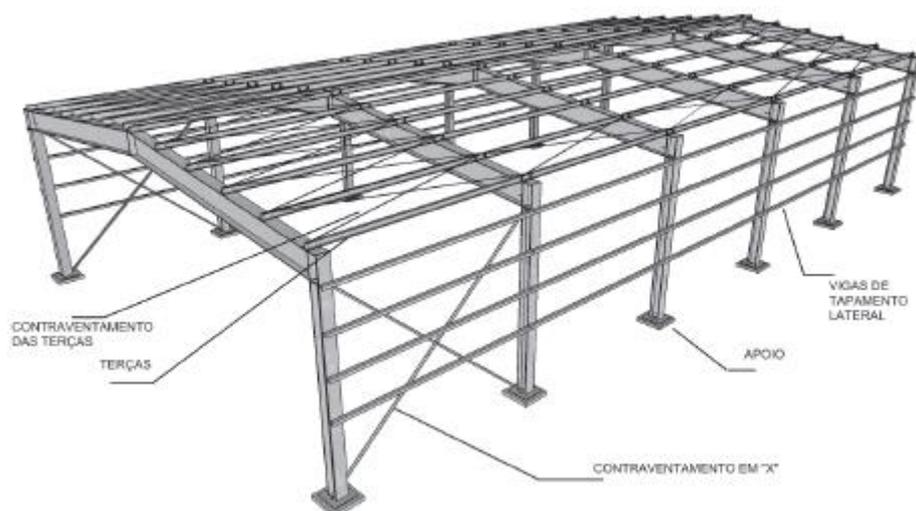
2.5.1.1 Pórtico de alma cheia

Segundo Bellei (2010) os pórticos de alma cheia são usados em grande escala nos edifícios industriais e sua execução pode ser realizada tanto com bases rotuladas, quanto com bases engastadas, ficando a critério do projetista a definição deste parâmetro. O esquema mais comum de um pavilhão de pórticos de alma cheia encontra-se ilustrado na Figura 6.

Sobre os benefícios da utilização de pórticos de alma cheia, Nogueira (2009, p. 11) comenta que:

As principais vantagens são: “limpeza” da solução estrutural, pequeno número de peças de travamento, baixo custo de limpeza e pintura, facilidade de fabricação e transporte e maior rigidez no processo de montagem quando comparado às soluções treliçadas. Normalmente, os pórticos de alma cheia são economicamente competitivos para vãos livres da ordem de 20 metros.

Figura 6 – Pórtico de alma cheia.



Fonte: Pravia (2010).

2.5.1.2 Pórtico treliçado

Segundo Bellei (2010) os pórticos treliçados podem ser definidos pela disposição de seus pilares e vigas em forma de treliças (FIGURA 7). Os elementos da estrutura geralmente constituem-se de perfis ocós, formados a partir de chapas dobradas a frio, possibilitando assim uma diminuição do peso da estrutura e oferecendo uma maior rigidez em comparação a utilização dos perfis do tipo laminado a quente.

Quanto à definição da distribuição dos elementos, esta deverá ser realizada ainda na fase de projeto e será baseada de acordo com a definição de diferentes parâmetros. Sobre essa distribuição, Nogueira (2009, p. 12) comenta que:

“A forma da treliça e a disposição das peças são escolhidas em função de requisitos estruturais, funcionais, estéticos e econômicos, mas dependem muito da capacidade de julgamento do projetista, pois não há apenas um determinado tipo de treliça mais adequado para cada condição específica”.

Pfeil e Pfeil (2016) também comentam que uma das características principais das treliças é de que suas peças trabalham tanto com esforços de tração como de compressão simples. Toda sua estrutura é baseada em modelos teóricos que consideram os nós da treliça rotulados, o que na prática não se comprova, uma vez que os nós são rígidos e com isso acabam por transferir momentos fletores até os outros elementos.

Figura 7 – Pórtico treliçado.



Fonte: Xtelhas (2018).

2.5.2 Vigas

As vigas podem ser definidas basicamente como elementos estruturais sujeitos a esforços de flexão. Por serem elementos empregados para vencer vãos na horizontal, são muito solicitadas em termos de esforços, uma vez que necessitam ter condições de transferir forças, geralmente verticais, para os apoios através de um caminhamento horizontal (DIAS, 2008, p. 29).

Bellei (2010) complementa que as vigas servem basicamente para transmitir as cargas da cobertura da edificação para as colunas, além de ao mesmo tempo, servir para dar estabilidade à estrutura. Elas podem ser dispostas nos mais variados formatos, como do tipo alma cheia, alma vazada, em forma de tesoura ou em alguns casos, na forma de treliça.

2.5.3 Pilares

Segundo Bellei (2010) os pilares são elementos estruturais com a finalidade principal de transferir as cargas de partes da estrutura até as fundações. Eles podem ser divididos em principais, caracterizados por suportar a maior quantidade de cargas; e secundários, que suportam menor quantidade de cargas.

Ainda conforme o mesmo autor, os pilares são compostos por três segmentos: o fuste, elemento de suporte da coluna; o ponto de ligação, elemento de apoio das outras partes da estrutura; e a base, elemento de transmissão das cargas para as fundações. Sob o ponto de vista dos esforços, os pilares podem estar sujeitos a esforços de compressão, compressão por flexão ou ainda tração com flexão.

2.5.4 Vinculação da base das colunas

Segundo Bellei (2010) as bases de colunas são utilizadas nas estruturas com dois objetivos principais: distribuir a pressão do fuste sobre as fundações e garantir a fixação da parte inferior do fuste na fundação.

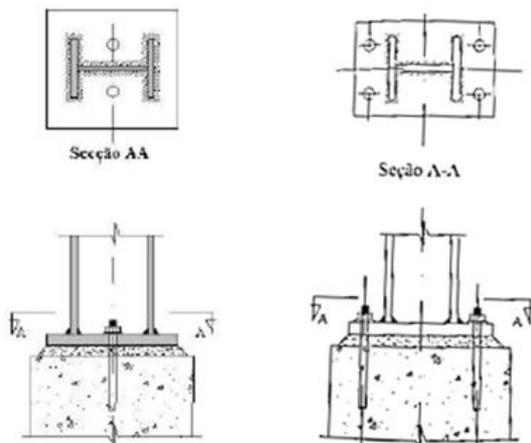
Conforme Pfeil e Pfeil (2016) a base das colunas pode ser classificada de acordo com os esforços a que possibilita transferir para as fundações. As bases que possibilitam a transferência de esforços normais e esforços cortantes denominam-se por rotuladas, enquanto que as bases que possibilitam a transferência de esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores são denominadas de engastadas.

Segundo Bellei (2010) a base rotulada mais comumente usada é formada através da soldagem de uma placa no pé da coluna que posteriormente é chumbada às fundações com a utilização de chumbadores localizados próximos ao centro da coluna (FIGURA 8). Como esse tipo de base não transfere momentos às fundações apresenta uma economia relativa dos custos das fundações, porém, conseqüentemente, os gastos com a estrutura se elevam.

Ainda segundo mesmo autor, a base engastada mais comumente usada é formada através da soldagem de uma placa no pé da coluna que posteriormente é chumbada às fundações com a utilização chumbadores localizados distantes do centro da coluna, formando assim um braço de alavanca (FIGURA 8). Como esse tipo de base transfere momentos às fundações, apresenta uma economia relativa

dos custos da estrutura, porém, conseqüentemente, os gastos com as fundações acabam sendo elevados.

Figura 8 – Base rotulada x base engastada.



Fonte: Bellei (2010).

2.5.5 Terças

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) as terças são vigas longitudinais dispostas na cobertura da edificação destinadas a transferir os esforços atuantes para a estrutura principal da edificação. Normalmente são dimensionadas com comprimento de vão de 6 metros e possuem a importante função de distribuir o peso da cobertura e dos efeitos de sobrepessão e sucção devido ao vento para os pórticos da estrutura.

Bellei (2010) complementa que as terças geralmente são elementos estruturais compostos por perfis do tipo conformados a frio ou ainda laminados. Sob o ponto de vista dos esforços podem estar sujeitas a solicitações de flexão dupla ou, em alguns casos específicos, a solicitações de flexão simples.

2.5.6 Vigas de tapamento

Segundo Bellei (2010) as vigas de tapamento ficam dispostas entre os pórticos, ou entre as colunas, e tem o objetivo de servir como apoio para as chapas de tapamento lateral. Chaves (2007) acrescenta que essas vigas normalmente são compostas por elementos estruturais de perfis formados a frio ou por perfis laminados. Além de servir como apoio também tem a função de garantir a

transferência dos efeitos provocados nos tapamentos laterais pelo vento para as colunas da estrutura.

2.5.7 Chapas de cobertura e tapamento lateral

Segundo Bellei (2010) as chapas de cobertura e tapamento lateral são elementos que tem por finalidade principal servir de proteção para a estrutura contra a ação de intempéries. Basicamente servem para envolver a estrutura e podem ser compostas por uma gama bem diversificada de materiais, sendo um dos mais costumeiramente utilizado, o aço galvanizado.

2.5.8 Contraventamentos

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) os sistemas de contraventamento são compostos por barras associadas à estrutura normalmente em forma de X. Sua destinação principal é garantir a estabilidade espacial da estrutura além de realizar a distribuição dos efeitos provenientes das cargas de vento.

Bellei (2010) acrescenta que o sistema serve para garantir a estabilidade do conjunto durante a vida útil da estrutura, assim como, durante a sua fase de montagem. Devem-se diferenciar dois tipos de contraventamento: os horizontais, que tem a função de distribuir as cargas de vento e outras solicitações até algum outro elemento da estrutura, estando situado no plano das terças; e os verticais, que tem a função de distribuir as cargas de vento e outras solicitações até as fundações da estrutura, estando situados normalmente em planos estratégicos nas laterais da edificação.

2.6 Ações na estrutura

Segundo Andrade (1994) as ações podem ser definidas como tudo que provoque tensões e deformações a uma determinada estrutura. Podem ser classificadas de diversas maneiras, sendo a classificação mais comum a que avalia a sua ocorrência de acordo com o período de tempo de atuação dos efeitos na estrutura em permanentes, variáveis ou excepcionais.

2.6.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) as ações permanentes caracterizam-se por apresentar valores de carga constantes por praticamente toda a vida útil da estrutura. Bellei (2010) complementa que outra característica relevante das ações permanentes é de que os carregamentos normalmente são transferidos à estrutura no sentido vertical.

Ainda conforme Bellei (2010), este tipo de ação é composta basicamente pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos materiais de acabamentos utilizados. Para a determinação dos seus valores, a NBR 6120 (ABNT, 1980): cargas para o cálculo de estruturas de edificações; dispõe no anexo A, o peso específico dos materiais de construção mais empregados atualmente.

2.6.2 Ações variáveis

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004) as ações variáveis caracterizam-se por apresentar valores de cargas variáveis no período que corresponde à vida útil da estrutura. A NBR 8800 (ABNT, 2008) define também que as cargas variáveis mais comuns que atuam na estrutura são as provenientes do uso e ocupação da edificação, como sobrecarga de piso e cobertura, de equipamentos e divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, das ações do vento ou mesmo ainda em decorrência de variações de temperatura.

Ainda conforme NBR 8800 (ABNT, 2008), os valores das ações variáveis sob o efeito do uso e ocupação da edificação levam em consideração os diferentes tipos de ambientes e estimam o seu índice médio de ocupação. Seus valores podem ser consultados no anexo B da NBR 6120 (ABNT, 1980): cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Quanto às ações devido aos esforços causados pela ação do vento em edificações a norma que contém as orientações de dimensionamento é a NBR 6123 (ABNT 1988): forças devido ao vento em edificações.

2.6.3 Ações excepcionais

Segundo NBR 8800 (ABNT, 2008) as ações excepcionais caracterizam-se por apresentar uma duração muito curta e também pela probabilidade baixíssima de sua

ocorrência. Como sua incidência é muito rara, apenas em alguns tipos de projetos específicos esse tipo de ação deve ser considerada.

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2004) essas ações devem ser consideradas principalmente em estruturas que estejam em locais sujeitos a situações de explosões, choque de veículos, incêndios, enchentes ou sismos. Desta forma, no caso do presente estudo, para fins de dimensionamento da estrutura e considerando a probabilidade extremamente rara de ocorrência de algum tipo de ação excepcional os seus efeitos serão devidamente desprezados.

2.6.4 Ação do vento

Segundo Bellei (2010) no cenário da construção de estruturas metálicas, as cargas provenientes das ações do vento são uma das mais importantes e que devem ter seus efeitos considerados. Se eventualmente, um projeto estrutural vier a negligenciar seus efeitos, toda ou parte da estrutura poderá entrar numa situação de colapso.

No Brasil, conforme Blessmann (1995), os locais em que a incidência de vento se apresenta de forma mais significativa e onde se deve haver mais atenção quando elaborar um projeto são nos estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina. Essa preocupação deve-se aos registros de tornados nessas regiões em que as velocidades máximas dos ventos chegam a atingir cerca de 200 km/hr.

2.5.4.1 Critérios de avaliação dos efeitos do vento

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) para avaliar as ações do vento nas estruturas é necessário primeiramente conhecer alguns parâmetros meteorológicos e aerodinâmicos da edificação, como a força dinâmica, os coeficientes de pressão e os coeficientes de forma. A partir da definição destes parâmetros é então determinada a pressão estática de vento, que causará os reais efeitos de interesse sob o ponto de vista estrutural. A pressão estática é determinada através de uma relação entre a pressão dinâmica e os respectivos coeficientes aerodinâmicos da edificação, conforme disposto na Equação 1.

$$p = c * q_{din} \quad (1)$$

2.5.4.1.1 Pressão dinâmica

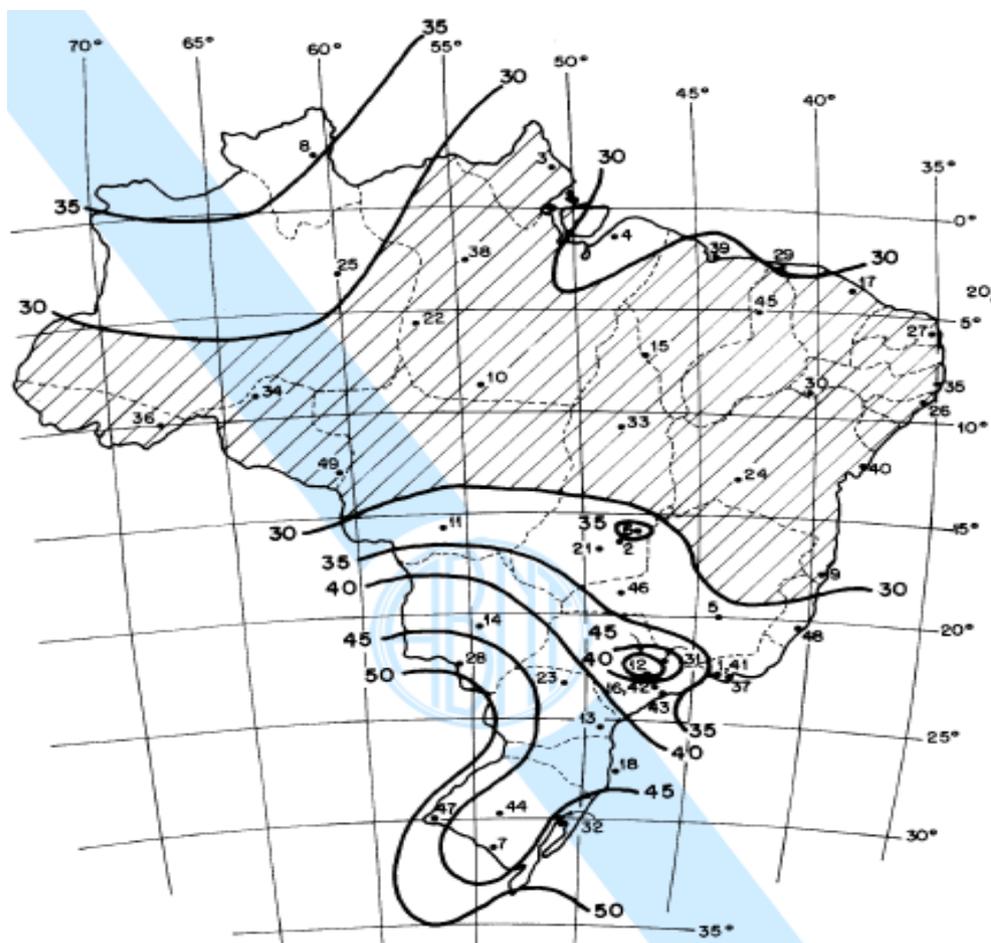
Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) a pressão dinâmica (q_{din}) atuante em determinada estrutura serve para definir os efeitos do vento sob uma determinada edificação. Seu valor servirá de parâmetro para determinar a pressão estática e pode ser obtido através de uma relação entre a velocidade característica do vento que atinge a edificação e a massa volumétrica do ar, conforme Equação 2.

$$q_{din} = 0,613V_k^2 \quad (2)$$

Ainda conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade característica do vento (V_k) é definida pela combinação da velocidade básica do vento na região da edificação (FIGURA 9), com alguns fatores de correção, conforme Equação 3.

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

Figura 9 – Mapa das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) a velocidade básica do vento (V_0) é a velocidade excedida em média uma vez em um período de 50 anos. O seu valor é obtido através de análise do gráfico das isopletas (FIGURA 9), que dispõe da velocidade básica do vento no Brasil, com intervalos de variação a cada 5 m/s.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) define que os valores apresentados no mapa das isopletas correspondem à velocidade básica do vento medidas considerando uma cota a 10 metros acima do nível do terreno, em área aberta e plana, para uma rajada de vento com duração de três segundos. Seus resultados foram obtidos através de medições realizadas em 50 cidades brasileiras entre os anos de 1954 e 1974.

Ainda segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) o primeiro dos fatores de influência na velocidade característica do vento na edificação é o fator topográfico (S_1). A Sua determinação tem o objetivo de avaliar as condições de relevo do terreno e com isso, possui variações conforme com a sua localização (TABELA 3).

Tabela 3 – Fator topográfico.

Característica do terreno	Fator S_1
Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
Taludes e morros alongados	1,1
Vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção	0,9

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6123 (ABNT, 1988).

Bellei (2010) comenta que esse fator leva em consideração a proteção ou não de estruturas quanto aos efeitos do vento, uma vez que a edificação pode estar localizada em vales profundos, onde suas ações são minimizadas, ou ainda no topo de morros, aonde suas ações venham a ser maximizadas.

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), outro fator que influencia na definição da velocidade característica do vento na edificação é o fator de rugosidade e de dimensões da edificação (S_2). Sua determinação é realizada através da combinação de três parâmetros diferentes que juntos irão formar o coeficiente de rugosidade. Os parâmetros podem ser divididos conforme a vizinhança da edificação, as suas respectivas dimensões e também quanto à altura das paredes quando em comparação com o nível do terreno.

Ainda conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) quanto à parcela referente à vizinhança da edificação, pode-se dividi-la em cinco categorias (QUADRO 1). Essas

categorias têm o objetivo de avaliar a presença ou não de obstáculos para as rajadas de vento, podendo vir a minimizar ou maximizar seus efeitos.

Quadro 1 – Categoria do terreno.

Ambiente	Categoria
Mar calmo, lagos, rios	I
Zonas costeiras, pântanos, campos de aviação, fazendas	II
Granjas, casas de campo, casas baixas, onde a cota do topo dos obstáculos é em média 3 metros	III
Parques com árvores, cidades pequenas, áreas industriais planas, onde a cota do topo dos obstáculos é em média 10 metros	IV
Florestas altas, centro de grandes cidades, complexos industriais, onde a cota do topo dos obstáculos é em média 25 metros	V

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6123 (ABNT, 1988).

Quanto à parcela que se refere às dimensões da edificação, pode ser dividida em três classes (QUADRO 2), em que essa divisão objetiva diferenciar os efeitos do vento quanto à área de influência da edificação, no sentido de sua maior dimensão.

Quadro 2 – Classe da edificação.

Característica da dimensão da estrutura	Classe
Toda edificação em que sua maior dimensão não exceda 20 metros	A
Toda edificação em que sua maior dimensão esteja entre 20 e 50 metros	B
Toda edificação em que sua maior dimensão exceda 50 metros	C

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6123 (ABNT, 1988).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) o fator de rugosidade (S_2) é determinado então a partir da definição de alguns parâmetros meteorológicos que levam em consideração a classe e a categoria da edificação (TABELA 4). Seu valor é obtido desde a relação entre estes parâmetros com a respectiva altura das paredes da edificação, de acordo com a Equação 4.

$$S_2 = 6F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (4)$$

Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos para determinação de S_2 .

Categoria	Z_g (m)	Parâmetros	Classe A	Classe B	Classe 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
		Fr	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,12
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6123 (ABNT, 1988).

Ainda conforme NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator estatístico (S_3) é definido através de índices estatísticos e de acordo com o uso da edificação (TABELA 5). Seu valor é caracterizado por majorar ou minorar ações onde a segurança requerida à vida útil da estrutura, de acordo com seu uso, seja de maior ou de menor interesse.

Tabela 5 – Fator estatístico.

Descrição	Fator S_3
Edificações de segurança que necessitem prestar algum tipo de socorro	1,10
Edificações com alto fato de ocupação	1,00
Edificações com baixo teor de ocupação	0,95
Vedações	0,88
Edificações temporárias	0,83

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.5.4.1.2 Coeficientes de pressão

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) a pressão do vento em uma estrutura depende diretamente dos efeitos gerados na face oposta da superfície analisada. Sendo assim, devem ser determinados coeficientes aerodinâmicos para as partes internas e externas da edificação, em que valores positivos irão representar efeitos de sobrepressão e valores negativos representarão efeitos de sucção. Com isso, a pressão estática é obtida através da relação entre estes coeficientes pela pressão dinâmica, conforme Equação 5.

$$p = (C_{pe} - C_{pi})q_{din} \quad (5)$$

Ainda conforme NBR 6123 (ABNT, 1988), os coeficientes de pressão externa (C_{pe}) são obtidos levando em consideração o sentido do vento atuante a 0° e a 90° para as paredes e para o telhado da edificação. No caso das paredes, seus valores representativos são determinados através da relação entre seu comprimento, altura e largura. Para os tipos de paredes mais comuns, os coeficientes são determinados conforme a Tabela 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988) – anexo A.

No caso do telhado da edificação, seus valores são determinados através da relação entre sua altura, largura e inclinação. Para os tipos de telhados mais comuns, os coeficientes são determinados conforme a Tabela 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988) – anexo B.

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) o coeficiente de pressão interna (C_{pi}) é definido de acordo com a permeabilidade das paredes da edificação. Seu valor é determinado através da relação entre a área da abertura na face da parede de barlavento pela área total das aberturas em todas as faces da edificação. Os coeficientes para diferentes tipos de disposição das aberturas podem ser determinados conforme o item 6.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.6 Método dos estados limites

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) para fins de dimensionamento de estruturas, ambas as normas, brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) e europeia Eurocódigo 3 (2010 COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), se baseiam no método

conhecido como dos estados limites. Um estado limite pode ocorrer no momento em que determinada estrutura deixa de atender um de seus objetivos, podendo ser um em estado limite último ou um estado limite de serviço.

2.6.1 Estado limite último conforme NBR

A norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) define o estado limite último como o estado relacionado com a segurança de uma estrutura estando sujeita a uma combinação de cargas o mais desfavorável possível. Se um estado limite da estrutura for excedido, ela deixa imediatamente de atender aos objetivos pelos quais foi projetada.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) complementa que o estado limite último determina o estado que resulta na paralização total ou parcial do uso da estrutura, em que, sua ocorrência é geralmente caracterizada por uma ou mais das seguintes situações:

- a) perda de equilíbrio parcial ou total da estrutura;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva;
- c) transformação parcial ou total da estrutura em um sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

Pfeil e Pfeil (2016) também comentam que basicamente, para atender as condições de segurança no estado limite último, as estruturas devem ter os seus esforços resistentes maiores que seus esforços solicitantes. Esta relação entre esforços é de fundamental importância para garantir a estabilidade durante a vida útil da estrutura e deve ser comprovada conforme a Equação 6.

$$R_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \geq S_d = \gamma_f F_i \quad (6)$$

2.6.1.1 Ponderação da resistência

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) o coeficiente de minoração da resistência (γ_m) adotado no estado limite último da estrutura é utilizado tendo como objetivo trabalhar a favor da sua segurança. O coeficiente é determinado levando em consideração a

variabilidade das tensões resistentes do material e de seus respectivos ensaios, além também, das possíveis incertezas de cálculo, conforme Equação 7.

$$\gamma_m = \gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3} \quad (7)$$

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) o valor do coeficiente de segurança (γ_m) é determinado levando em consideração os diferentes parâmetros dispostos na Tabela 6. Basicamente, seus resultados apresentarão variações de acordo com o tipo de materiais empregados e o tipo de combinação de cargas que será utilizada.

Tabela 6 – Coeficientes de minoração da resistência.

Combinações	Escoamento aço estrutural	Ruptura aço estrutural	Concreto	Aço para armaduras
Normais	1,1	1,35	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,1	1,35	1,2	1,15
Excepcionais	1,0	1,15	1,2	1,0

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.6.1.2 Ponderação das ações

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) o coeficiente de majoração da carga (γ_f) adotado no estado limite último da estrutura também tem por finalidade trabalhar em favor da sua segurança. O coeficiente é determinado levando em consideração a variabilidade e a simultaneidade das ações, além também, de possíveis erros de projeto, conforme Equação 8.

$$\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f3} \quad (8)$$

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) o produto ($\gamma_{f1} \gamma_{f3}$) representa o coeficiente de ponderação das ações permanentes (γ_g), sendo seus valores determinados de acordo com o tipo de combinação adotada (TABELA 7); e também das ações variáveis (γ_q), com valores definidos conforme a Tabela 8.

Tabela 7 – Coeficientes de ponderação das ações permanentes.

Combinações	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de elementos construtivos industrializados adicionados <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos
Normais	1,25	1,3	1,4	1,5
Especiais ou de construção	1,15	1,2	1,3	1,4
Excepcionais	1,1	1,15	1,2	1,3

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 8 – Coeficientes de ponderação das ações variáveis.

Combinações	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis (uso e ocupação)
Normais	1,2	1,4	1,2	1,5
Especiais ou de construção	1,0	1,2	1,1	1,3
Excepcionais	1,0	1,0	1,0	1,0

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 8800 (ABNT, 2008).

Ainda conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), o coeficiente γ_{f2} é representado no estado limite último pelo parâmetro que avalia o fator de combinação das ações (ψ_0). Seu valor será definido de acordo com o tipo de ação atuante analisada, conforme disposto na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de combinação das ações.

Ações		$\gamma_{f2} = \psi_0$	ψ_1	ψ_2
Uso e ocupação da edificação	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura	Varição da temperatura em relação à média anual	0,6	0,5	0,3
Demais sobrecargas	Cargas móveis e seus respectivos efeitos dinâmicos	0,7	0,6	0,4

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.6.1.3 Combinação das ações

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se considerar também no dimensionamento das estruturas que os carregamentos atuantes possuem uma probabilidade não desprezível de ocorrência de forma simultânea. Sendo assim, os vários tipos de carregamentos devem ser combinados com o intuito de encontrar uma combinação com probabilidade real de ocorrência e que apresente os efeitos mais desfavoráveis à estrutura.

Ainda conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) são quatro os tipos de combinações adotadas no estado limite último das estruturas: as combinações normais, as combinações de construção, as combinações especiais e as combinações excepcionais. Destas, as combinações normais são as que possuem maiores probabilidades de ocorrência, tendo em vista que sua origem é proveniente de situações consideradas normais de uso da edificação.

Para a NBR 8681 (ABNT, 2004) as combinações normais consideram as cargas permanentes sem aplicação de nenhum coeficiente redutor, enquanto que às ações variáveis, são divididas em ações variáveis principais e secundárias. Desta forma, cada uma dessas ações tem diferentes coeficientes que devem ser aplicados, conforme disposto na Equação 9.

$$S_d = \sum(\gamma_g F_g) + (\gamma_{q1} F_{q1}) + \sum(\gamma_{qj} \varphi_{0j} F_{qj}) \quad (9)$$

2.6.2 Estado limite último conforme Eurocódigo

A norma europeia Eurocódigo 0 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) define que o estado limite último das estruturas está associado a situações de colapso ou ainda a alguma forma de ruína de partes da estrutura. Geralmente os seus limites estão relacionados com a capacidade máxima de resistência de uma estrutura ou de determinado elemento estrutural.

Ainda conforme Eurocódigo 0 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) um estado limite último é verificado quando forem pertinentes os seguintes itens:

- a) perda de equilíbrio do conjunto considerado como corpo rígido;

- b) ruína excessiva, causando perda de instabilidade da estrutura, de algum elemento estrutural, de algum apoio ou ainda das fundações;
- c) ruptura provocada por fadiga ou efeitos que dependem do tempo.

Segundo Eurocódigo 0 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) para cada limite considerado relevante da estrutura, deve-se comparar a grandeza das ações atuantes com a grandeza de resistência dos materiais. Uma vez comprovada essa relação, diz-se que a condição de segurança foi cumprida, conforme a Equação 10.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = E_k \gamma_F \quad (10)$$

2.6.2.1 Ponderação da resistência

Segundo Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) o coeficiente parcial global de segurança a resistência (γ_M) adotado no estado último das estruturas é determinado de acordo com as possíveis variações das propriedades dos materiais em relação a sua resistência característica. Seu valor possui variações de acordo com o respectivo parâmetro de segurança em análise (TABELA 10).

De acordo com o Eurocódigo 2 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2002) os diferentes coeficientes de segurança adotados nos estados limites últimos da estrutura são determinados segundo um período de referência de 50 anos. Desta forma, a classe de confiabilidade adotada leva em consideração um índice de confiabilidade beta igual a 3,8.

Tabela 10 – Coeficiente de majoração da resistência.

Aplicação	γ_M	Valor
Resistência das seções transversais de qualquer classe	γ_{M0}	1,00
Resistência dos elementos em relação à flambagem	γ_{M1}	1,00
Resistência à seção tracionada com furos	γ_{M2}	1,25

Fonte: adaptado pelo autor com base em Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do presente estudo foi considerado um pavilhão industrial hipotético, formado por estrutura de aço, localizado no município de Lajeado/RS e com a estrutura apresentando as seguintes características:

- a) comprimento: 60 metros;
- b) largura e vão livre: 20 metros;
- c) pé direito: 8 metros;
- d) pórticos com perfis laminados de alma cheia;
- e) espaçamento entre pórticos: 6 metros;
- f) ligação rotulada pilar x fundação;
- g) sistemas de contraventamentos horizontais e verticais;
- h) terreno plano e sem influência de vizinhança.

No intuito de melhorar a compreensão e desenvolver o entendimento com maior facilidade das características do pavilhão industrial do presente estudo, encontra-se disponível no Apêndice A, a planta baixa da edificação e um corte da vista do pórtico espacial principal.

Através das características apresentadas para a edificação, será realizado o dimensionamento dos elementos estruturais conforme a norma em vigor no Brasil, a NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; assim como, o dimensionamento conforme a norma europeia Eurocódigo 3: dimensionamento de estruturas de aço.

Para a determinação das reações da estrutura quanto às cargas atuantes, essas serão determinadas pelo *software* Ftool, a partir da quantificação das cargas realizadas através da NBR 6123: forças devido ao vento em edificações, e da NBR

6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

3.1 Elementos estruturais sujeitos à tração

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) denominam-se por peças tracionadas na estrutura, as peças sujeitas a esforços de tração axial ou de tração simples. Podem ser empregadas na forma de barras ou perfis, em elementos estruturais como:

- a) tirantes;
- b) contraventamentos;
- c) travejamento de vigas ou colunas;
- d) tirantes de vigas armadas;
- e) barras tracionadas de treliças.

3.1.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para fins de dimensionamento, as peças tracionadas devem atender a condição de que a força resistente seja superior à força solicitante: $N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$.

Ainda conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) a força resistente de cálculo ($N_{t,Rd}$) para o estado limite último da estrutura, é obtida através do menor valor das equações 11 e 12.

- a) para o escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{m1}} \quad (11)$$

- b) para a ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{m2}} \quad (12)$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008) também define a área líquida efetiva (A_e) como sendo determinada através da Equação 13.

$$A_e = C_t A_n \quad (13)$$

Pfeil e Pfeil (2016) comentam que em seções com furos, a área líquida (A_n) será obtida subtraindo as áreas dos furos da área bruta da seção. Já o coeficiente

reductor (C_t) será obtido de acordo com o tipo de ligação feita pelos segmentos dos perfis. As condições para determinação dos valores de área líquida e o do coeficiente reductor podem ser verificadas conforme as orientações contidas nos itens 5.2.4 e 5.2.5 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

3.1.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), para fins de dimensionamento, as peças tracionadas devem atender a condição $N_{Ed,t} \leq N_{t,Rd}$. Para verificação desta condição, o valor de cálculo do esforço normal resistente à tração ($N_{t,Rd}$), será obtido através do menor valor das equações 14 e 15.

a) resistência plástica da seção bruta:

$$N_{PL,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

b) resistência última da seção bruta na zona com furos de ligação:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (15)$$

3.2 Elementos estruturais sujeitos à compressão

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) denominam-se por peças comprimidas as peças da estrutura sujeitas a esforços do tipo compressão centrada, podendo ser obtidas em elementos estruturais como treliças, sistemas de travamento e pilares.

3.2.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para fins de dimensionamento, as peças comprimidas devem atender a seguinte condição de que a força solicitante não seja superior a resistente $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$. Desta forma, a força resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) para o estado limite último da estrutura, tem seu valor obtido através da Equação 16:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (16)$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define o fator de redução da resistência à compressão (χ) de acordo com o valor do índice de flambagem, conforme a Equação 17. Já o índice de esbeltez reduzido (λ_0) será obtido de acordo com a Equação 18.

$$\lambda \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (17)$$

$$\lambda > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (18)$$

Pfeil e Pfeil (2016) comentam que as seções sujeitas a esforços de compressão tendem a ser afetadas por um efeito de curvatura da seção conhecido como flambagem. A flambagem é uma instabilidade caracterizada pelo surgimento de deslocamentos transversais a uma chapa de acordo com a sua esbeltez, determinada conforme a Equação 19.

$$Esbeltez = \frac{b}{t} \quad (19)$$

O coeficiente de flambagem (Q), assim como a força axial de flambagem elástica (N_e) em peças comprimidas, tem os seus valores determinados conforme as recomendações do anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008).

3.2.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia

Conforme Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), para fins de dimensionamento, as peças comprimidas devem ser verificadas em relação a sua flambagem e atender a condição $N_{Ed,c} \leq N_{c,Rd}$.

Ainda conforme Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) o valor de cálculo do esforço resistente de um elemento comprimido ($N_{c,Rd}$), é obtido de acordo com a classe que este se encontra, sendo as seções das classes 1, 2 e 3 determinadas conforme a Equação 20 e a classe 4 conforme a Equação 21.

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

Deve-se também verificar as condições de resistência a flambagem dos elementos comprimidos, sendo as seções das classes 1, 2 e 3 determinadas conforme a Equação 22 e a classe 4 conforme a Equação 23.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (22)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}} \quad (23)$$

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) a classificação das seções transversais tem o objetivo de identificar a sua variação de acordo com o seu comportamento quando da ocorrência de flambagem local. Os parâmetros de definição para cada tipo de classe podem ser obtidos conforme as recomendações do item 5.5.2 do Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) – anexo C. Já o coeficiente de redução de flambagem (χ) é definido em função da esbeltez da seção e seu valor é obtido conforme recomendações dispostas no item 6.3.1.2 do Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

3.3 Elementos estruturais sujeitos à flexão

Segundo Pfeil e Pfeil (2016) todos os elementos estruturais sob a ação de cargas verticais na edificação, seja de compressão ou de tração, estão sujeitos a efeitos de momento fletores e de esforços cortantes.

3.3.1 Critérios de dimensionamento conforme a norma brasileira

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) para fins de dimensionamento as peças submetidas a momento fletor devem atender a condição de que o momento solicitante não seja superior ao resistente $M_{Sd} \leq M_{Rd}$.

Ainda conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) o valor do momento fletor resistente de cálculo para o estado limite último das estruturas deve ser definido considerando diferentes verificações. Os anexos G e H da NBR 8800 (ABNT, 2008) definem estas condições de análise e indicam como elas devem ser realizadas, sendo as principais e abordadas no presente trabalho:

- a) flambagem lateral com torção (FLT);
- b) flambagem local da mesa (FLM);
- c) flambagem local da alma (FLA);

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para fins de dimensionamento, as peças submetidas à força cortante devem atender a condição de que o esforço solicitante não seja superior ao resistente $V_{Sd} \leq V_{Rd}$.

Conforme o item 5.4.3.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a verificação da capacidade de carga em relação a esforços cortantes é determinada a partir da caracterização da esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta. Os limites que definem a classificação das seções podem ser definidos de acordo com as equações 24, 25 e 26.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (24)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (25)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (26)$$

Ainda conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) em seções do tipo I, H e U, fletidas em relação ao eixo de maior inércia será então obtida de acordo com o índice de flambagem da peça, determinada conforme as equações 27, 28 e 29.

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (27)$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow V_{Rd} = \frac{\gamma_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (28)$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (29)$$

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se ainda determinar a força cortante de plastificação da alma a cisalhamento (V_{pl}), conforme a Equação 30.

$$V_{pl} = 0,6A_w f_y \quad (30)$$

3.3.2 Critérios de dimensionamento conforme a norma europeia

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), para fins de dimensionamento, as peças sujeitas a momento fletor devem atender a condição $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$.

Ainda conforme o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) o valor de cálculo do momento fletor resistente ($M_{c,Rd}$), é obtido de acordo com a classe que a seção se encontra, sendo as seções das classes 1 e 2 determinadas conforme a Equação 31, a classe 3 conforme a Equação 32 e a classe 4 conforme a Equação 33.

$$M_{c,Rd} = \frac{\chi W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (31)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{\chi W_{elmin} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (32)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{\chi W_{effmin} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (33)$$

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), para fins de dimensionamento, as peças sujeitas a força cortante, também denominada por força transversa, devem atender a condição resistente $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$. Sendo que a força transversa resistente de cálculo ($V_{c,Rd}$), para um limite elástico da peça, é determinada conforme a Equação 34.

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad (34)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{v_{Ed}}{A_w}$$

4 RESULTADOS

4.1 Ações

4.1.1 Ações permanentes

Segundo Pravia (2010) em galpões para usos gerais é recomendado considerar o uso de diferentes carregamentos para ações permanentes (TABELA 11).

Tabela 11 – Cargas permanentes.

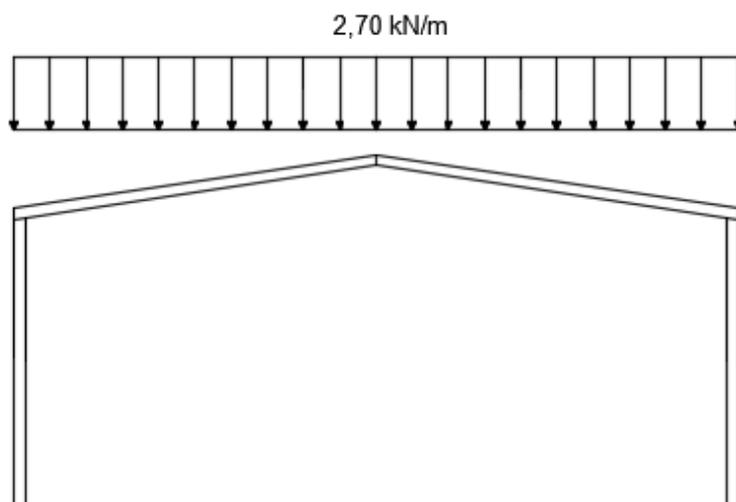
Material	Carga permanente
Telhas	0,10 kN/m ²
Contraventamentos	0,05 kN/m ²
Terças e tirantes	0,10 kN/m ²
Vigas e colunas	0,20 kN/m ²
Total	0,45 kN/m ²

Fonte: adaptado pelo autor com base em Pravia (2010).

O carregamento das cargas permanentes será distribuído de acordo com o espaçamento existente de 6 metros entre os pórticos da estrutura (FIGURA 10).

$$0,45 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 2,7 \text{ kN/m}$$

Figura 10 – Carregamento permanente distribuído.



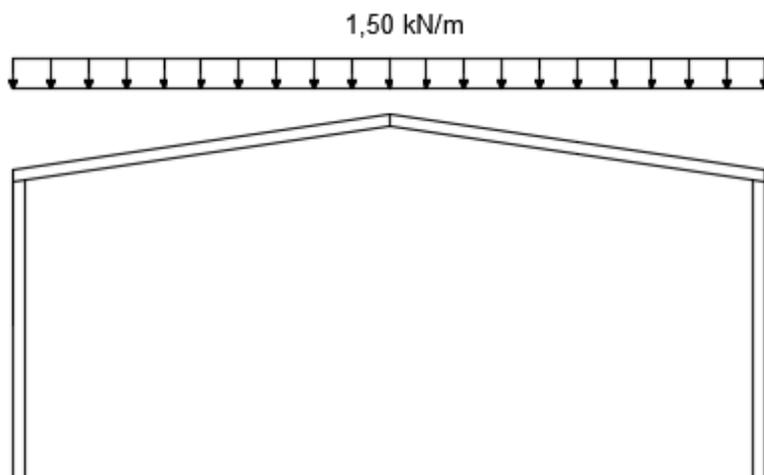
Fonte: autor (2018).

4.1.2 Ações variáveis

Conforme o anexo B da NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se prever a sobrecarga mínima característica de $0,25 \text{ kN/m}^2$ atuando na cobertura da edificação (FIGURA 11). Esse carregamento deve ser distribuído de acordo com o espaçamento de 6 metros existente entre os pórticos da estrutura.

$$0,25 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

Figura 11 – Carregamento variável distribuído.



Fonte: autor (2018).

4.1.3 Ações do vento

Para determinação dos efeitos variáveis das ações do vento na edificação serão seguidos os procedimentos da NBR 6123 (ABNT, 1988) – forças devidas ao vento em edificações. Entende-se que todos os tópicos deste capítulo seguem as orientações da referida norma brasileira.

4.1.3.1 Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento é determinada a partir da definição de alguns parâmetros, tais como velocidade básica do vento e de fatores topográfico, de rugosidade e estatístico.

- a) a velocidade básica do vento (V_k) para a cidade de Lajeado, de acordo com o mapa das isopletas será de 44 m/s;
- b) o fator topográfico (S_1) para um terreno plano ou fracamente acidentado será de 1,0;
- c) o fator de rugosidade (S_2) pode ser definido para diferentes alturas, levando em consideração que a edificação possui obstáculos de vizinhança e que estes se encontram em uma cota média de 3 metros de altura além de que, a máxima dimensão de uma de suas faces é superior a 50 metros. Com isso, seu valor é determinado de acordo com a Equação 4.

$$S_2 (9,6m) = 0,93 \times 0,95 \left(\frac{9,6}{10} \right)^{0,115} = 0,88$$

$$S_2 (4,0m) = 0,93 \times 0,95 \left(\frac{4,0}{10} \right)^{0,115} = 0,79$$

- d) o fator estatístico (S_3) considerando uma edificação com fins de comércio ou indústria e alto fator de ocupação será de 1,0.

No intuito de representar as ações de vento na forma mais condizente com as dimensões reais da edificação, será determinada a velocidade característica do vento para duas diferentes alturas. Uma na cota intermediária da fachada, na altura de 4,0 m e outra na cota máxima da edificação, na altura de 9,6 m, conforme a Equação 3.

$$V_k(9,6m) = 44 \times 1,0 \times 0,88 \times 1,0 = 38,72 \text{ m/s}$$

$$V_k(4,0m) = 44 \times 1,0 \times 0,79 \times 1,0 = 34,76 \text{ m/s}$$

4.1.3.2 Pressão dinâmica

A pressão dinâmica do vento atuante na edificação também será determinada para duas alturas diferentes, uma na cota máxima da edificação e outra na cota intermediária, conforme a Equação 2.

$$q_{din}(9,6m) = 0,613 \times 38,72^2 = 919,03 \text{ N/m}^2$$

$$q_{din}(4,0m) = 0,613 \times 34,76^2 = 740,66 \text{ N/m}^2$$

4.1.3.3 Coeficientes aerodinâmicos

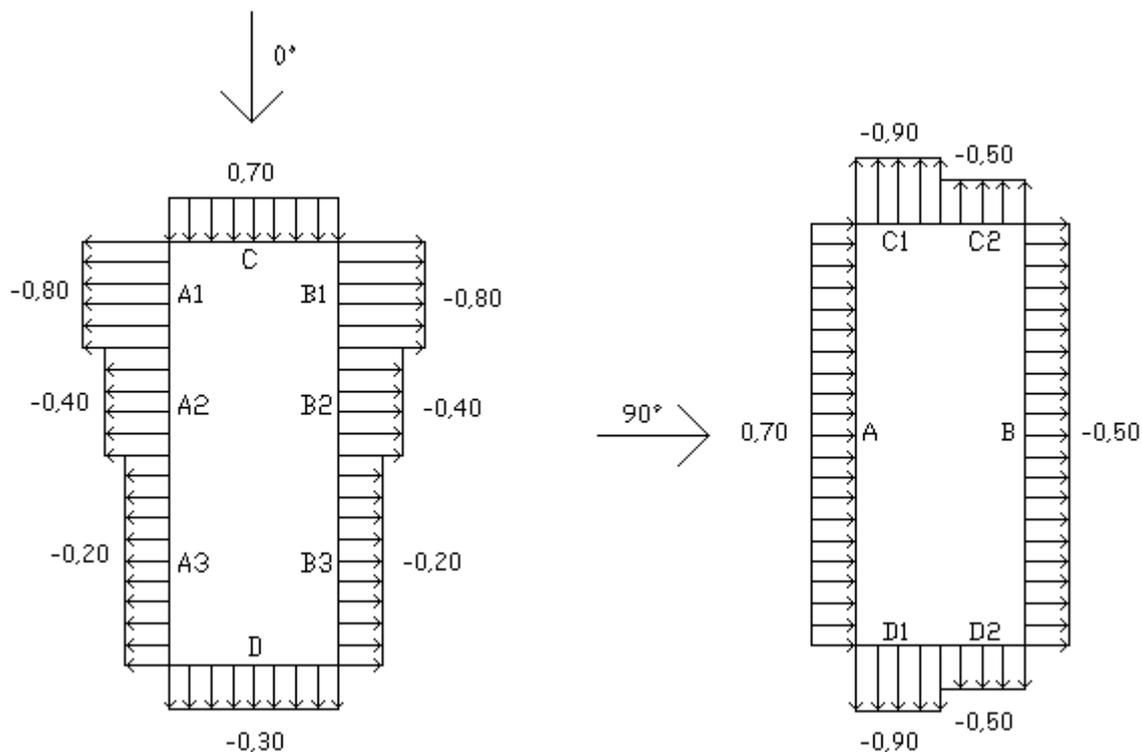
Os coeficientes aerodinâmicos de pressão externa das paredes da edificação são determinados através da relação entre as suas dimensões e também da sua altura, através de *software* Visual Ventos. Foram verificadas situações de vento atuante no sentido a 0° e a 90° (FIGURA 12), conforme as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988) – anexo A. Os valores das relações entre suas dimensões, que servem como base para consulta ao anexo da norma são obtidos de acordo com as equações 35 e 36.

$$h_{edificação}/b_{edificação} = 8/20 = 0,4 \quad (35)$$

$$a_{edificação}/b_{edificação} = 60/20 = 3,0 \quad (36)$$

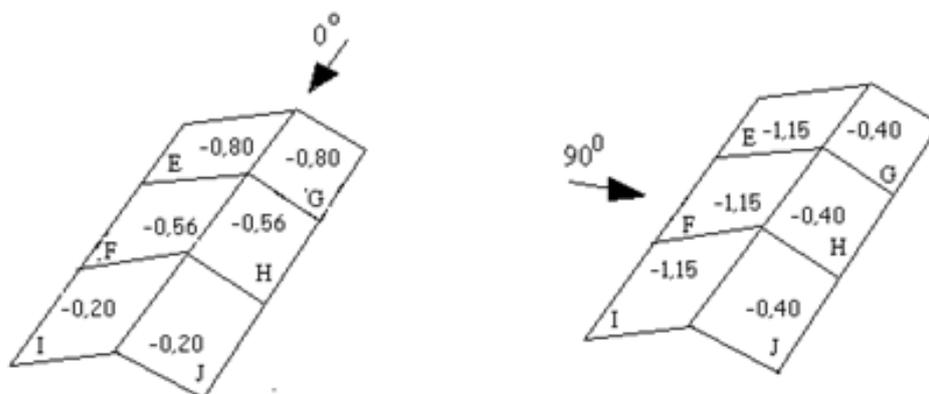
Quanto aos coeficientes aerodinâmicos de pressão externa da cobertura da edificação, para um telhado de duas águas, também são determinados de acordo com a relação entre sua largura e altura; assim como pela a respectiva inclinação do telhado. Assim, são verificados os coeficientes para situações de vento atuante a 0° e a 90° (FIGURA 13), de acordo com o anexo B.

Figura 12 – Coeficientes aerodinâmicos das paredes a vento 0° e 90°.



Fonte: autor (2018).

Figura 13 – Coeficientes aerodinâmicos da cobertura a vento 0° e 90°.

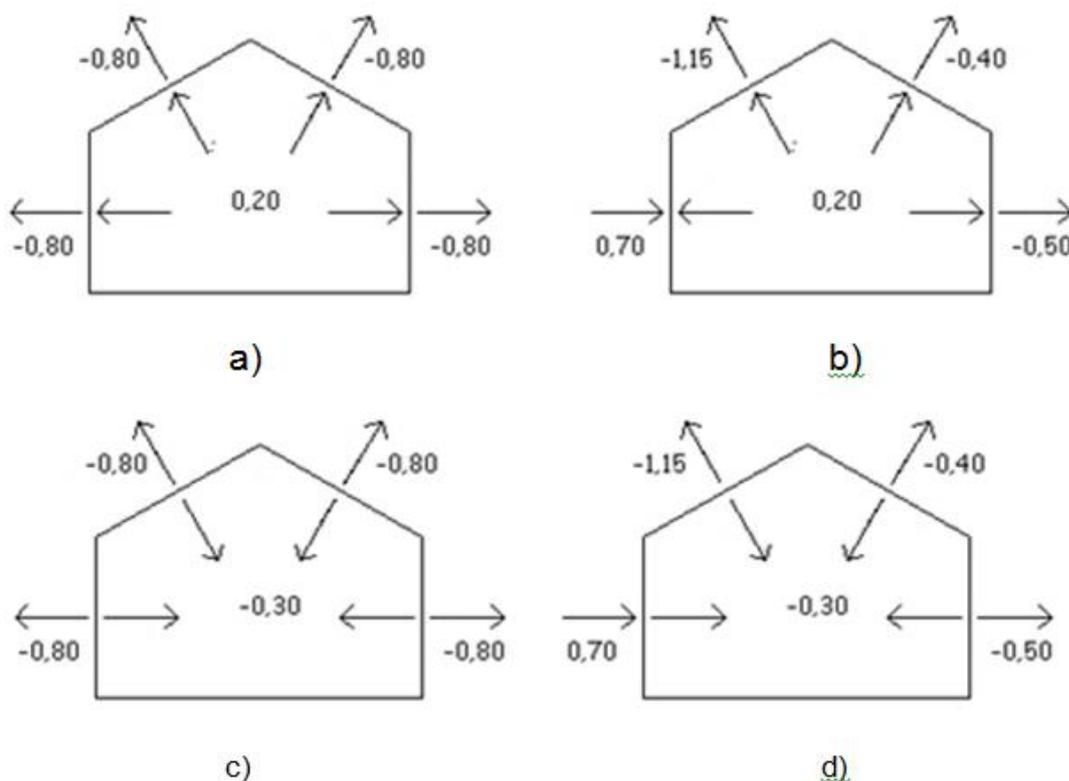


Fonte: autor (2018).

Os coeficientes de pressão interna são determinados a partir da definição das faces da edificação e sua permeabilidade. No caso do presente estudo, serão adotadas duas faces igualmente permeáveis e duas faces impermeáveis. Os respectivos coeficientes considerados, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) serão então: $C_{pi} = +0,2$ e $C_{pi} = -0,3$.

Desta forma, serão quatro as combinações possíveis de coeficientes aerodinâmicos dispostos no pórtico da edificação. Uma combinação considerando $C_{pi} +0,2$ a vento 0° e outra considerando $C_{pi} +0,2$ a vento 90° ; além de uma combinação considerando $C_{pi} -0,3$ a vento 0° e outra considerando $C_{pi} -0,3$ a vento 90° (FIGURA 14).

Figura 14 – a) Combinação 1: vento 0° $C_{pi} +0,2$; b) Combinação 2: vento 90° $C_{pi} +0,2$; c) Combinação 3: vento 0° $C_{pi} -0,3$; d) Combinação 4: vento 90° $C_{pi} -0,3$.



Fonte: autor (2018).

A partir da análise dos coeficientes de pressão interna e externa da edificação, é possível determinar quais serão os coeficientes resultantes de vento que atuam na estrutura (TABELA 12). Os coeficientes com valores negativos representam situação de sucção, enquanto que os coeficientes com valores positivos são relativos à situação de sobrepressão na estrutura.

Tabela 12 – Coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações.

Tipo de combinação	Coeficiente aerodinâmico de pressão externa	Coeficiente aerodinâmico de pressão interna	Coeficiente aerodinâmico resultante
Combinação 1	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
Combinação 2	+0,7	+0,2	+0,5
	-1,15	+0,2	-1,35
	-0,4	+0,2	-0,6
Combinação 3	-0,5	+0,2	-0,7
	-0,8	-0,3	-0,5
	-0,8	-0,3	-0,5
	-0,8	-0,3	-0,5
Combinação 4	-0,8	-0,3	-0,5
	+0,7	-0,3	+1,0
	-1,15	-0,3	-0,85
	-0,4	-0,3	-0,1
	-0,5	-0,3	-0,2

Fonte: autor (2018).

A partir destes dados, é possível determinar quais combinações são as responsáveis por proporcionar as piores situações das ações de vento para a estrutura. As combinações de número 1, 2 e 4 foram definidas como as que apresentam as piores situações para a estrutura, enquanto que a combinação 3 acabou por ser desprezada, devido seus valores serem inferiores em comparação com a combinação 1.

4.1.3.4 Pressão estática

A pressão estática na edificação será determinada através da multiplicação da pressão dinâmica pelos coeficientes aerodinâmicos obtidos para as diferentes situações a serem consideradas, conforme a Equação 1. Além disso, a pressão

dinâmica precisa ser distribuída pelo espaçamento de 6 metros existente entre os pórticos, conforme as seguintes equações, para diferentes alturas da edificação.

$$q_{din}(9,6\text{ m}) = 913,03\text{ N/m}^2 \times 6\text{ m} = 5478,36\text{ N/m} = 5,48\text{ kN/m}$$

$$q_{din}(4,0\text{ m}) = 740,66\text{ N/m}^2 \times 6\text{ m} = 4443,96\text{ N/m} = 4,44\text{ kN/m}$$

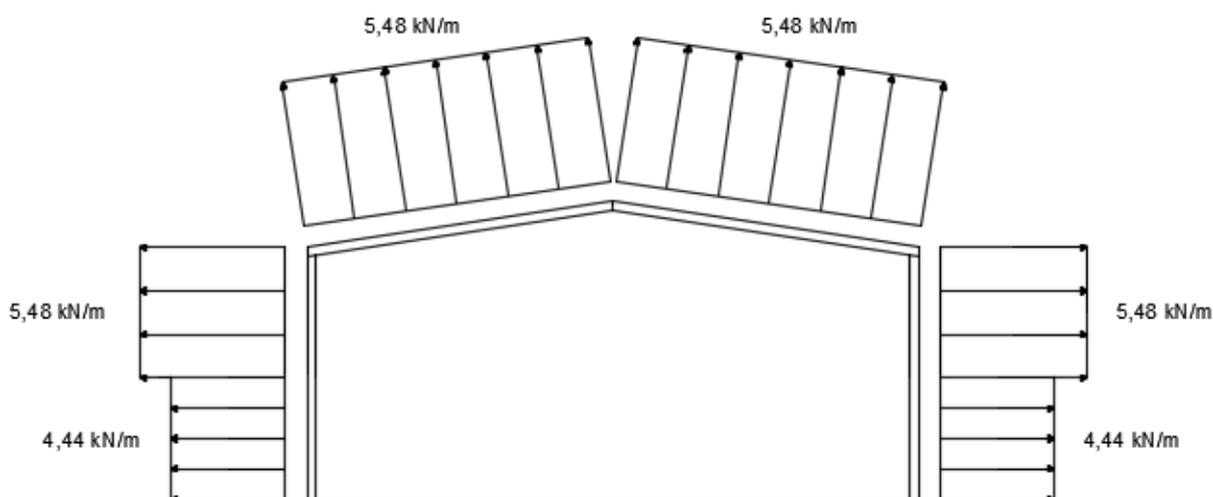
a) Situação 1 (TABELA 13) onde o vento atua a 0° e o Cpi corresponde a +0,2 (FIGURA 15).

Tabela 13 – Situação 1: vento 0° e Cpi +0,2.

Pressão dinâmica kN/m	Coefficiente aerodinâmico de pressão externa	Coefficiente aerodinâmico de pressão interna	Coefficiente aerodinâmico resultante	Pressão estática kN/m
4,44	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-4,44
5,48	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-5,48
5,48	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-5,48
5,48	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-5,48
5,48	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-5,48
4,44	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	-4,44

Fonte: autor (2018).

Figura 15 – Situação 1: carga vento 0° e Cpi +0,2.



Fonte: autor (2018).

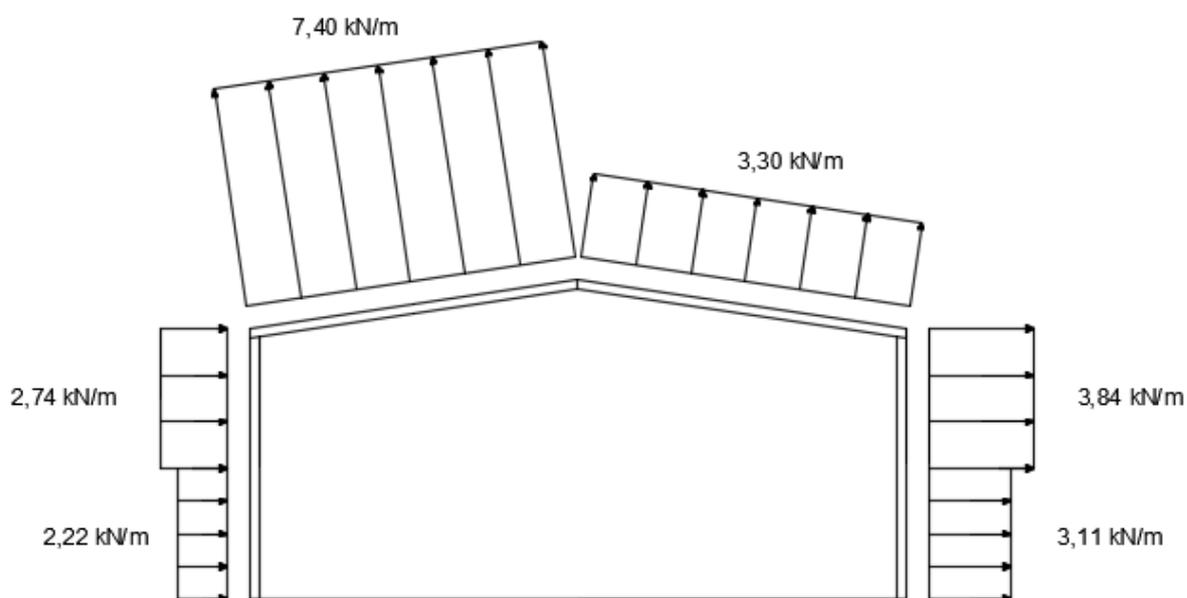
b) Situação 2 (TABELA 14) onde o vento atua a 90° e o Cpi corresponde a +0,2 (FIGURA 16).

Tabela 14 – Situação 2: vento 90° e Cpi +0,2.

Pressão dinâmica kN/m	Coefficiente Aerodinâmico de pressão externa	Coefficiente Aerodinâmico de pressão interna	Coefficiente Aerodinâmico resultante	Pressão estática kN/m
4,44	+ 0,7	+ 0,2	+ 0,5	2,22
5,48	+ 0,7	+ 0,2	+ 0,5	2,74
5,48	- 1,15	+ 0,2	- 1,35	-7,40
5,48	- 0,4	+ 0,2	- 0,6	-3,30
5,48	- 0,5	+ 0,2	- 0,7	-3,84
4,44	- 0,5	+ 0,2	- 0,7	-3,11

Fonte: autor (2018).

Figura 16 – Situação 2: carga vento 90° e Cpi +0,2.



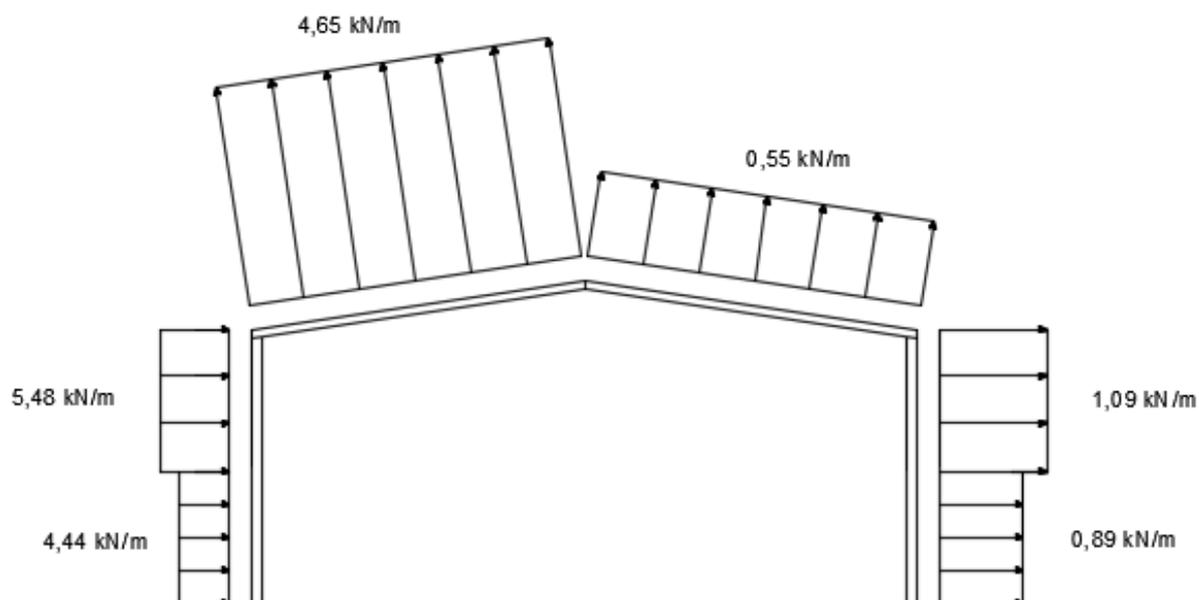
Fonte: autor (2018).

c) Situação 3 (TABELA 15) onde o vento atua a 90° e o Cpi corresponde a - 0,3 (FIGURA 17).

Tabela 15 – Situação 3: vento 90° e $C_{pi} -0,3$.

Pressão dinâmica kN/m	Coefficiente Aerodinâmico de pressão externa	Coefficiente Aerodinâmico de pressão interna	Coefficiente Aerodinâmico resultante	Pressão estática kN/m
4,44	+ 0,7	- 0,3	+ 1,0	4,44
5,48	+0,7	- 0,3	+1,0	5,48
5,48	-1,15	- 0,3	-0,85	-4,65
5,48	-0,4	- 0,3	-0,1	-0,55
5,48	-0,5	- 0,3	-0,2	-1,09
4,44	- 0,5	- 0,3	- 0,2	-0,89

Fonte: autor (2018).

Figura 17 – Situação 3: carga vento 90° e $C_{pi} -0,3$.

Fonte: autor (2018).

4.2 Combinações das ações

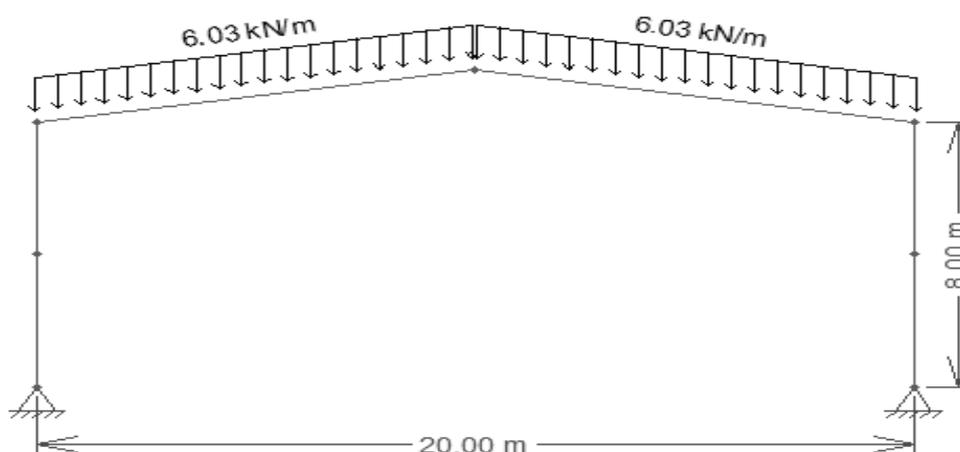
Para atender o estado limite último das estruturas devem-se majorar as cargas, além de realizar a combinação das ações atuantes na edificação. Serão realizadas quatro diferentes combinações no intuito de definir a situação que apresenta os piores resultados para a estrutura, ou seja, os maiores esforços.

4.2.1 Combinação Fd1

A combinação 1 considera a ação da carga permanente somada à carga acidental (FIGURA 18). Seu valor é obtido conforme a Equação 9:

$$S_{d1} = \sum(1,40 \times F_g) + (1,5 \times F_{q1}) = \sum(1,40 \times 2,7) + (1,5 \times 1,5) = 6,03 \text{ kN/m}$$

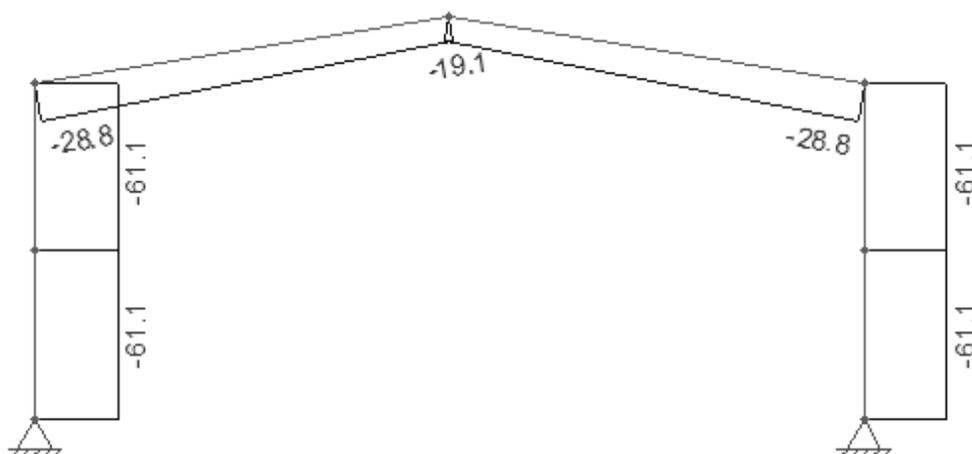
Figura 18 – Combinação 1: carga permanente + carga acidental.



Fonte: autor (2018).

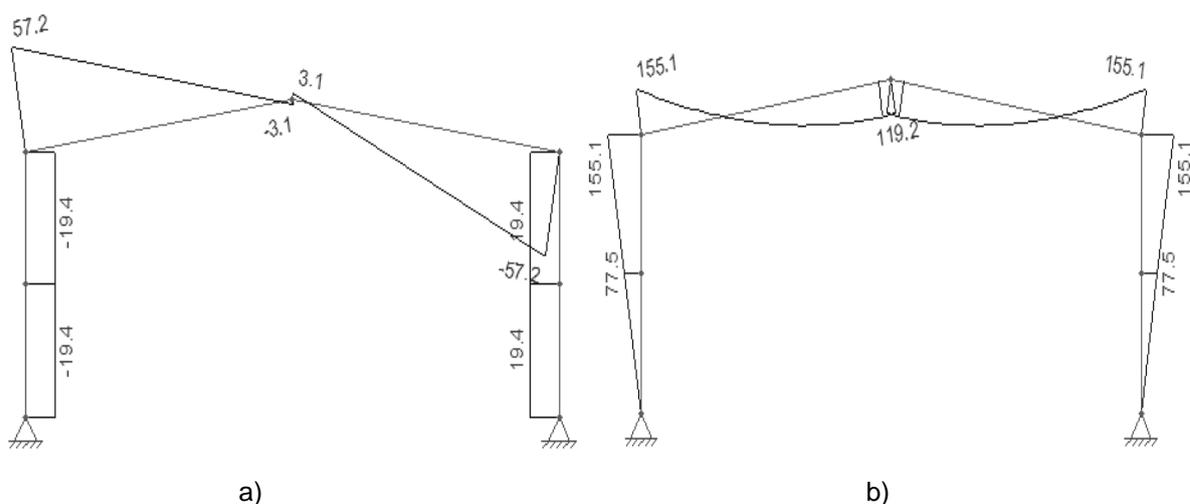
As ações da combinação 1 geram diferentes reações na estrutura para serem posteriormente analisadas. O maior esforço axial é do elemento à compressão, com carga correspondente a -61,1 kN (FIGURA 19); já o maior esforço cortante corresponde a 57,2 kN; enquanto que o maior momento fletor da combinação 1 é de 155,1 kN.m (FIGURA 20).

Figura 19 – Diagrama de esforço normal combinação Fd1.



Fonte: autor (2018).

Figura 20 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd1; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd1.



Fonte: autor (2018).

4.2.2 Combinação Fd2

A combinação 2 considera a ação da carga permanente subtraída a carga de vento no sentido 0° com $C_{pi} +0,2$ (FIGURA 21). Seu valor é obtido conforme a Equação 9.

$$S_{d2} = \sum(1,00 \times 2,7) - (1,40 \times 5,48 \cos(9^\circ)) = -4,88 \text{ kN/m}$$

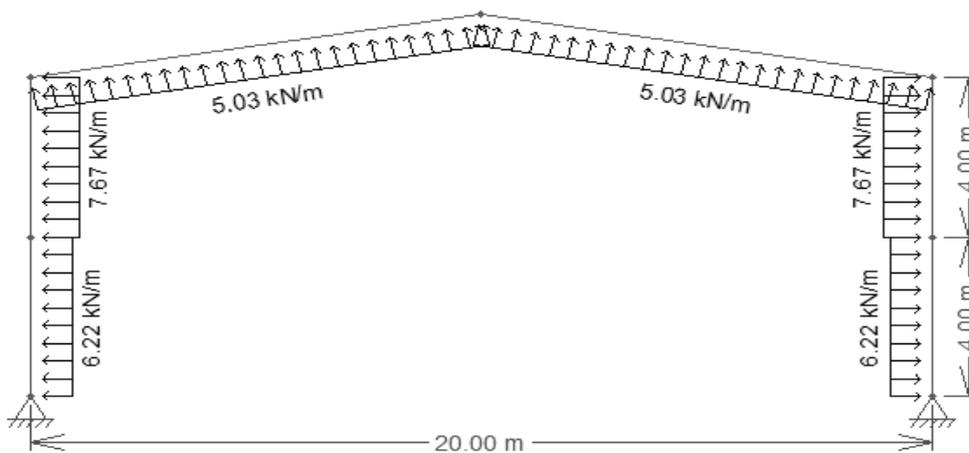
$$S_{d2} = -(1,40 \times 5,48 \sin(9^\circ)) = -1,20 \text{ kN/m}$$

$$S_{d2} = -(1,40 \times 5,48) = -7,67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d2} = -(1,40 \times 4,44) = -6,22 \text{ kN/m}$$

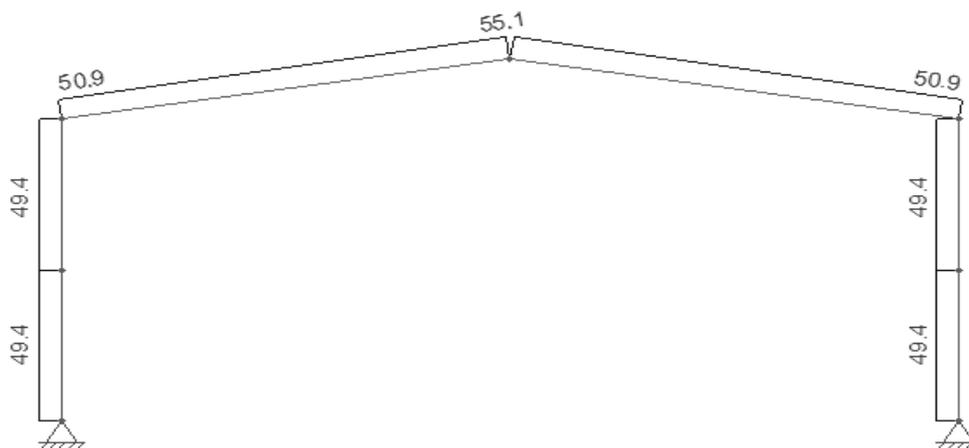
As ações da combinação 2 geram diferentes reações na estrutura para serem posteriormente analisadas. O maior esforço axial obtido é de tração no valor de 55,1 kN (FIGURA 22); já o maior esforço cortante corresponde a 43,6 kN; enquanto que o maior momento fletor da combinação 2 é de 115,1 kN.m (FIGURA 23).

Figura 21 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2.



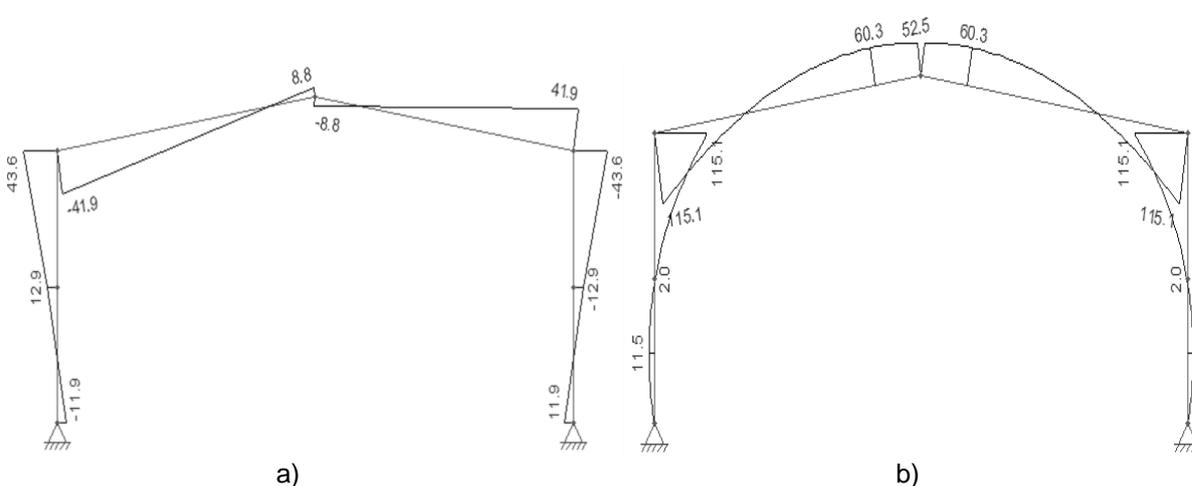
Fonte: autor, 2018.

Figura 22 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2.



Fonte: autor, 2018.

Figura 23 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd2; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd2.



Fonte: autor, 2018.

4.2.3 Combinação Fd3

A combinação 3 considera a ação da carga permanente subtraída a carga de vento no sentido 90° com Cpi +0,2 (FIGURA 24). Seu valor é obtido conforme a Equação 9.

$$S_{d3} = \sum(1,00 \times 2,7) - (1,40 \times 7,40 \cos(9^\circ)) = -7,53 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = \sum(1,00 \times 2,7) - (1,40 \times 3,30 \cos(9^\circ)) = -1,86 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = -(1,40 \times 7,40 \sin(9^\circ)) = -1,62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = -(1,40 \times 3,30 \sin(9^\circ)) = -0,72 \text{ kN/m}$$

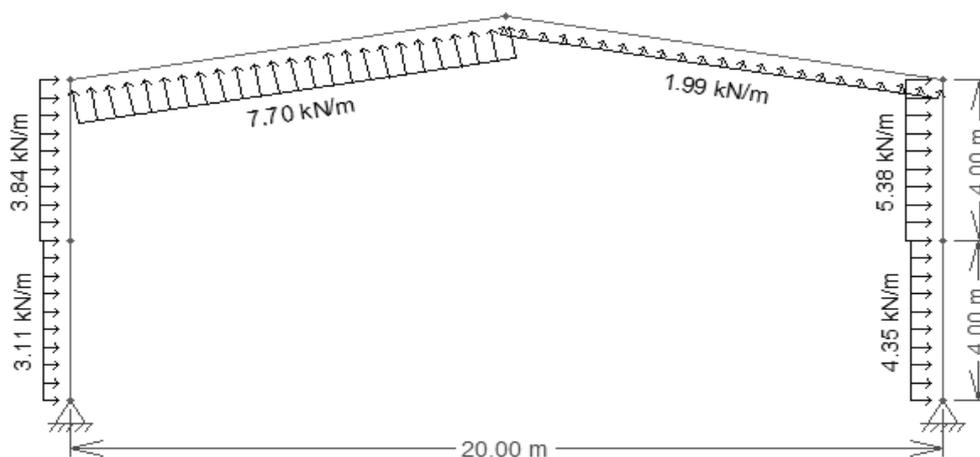
$$S_{d3} = (1,40 \times 2,74) = 3,84 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = (1,40 \times 2,22) = 3,11 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = -(1,40 \times 3,84) = -5,38 \text{ kN/m}$$

$$S_{d3} = -(1,40 \times 3,11) = -4,35 \text{ kN/m}$$

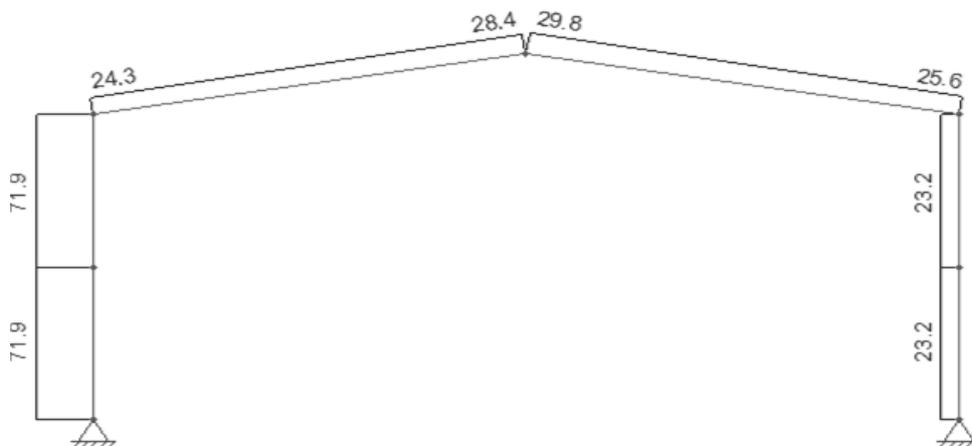
Figura 24 – Combinação 3: carga permanente – vento 90° Cpi +0,2.



Fonte: autor, 2018.

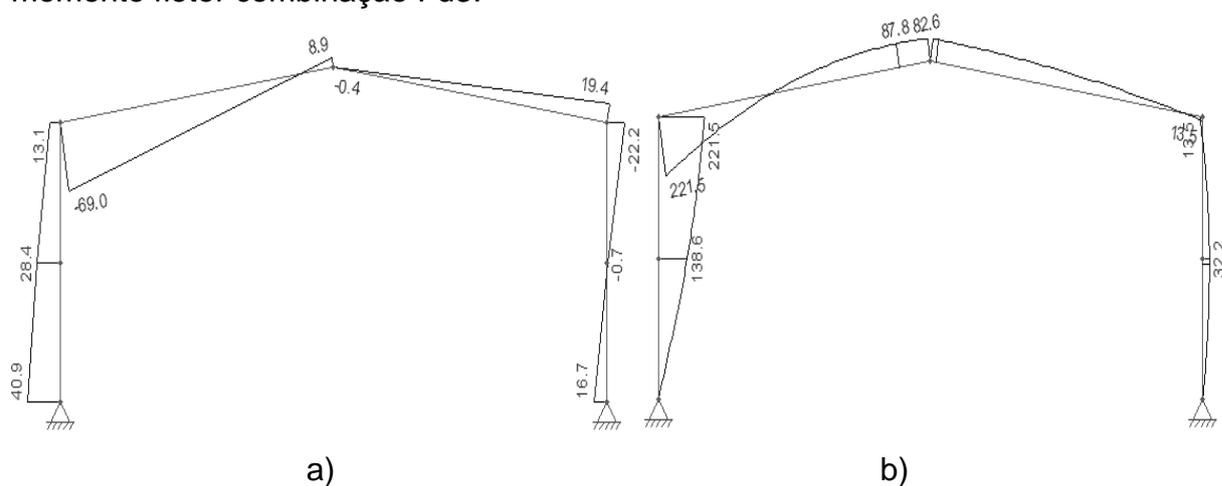
As ações da combinação 3 geram diferentes reações na estrutura para serem posteriormente analisadas. O maior esforço axial obtido é de compressão com valor igual a 71,9 kN (FIGURA 25); já o maior esforço cortante corresponde a -69,0 kN; enquanto que o maior momento fletor da combinação 3 é de 221,5 kN.m (FIGURA 26).

Figura 25 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3.



Fonte: autor, 2018.

Figura 26 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd3; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd3.



Fonte: autor, 2018.

4.2.4 Combinação Fd4

A combinação 4 considera a ação da carga permanente subtraída a carga de vento no sentido 90° com $C_{pi} -0,3$ (FIGURA 27). Seu valor é obtido conforme a Equação 9.

$$S_{d4} = \sum(1,00 \times 2,7) - (1,40 \times 4,65 \cos(9^\circ)) = -3,73 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = \sum(1,00 \times 2,7) - (1,40 \times 0,55 \cos(9^\circ)) = 1,94 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = -(1,40 \times 4,65 \sin(9^\circ)) = -1,02 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = -(1,40 \times 0,55 \text{ sen } (9^\circ)) = -0,12 \text{ kN/m}$$

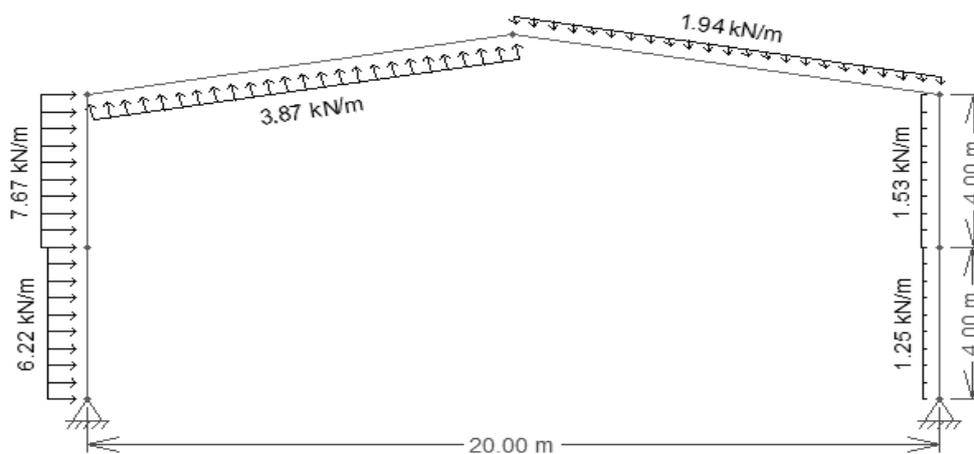
$$S_{d4} = (1,40 \times 5,48) = 7,67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = (1,40 \times 4,44) = 6,22 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = -(1,40 \times 1,09) = -1,53 \text{ kN/m}$$

$$S_{d4} = -(1,40 \times 0,89) = -1,25 \text{ kN/m}$$

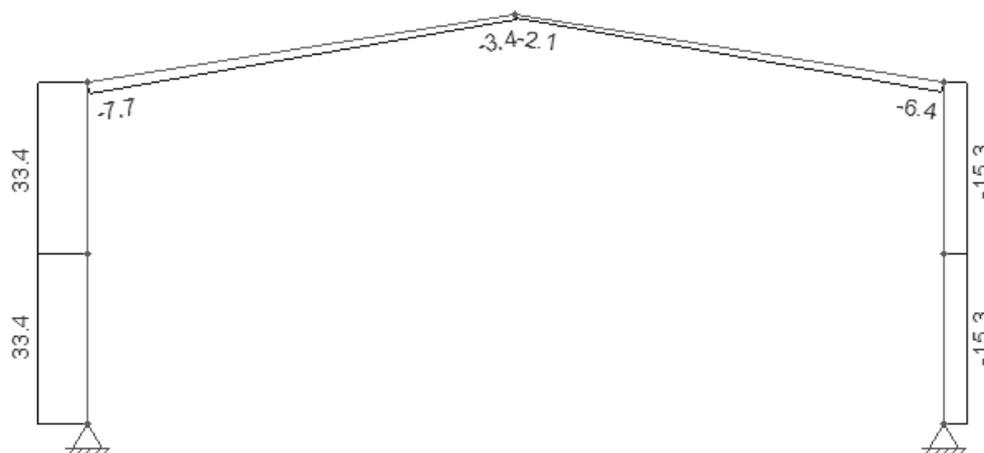
Figura 27 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3.



Fonte: autor (2018).

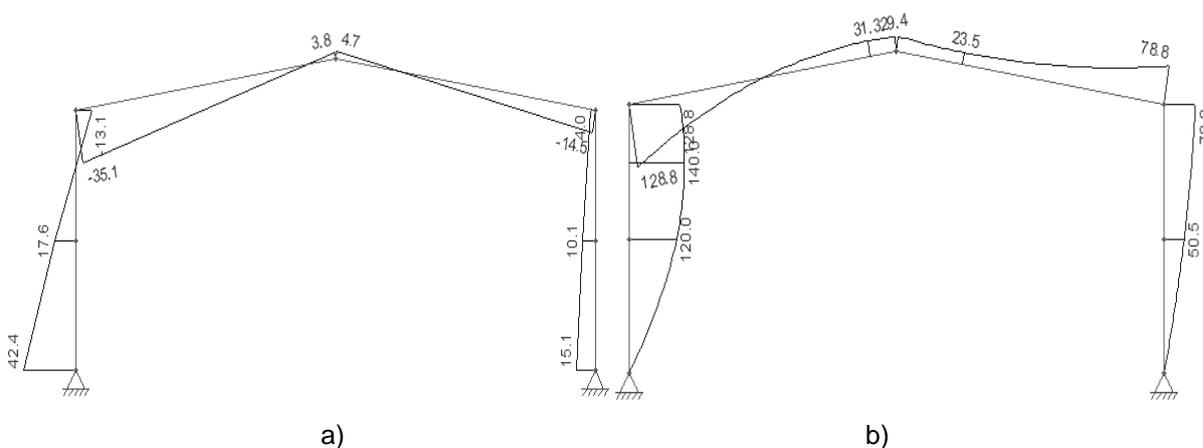
As ações da combinação 4 geram diferentes reações na estrutura para serem posteriormente analisadas. O maior esforço axial obtido é a tração e seu valor é de 33,4 kN (FIGURA 28); já o maior esforço cortante corresponde a 42,4 kN; enquanto que o maior momento fletor da combinação 4 é de 140,0 kN.m (FIGURA 29).

Figura 28 – Diagrama de esforço normal combinação Fd4.



Fonte: autor (2018).

Figura 29 – a) Diagrama de esforço cortante combinação Fd4; b) Diagrama de momento fletor combinação Fd4.



Fonte: autor (2018).

4.2.5 Análise dos diagramas

A fim de melhor analisar os dados contidos nos diagramas os seus resultados foram agrupados de acordo a sua respectiva combinação (TABELA 16).

Tabela 16 – Esforços correspondentes a combinações.

Tipo de combinação	Pior Situação	Momento fletor (kN.m)		Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)	
		Pilar	Viga	Pilar	Viga	Pilar	Viga
Combinação 1	Compressão	155,10	155,10	-61,10	-28,80	19,40	57,20
Combinação 2	Tração	-115,10	-115,10	49,40	55,10	43,60	41,90
Combinação 3	Tração	-221,50	-221,50	71,90	29,80	40,90	-69,00
Combinação 4	Compressão	-140,00	-128,80	33,40	-7,70	42,20	-35,10

Fonte: autor (2018).

A partir da referida análise da tabela é possível determinar que o maior esforço de compressão é obtido na combinação 1, com valores de força axial de 61,10 kN nos pilares e de 28,80 kN nas vigas. Quanto à tração, é possível determinar que o maior esforço nos pilares ocorre na combinação 3, com valores de força axial de 71,90 kN, enquanto que para as vigas o maior esforço é obtido na combinação 2 e corresponde a 55,10 kN.

O maior esforço cortante para as vigas é obtido na combinação 3, com valores de 69 kN enquanto que, para os pilares, o maior valor ocorre na combinação 2 e corresponde a 43,60 kN. Quanto ao maior momento fletor observado, tanto para as vigas, quanto para os pilares foi na combinação 3, com valor de 221,50 kN.m.

4.3 Pré-dimensionamento dos perfis

Segundo Bellei (2010) para edifícios industriais sem ponte rolante, compostos por estruturas de aço, é recomendada a largura estimada do perfil para os pilares de acordo com a sua altura h entre $h/20$ e $h/30$. Ainda segundo o mesmo autor, para vigas de cobertura, é recomendado o pré-dimensionamento da largura do perfil de acordo com o seu comprimento l , com valores entre $l/50$ e $l/70$.

Desta forma, os perfis que posteriormente serão dimensionados devem estar entre o mínimo e o máximo, tanto para as colunas, quanto para as vigas, conforme o seguinte pré-dimensionamento.

$$h_{coluna} > \frac{8000}{30} = 267 \text{ mm} \quad h_{coluna} < \frac{8000}{20} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{viga} > \frac{20260}{70} = 290 \text{ mm} \quad h_{viga} < \frac{20260}{50} = 406 \text{ mm}$$

4.4 Dimensionamento dos perfis segundo a norma brasileira

Os perfis que irão compor as colunas e as vigas do pórtico da edificação serão dimensionados conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008); a partir de planilhas automatizadas de cálculo de modo a proporcionar a utilização de um perfil mais eficiente e com a menor seção. Para tanto, utilizou-se aço ASTM A572 grau 50, com uma resistência de 34,5 kN/cm².

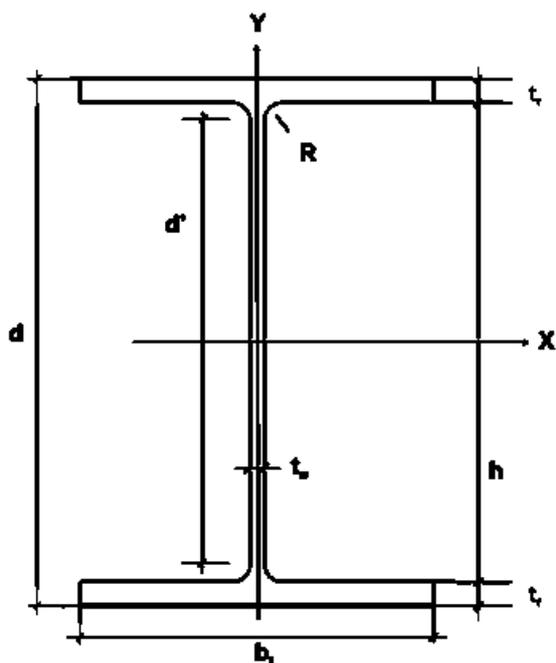
Desta forma foi verificado que o perfil que atende as solicitações dos pilares com a máxima eficiência e a menor área de aço foi o W 360 x 79,0. No caso das vigas o perfil que atende as solicitações com a máxima eficiência e a menor área de aço foi o W 360 x 44,0.

4.5 Verificações das colunas para a norma brasileira

A partir da análise dos diagramas realizada na Tabela 16 foi possível observar os valores mais significativos de esforços atuantes nas colunas. Desta forma, seu dimensionamento será realizado a partir da pior situação com possibilidade de ocorrer das ações atuantes, de maneira que assim possa satisfazer as condições de segurança da edificação.

Assim, o perfil adotado será verificado conforme diferentes situações previstas na NBR 8800 (ABNT, 2008). Para a realização destas análises serão utilizadas as seguintes características isométricas do material, dispostas na Tabela 17 e de acordo com a Figura 30.

Figura 30 – Características isométricas do perfil NBR.



Fonte: adaptado pelo autor, de acordo com D'Alambert (2015).

Tabela 17 – Características do perfil adotado nos pilares NBR.

PERFIL W 360X79					
d (mm)	354	b/tf	6,1	Cw (cm ⁴)	685701
bf (mm)	205	Wx (cm ³)	1283,2	rx (cm)	14,98
d' (mm)	288	Wy (cm ³)	235,7	ry (cm)	4,89
tw (mm)	9,4	Zx (cm ³)	1437	Perímetro (cm)	148
tf (mm)	16,8	Zy (cm ³)	361,9	Peso (kg/m)	79,0
h (mm)	320,4	Ix (cm ⁴)	22713	Esbeltez da alma	30,68
Área (cm ²)	101,2	Iy (cm ⁴)	2416	Esbeltez da mesa	6,10
ho/tw	30,6	It (cm ⁴)	82,14	Coeficiente Redutor Q	1,00

Fonte: adaptado pelo autor, de acordo com D'Alambert (2015).

4.5.1 Verificação da esbeltez do perfil

Segundo os itens 5.2.7 e 5.3.4 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a esbeltez do perfil deve ser verificada e limitada de acordo com seu comprimento assim como seu respectivo raio de giração. Seu valor leva em consideração o coeficiente de flambagem da coluna, determinado conforme as condições de vinculação do elemento (FIGURA 31).

Desta forma, a verificação pode ser comprovada conforme a Equação 37 para o eixo x e de acordo com a Equação 38 para o eixo y. Esses índices são limitados por norma a um limite máximo de 200 para elementos sujeitos a esforços de compressão e a 300 para elementos sujeitos a esforços de tração.

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{0,8 * 800}{14,98} = 42,72 < 200 < 300 \rightarrow ok \quad (37)$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{0,8 * 800}{4,89} = 130,87 < 200 < 300 \rightarrow ok \quad (38)$$

Figura 31 – Valores para o coeficiente de flambagem.

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
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: NBR 8800 (ABNT, 2008).

4.5.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão

A verificação da capacidade de compressão dos pilares para um estado limite último da estrutura passa primeiramente pela definição de seu parâmetro de esbeltez. Conforme a Tabela F.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008), os limites para o perfil são determinados de acordo com a Equação 39 para a alma e conforme a Equação 40 para a sua mesa.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87 \quad (39)$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48 \quad (40)$$

Assim, a partir de uma análise dos resultados das equações anteriores em comparação com a esbeltez real do perfil utilizado (TABELA 17), é possível determinar que os limites estabelecidos por norma não são excedidos tanto para parâmetro de esbeltez da alma, quanto para esbeltez da mesa do perfil, caracterizando assim a seção como compacta.

Conforme o anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008) a seguinte verificação a ser realizada é a determinação da força axial de flambagem elástica resistente do perfil. Seu resultado é obtido através do menor dos valores encontrados dentre as equações dispostas nas seguintes relações.

a) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal, de acordo com a Equação 41.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 22713}{(0,8 * 800)^2} = 10.945,72 \text{ kN} \quad (41)$$

b) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal, de acordo com a Equação 42.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 * 20000 * 2416}{(0,8 * 800)^2} = 1.164,31 \text{ kN} \quad (42)$$

c) Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z, de acordo com a Equação 43.

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad (43)$$

$$r_o = \sqrt{(R_x^2 + R_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} = \sqrt{(14,98^2 + 4,89^2)} = 15,75 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{15,75^2} * \left[\frac{\pi^2 * 20000 * 685701}{(1 * 800)^2} + 7700 * 82,14 \right] = 3.407,18 \text{ kN}$$

Desta forma e conforme os resultados encontrados é possível determinar que a força axial de flambagem elástica do perfil utilizado será em relação ao eixo central de inércia y, com o respectivo valor de 1.164,30 kN.

Ainda conforme NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se também associar um fator de redução à resistência de compressão ao perfil utilizado. Essa redução pode ser determinada através de uma relação que tem como influência o índice de esbeltez reduzido do perfil, sendo seu valor obtido de acordo com as equações 17 e 18 já abordadas anteriormente.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,00 * 101,2 * 34,5}{1.164,31}} = 1,73$$

$$\chi = \frac{0,877}{1,73^2} = 0,293$$

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), uma vez definido todos estes parâmetros pode-se finalmente calcular a capacidade de resistência à compressão do perfil. Seu valor é obtido de acordo com a Equação 16, já abordada anteriormente.

$$N_{c,Rd} = \frac{0,292 * 1,0 * 101,2 * 34,5}{1,1} = 930,07 \text{ kN}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 930,07 kN é maior do que a carga solicitante de 61,10 kN; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações dos esforços de compressão.

4.5.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração

Segundo o item 5.2.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a força axial de tração resistente de cálculo para o estado limite último das estruturas é determinada de acordo com o menor valor entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida. Como para determinação da ruptura de seção líquida deve se ter a definição de alguns parâmetros relativos ao tipo de ligação dos perfis e que não é o objetivo do presente trabalho, será determinado apenas o valor de escoamento da seção bruta, conforme a Equação 11 já abordada anteriormente.

$$N_{t,Rd} = \frac{101,2 * 34,5}{1,1} = 3.174 \text{ kN}$$

Logo, como o valor da resistência de cálculo obtida de 3.174 kN é maior do que os esforços solicitantes de 71,90 kN, é possível assegurar que o perfil atende às verificações dos esforços de tração.

4.5.4 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão

A verificação quanto à capacidade a flexão do perfil é baseada no anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). Na tabela G.1 do referido anexo é possível determinar que para seções do tipo I, com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior inércia, devem ser verificados os perfis quanto aos estados limites de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

4.5.4.1 Flambagem lateral com torção (FLT)

De acordo com item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008) os critérios para determinação do momento resistente de cálculo em relação à flambagem lateral por torção são definidos de acordo com o tipo de esbeltez do perfil, podendo ser caracterizada como compacta, semicompacta ou esbelta.

Para a definição do tipo de esbeltez do perfil, deve-se calcular o parâmetro de esbeltez da peça, conforme a Equação 44, o respectivo limite quanto à plastificação do material, de acordo com a Equação 45, assim como, o limite quanto ao escoamento da seção bruta, segundo a Equação 46.

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_B}{r_y} = \frac{800}{4,89} = 163,59 \quad (44)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38 \quad (45)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y I_t}}{r_y I_t \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (46)$$

$$\beta_1 = \frac{(0,7 f_y) w}{E I_t} = \frac{(0,7 * 34,5) * 1.283,2}{20.000 * 82,14} = 0,0188$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{2.416 * 82,14}}{4,89 * 82,14 * 0,0188} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 685.701 * 0,0188^2}{2.416}}} = 139,01$$

Como é possível verificar que o índice de esbeltez do perfil de 163,59 é maior que o índice correspondente ao início de seu escoamento de 139,02; o perfil será considerado como esbelto. Assim, o momento máximo resistente de flambagem lateral por torção, de acordo com o item G.2.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) será determinado de acordo com a Equação 47:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{I_t L_b^2}{C_w}\right)} \quad (47)$$

$$M_{cr} = \frac{1,00 * \pi^2 * 20.000 * 2.416}{800^2} \sqrt{\frac{685701}{2.416} \left(1 + 0,039 * \frac{82,14 * 800^2}{685701}\right)}$$

$$= 25.107,00 \text{ kN.cm}$$

Segundo o item J.4.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) existe a possibilidade de ser considerado um coeficiente redutor C_b em relação ao momento fletor crítico resistente de cálculo. Essa redução é determinada devido a não uniformidade dos valores em seu diagrama e, no caso do presente estudo, devido a uma análise racional, será adotado um coeficiente de forma mais conservadora e a favor da segurança, com valor igual a 1,0.

Conforme o item G.2.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) outra verificação que deve ser realizada é a determinação do momento plástico do perfil, de acordo com a Equação 48. Essa verificação não pode ser superior ao momento crítico, devendo ser comprovada a condição de: $M_{cr} < M_{pl}$.

$$M_{pl} = Z_x F_y = 1437 * 34,5 = 49.576,50 \text{ kN.cm} \quad (48)$$

Assim, pode-se finalmente determinar o momento máximo resistente de cálculo quanto à flambagem lateral por torção. O valor de cálculo considera um coeficiente a fim de garantir a segurança da estrutura, conforme a Equação 49.

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma a_1} = \frac{25.107,00}{1,1} = 22.824,55 \text{ kN.cm} \quad (49)$$

Como o valor resistência de cálculo obtida de 22.824,55 kN.cm é maior do que o momento solicitante de 22.150,00 kN.cm; é possível assegurar que o perfil atende às verificações de momento fletor quanto à flambagem lateral por torção.

4.5.4.2 Flambagem local da mesa (FLM)

Assim como a flambagem lateral por torção, a flambagem local da mesa também faz uso dos mesmos critérios dispostos no item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). As verificações que se sucedem são para caracterizar o parâmetro de esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta, de acordo com as equações 50 e 51.

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{205}{2 * 16,8} = 6,10 \quad (50)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15 \quad (51)$$

Como é possível verificar que o índice do parâmetro de esbeltez do perfil de 6,10 é menor que o índice correspondente a sua plastificação de 9,15, o perfil será considerado como compacto. Assim, pode se determinar que o momento máximo resistente será correspondente ao limite plástico do material, com valor correspondente a 49.576,50 kN.cm. Desta forma e a partir da análise de que esse limite é maior do que o calculado no item 4.5.4.1; conclui-se que a flambagem local da mesa só irá ocorrer para uma carga superior em relação à flambagem lateral por torção.

4.5.4.3 Flambagem local da alma (FLA)

Assim como a flambagem lateral por torção e a flambagem local da mesa, a flambagem local da alma também faz uso dos mesmos critérios dispostos no item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). As verificações que se sucedem são para caracterizar o parâmetro de esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta, de acordo com as equações 52 e 53.

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{320,4}{9,4} = 34,08 \quad (52)$$

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

Como é possível verificar que o índice do parâmetro de esbeltez do perfil de 34,08 é menor que o índice correspondente a sua plastificação de 90,53; o perfil será considerado como compacto. Assim, pode se determinar que o momento máximo resistente será correspondente ao limite plástico do material, com valor correspondente a 49.576,50 kN.cm. Desta forma e a partir da análise de que esse limite é maior do que o calculado no item 4.5.4.1; conclui-se que a flambagem local da alma só irá ocorrer para uma carga superior em relação à flambagem lateral por torção.

4.5.5 Verificação da capacidade em relação a esforços cortantes

Segundo o item 5.4.3.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a verificação da capacidade de carga em relação a esforços cortantes é determinada a partir da caracterização da esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta. Essa caracterização é determinada a partir do cálculo do parâmetro de esbeltez da alma do perfil, já realizado na Equação 52; em comparação com o parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação da peça calculado conforme a Equação 25.

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{5,0 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

Como é possível verificar, o índice de esbeltez do perfil determinado de 34,08 é menor que a esbeltez correspondente a sua plastificação de 59,22; sendo o perfil então considerado como compacto. Desta forma, o esforço cortante máximo resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.3.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) será determinado de acordo com as equações 27 e 30 abordadas anteriormente.

$$V_{RD} = \frac{0,6 * 35,4 * 0,94 * 34,5}{1,1} = 688,81 \text{ kN}$$

Como o valor resistência de cálculo obtida de 688,81 kN é maior do que o esforço cortante solicitante de 43,60 kN é possível assegurar que o perfil atende às verificações previstas na NBR 8800 (ABNT, 2008).

4.5.6 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados

Segundo o item 5.5.1.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a verificação da capacidade de carga dos perfis em relação à combinação dos esforços solicitantes analisa a simultaneidade de ocorrência de situações de tração ou compressão com momento fletor. Os valores combinados devem ser iguais ou inferiores ao limite de 1,0 previsto em norma e para situações em que o resultado da Equação 54 tenha sua condição atendida, podem finalmente ser determinados conforme a Equação 55.

$$\frac{N_{s,d}}{N_{R,d}} < 2 \quad (54)$$

$$\frac{N_{s,d}}{2N_{R,d}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1,0 \quad (55)$$

Assim, no intuito de analisar a pior combinação com possibilidade de ocorrência, serão realizadas as verificações da pior situação de momento fletor, combinada com a sua respectiva solicitação de força axial de tração ou compressão; assim como, a pior situação de força axial de tração ou compressão, combinada com a sua respectiva solicitação de momento fletor.

$$\frac{71,90}{3.174,00} = 0,023 < 2 \rightarrow \frac{71,90}{2 * 3.174,00} + \frac{221,50}{228,25} = 0,98 \leq 1,0$$

$$\frac{61,10}{930,07} = 0,065 < 2 \rightarrow \frac{61,10}{2 * 930,07} + \frac{155,10}{228,25} = 0,71 \leq 1,0$$

Logo, como os valores de cálculo obtidos de 0,98 e 0,71 são inferiores ao limite estipulado pela norma de 1,0; é possível assegurar que o perfil atende às verificações quanto à sua capacidade de resistência a esforços combinados.

4.6 Verificações das vigas para a norma brasileira

A partir da análise dos diagramas realizada Tabela 16 foi possível observar os valores mais significativos de esforços atuantes nas vigas. Desta forma, seu dimensionamento será realizado a partir da pior situação com possibilidade de ocorrer das ações atuantes, de maneira que assim possa satisfazer as condições de segurança da edificação.

Assim, o perfil adotado será verificado conforme diferentes situações previstas na NBR 8800 (ABNT, 2008). Para a realização destas análises serão utilizadas as seguintes características isométricas do material, dispostas na Tabela 18 e de acordo com a Figura 30.

Tabela 18 – Características do perfil adotado nas vigas NBR.

PERFIL W 360X44					
d (mm)	352	b/tf	8,7	Cw (cm ⁴)	239091
bf (mm)	171	Wx (cm ³)	696,5	rx (cm)	14,58
d' (mm)	308	Wy (cm ³)	95,7	ry (cm)	3,77
tw (mm)	6,9	Zx (cm ³)	784,3	Perímetro (cm)	135
tf (mm)	9,8	Zy (cm ³)	148	Peso (kg/m)	44,0
h (mm)	332,4	Ix (cm ⁴)	12258	Esbeltez da alma	44,70
Área (cm ²)	57,7	Iy (cm ⁴)	818	Esbeltez da mesa	8,72
ho/tw	44,6	It (cm ⁴)	16,70	Coeficiente Redutor Q	0,93

Fonte: adaptado pelo autor, de acordo com D'Alambert (2015).

4.6.1 Verificação da esbeltez do perfil

A verificação da esbeltez segue os mesmos procedimentos já comentados anteriormente em 4.5.1, baseado nos itens 5.2.7 e 5.3.4 da NBR 8800 (ABNT, 2008). Desta forma, a verificação da esbeltez comprova-se de acordo com as equações 37 e 38 abordadas anteriormente, para os eixos x e y de perfil.

$$\lambda_x = \frac{0,65 * 1013}{14,58} = 45,16 < 200 < 300 \rightarrow ok$$

$$\lambda_y = \frac{0,65 * 1013}{3,77} = 174,65 < 200 < 300 \rightarrow ok$$

4.6.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão

A verificação da capacidade de compressão das vigas segue os mesmos procedimentos comentados anteriormente em 4.5.2. Segundo a tabela F.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se verificar os limites de esbeltez para a alma e mesa do perfil. Sendo que o aço usado é o mesmo dos pilares, seu valor limite também será o mesmo, conforme já determinado nas equações 39 para a alma e 40 para a mesa.

Assim, a partir da comparação dos limites com a esbeltez real do perfil utilizado (TABELA 18) é possível determinar que o perfil excede os limites estabelecidos por norma quanto à esbeltez da alma, caracterizando assim a seção como esbelta. Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se então no dimensionamento considerar um coeficiente redutor da resistência à compressão Q , com valor correspondente a 0,93 (TABELA 18).

Segundo o anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008) e conforme já abordado anteriormente no item 4.5.2 a força axial de flambagem elástica será determinada de acordo com o menor dos valores de flambagem em relação aos eixos x, y e z; conforme as equações 41, 42 e 43, também já abordadas anteriormente.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 * 20000 * 12258}{(0,65 * 1013)^2} = 5.580,89 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 * 20000 * 818}{(0,65 * 200)^2} = 9.554,24 \text{ kN}$$

$$r_o = \sqrt{(14,58^2 + 3,77^2)} = 15,1 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{15,1^2} * \left[\frac{\pi^2 * 20000 * 239091}{(1 * 200)^2} + 7700 * 16,70 \right] = 5.769,50 \text{ kN}$$

Desta forma, de acordo com os resultados encontrados é possível determinar que a força axial de flambagem elástica do perfil utilizado será em relação ao eixo central de inércia x, com o respectivo valor de 5.580,89 kN.

Ainda conforme NBR 8800 (ABNT, 2008) e de acordo com o abordado anteriormente em 4.5.2 o índice de esbeltez reduzido (λ_0), assim como o fator de redução associado à resistência à compressão (χ) são determinados da mesma maneira que nas equações 17 e 18.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,93 * 57,7 * 34,5}{5580,89}} = 0,5759$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 = 0,658^{0,5759^2} = 0,87$$

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), uma vez definido todos estes parâmetros pode-se finalmente calcular a capacidade de resistência à compressão do perfil, conforme a Equação 16.

$$N_{c,Rd} = \frac{0,87 * 0,93 * 57,7 * 34,5}{1,1} = 1.464,21 \text{ kN}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 1.464,21 kN é maior do que a carga solicitante de 28,80 kN; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações dos esforços de compressão.

4.6.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração

Segundo o item 5.2.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008) e conforme já abordado no item 4.5.3, a força axial de tração resistente de cálculo é determinada conforme a Equação 11.

$$N_{t,Rd} = \frac{57,7 * 34,5}{1,1} = 1.809 \text{ kN}$$

Logo, como o valor da resistência de cálculo obtida de 1.809,00 kN é maior do que os esforços solicitantes de 55,10 kN é possível assegurar que o perfil atende às verificações dos esforços de tração.

4.6.4 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão

A verificação quanto à capacidade a flexão do perfil, conforme já abordado em 4.5.4 é baseada no anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008), devendo ser realizadas a análise para situações de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

4.6.4.1 Flambagem lateral com torção (FLT)

Segundo o item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008) e conforme já abordado em 4.5.4.1, os critérios para determinação do momento resistente de cálculo em relação à flambagem lateral por torção são definidos de acordo com o tipo de esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta.

Para a definição do tipo de esbeltez do perfil, deve-se calcular o parâmetro de esbeltez da peça, conforme a Equação 44, e comparar com o respectivo limite quanto à plastificação do material já determinado na Equação 45, assim como, o limite quanto ao seu escoamento da peça, conforme a Equação 46.

$$\lambda_{FLT} = \frac{200}{3,77} = 53,05$$

$$\beta_1 = \frac{(0,7 * 34,5) * 696,5}{20.000 * 16,70} = 0,0504$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{818 * 16,70}}{3,77 * 16,70 * 0,0504} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 239.091 * 0,0504^2}{818}}} = 120,21$$

Como é possível verificar que o índice de esbeltez do perfil de 53,05 é maior que o índice correspondente a plastificação de 42,38; e menor que o índice de início do escoamento de 120,21; o perfil é então considerado como sendo semicompacto. Desta forma, para determinação do momento máximo resistente por FLT deve-se também calcular o momento plástico resistente da seção, de acordo com a Equação 48, assim como o seu momento resistente, de acordo com a Equação 56.

Finalmente o momento máximo resistente por FLT segundo o item G.2.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) terá seu valor obtido conforme a Equação 57.

$$M_R = 0,7f_y W = 0,7 * 34,5 * 696,5 = 16.820,47 \text{ kN.cm} \quad (56)$$

$$M_{FLT,n} = \frac{C_b}{\gamma a_1} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma a_1} \quad (57)$$

$$M_{pl} = 784,3 * 34,5 = 27.058,35 \text{ kN.cm}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{1,00}{1,1} \left[27.058,35 - (27.058,35 - 16.820,47) \frac{53,05 - 42,38}{120,21 - 42,38} \right] \\ = 23.322,55 \text{ kN.cm}$$

Como o valor resistência de cálculo obtida de 23.322,55 kN.cm é maior do que o momento solicitante de 22.150,00 kN.cm; é possível assegurar que o perfil atende às verificações de momento fletor quanto à flambagem lateral por torção.

4.6.4.2 Flambagem local da mesa (FLM)

Assim como a flambagem lateral por torção, a flambagem local da mesa também faz uso dos mesmos critérios dispostos no item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). As verificações que se sucedem são as mesmas realizadas para os pilares no item 4.5.4.2 para caracterizar o parâmetro de esbeltez do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta.

Para a definição do tipo de esbeltez do perfil, deve-se calcular o parâmetro de esbeltez da peça, conforme a Equação 50, e comparar com o respectivo limite quanto à plastificação do material já determinado na Equação 51.

$$\lambda_{FLM} = \frac{171}{2 * 9,8} = 8,72$$

Como é possível verificar que o índice do parâmetro de esbeltez do perfil de 8,72 é menor que o índice correspondente a sua plastificação de 9,15, o perfil será considerado como compacto. Assim, pode se determinar que o momento máximo resistente será correspondente ao limite plástico do material, com valor correspondente a 27.085,35 kN.cm. Desta forma e a partir da análise de que esse

limite é maior do que o calculado no item 4.6.4.1; conclui-se que a flambagem local da mesa só irá ocorrer para uma carga superior em relação à flambagem lateral por torção.

4.6.4.3 Flambagem local da alma (FLA)

Assim como a flambagem lateral por torção e a flambagem local da mesa, a flambagem local da alma também faz uso dos mesmos critérios dispostos no item G.2 do anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). As verificações que se sucedem são as mesmas realizadas para os pilares no item 4.5.4.3.

Para a definição do tipo de esbeltez do perfil, deve-se calcular o parâmetro de esbeltez da peça, conforme a Equação 52, e comparar com o respectivo limite quanto à plastificação do material já determinado na Equação 53.

$$\lambda_{FLA} = \frac{332,4}{6,9} = 48,17$$

Como é possível verificar que o índice do parâmetro de esbeltez do perfil de 48,18 é menor que o índice correspondente a sua plastificação de 90,53, o perfil será considerado como compacto. Assim, pode se determinar que o momento máximo resistente será correspondente ao limite plástico do material, com valor correspondente a 27.085,35 kN.cm. Desta forma e a partir da análise de que esse limite é maior do que o calculado no item 4.6.4.1; conclui-se que a flambagem local da mesa só irá ocorrer para uma carga superior em relação à flambagem lateral por torção.

4.6.5 Verificação da capacidade em relação a esforços cortantes

Segundo o item 5.4.3.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) a verificação da capacidade de carga em relação a esforços cortantes é determinada a partir da caracterização da esbeltez da alma do perfil em compacta, semicompacta ou esbelta. Essa caracterização é determinada a partir do cálculo do parâmetro de esbeltez da alma do perfil, já realizado no item 4.6.4.3, comparado com parâmetro de plastificação da peça determinado na Equação 53.

Como é possível verificar, o índice de esbeltez do perfil de 48,17 é menor que a esbeltez correspondente a sua plastificação de 59,22; sendo o perfil então considerado como compacto. Desta forma, o esforço cortante máximo resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.3.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008) será determinado de acordo com as equações 27 e 30 abordadas anteriormente.

$$V_{RD} = \frac{0,6 * 35,2 * 0,69 * 34,5}{1,1} = 457,06 \text{ kN}$$

Como o valor resistência de cálculo obtida de 457,06 kN é maior do que o esforço cortante solicitante de 43,60 kN é possível assegurar que o perfil atende às verificações previstas na NBR 8800 (ABNT, 2008).

4.6.6 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados

Segundo o item 5.5.1.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008) e conforme já abordado anteriormente em 4.5.6 os valores combinados devem ser iguais ou inferiores ao limite de 1,0 previsto em norma e para situações em que o resultado da Equação 54 tenha sua condição atendida, podem finalmente ser determinados conforme a Equação 55.

Assim, da mesma forma que o abordado no item 4.5.6 e no intuito de analisar a pior combinação com possibilidade de ocorrência, serão realizadas as verificações para os maiores esforços atuantes na estrutura.

$$\frac{29,80}{1809,00} = 0,016 < 2 \rightarrow \frac{29,8}{2 * 1809,00} + \frac{221,50}{228,25} = 0,98 \leq 1,0$$

$$\frac{28,80}{1.464,21} = 0,019 < 2 \rightarrow \frac{28,80}{2 * 1.464,21} + \frac{155,10}{228,25} = 0,69 \leq 1,0$$

Logo, como os valores de cálculo obtidos de 0,98 e 0,69 são inferiores ao limite estipulado pela norma de 1,0; é possível assegurar que o perfil atende às verificações quanto à sua capacidade de resistência a esforços combinados.

4.7 Dimensionamento dos perfis segundo a norma europeia

Os perfis que irão compor as colunas e as vigas do pórtico da edificação serão dimensionados conforme o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010); a partir de planilhas automatizadas de cálculo de modo a proporcionar a utilização de um perfil mais eficiente e com a menor seção. Para tanto, utilizou-se aço S355, com uma resistência de 35,5 kN/cm².

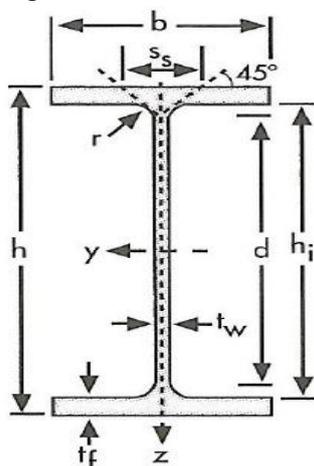
Desta forma foi verificado que dentre os perfis comercializados na Europa, o que atende as solicitações dos pilares com a máxima eficiência e a menor área de aço foi o IPE 330. No caso das vigas o perfil que atende as solicitações com a máxima eficiência e a menor área de aço foi o IPE 300.

4.8 Verificações das colunas para a norma europeia

A partir da análise dos diagramas realizada na Tabela 16 foi possível observar os valores mais significativos de esforços atuantes nas colunas. Desta forma, seu dimensionamento será realizado a partir da pior situação com possibilidade de ocorrência das ações atuantes, de maneira que assim possa satisfazer as condições de segurança da edificação.

Assim, o perfil adotado será verificado conforme diferentes situações previstas no Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010). Para a realização destas análises serão utilizadas as seguintes características isométricas do material, dispostas na Tabela 19 e de acordo com a Figura 32.

Figura 32 – Características isométricas do perfil Eurocódigo.



Fonte: J. Soares Correia Armazéns de Ferro S.A. (2018).

Tabela 19 – Características do perfil adotado nos pilares Eurocódigo.

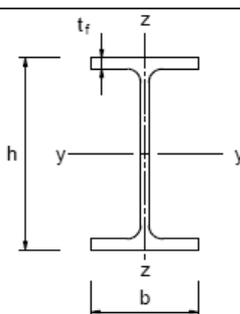
PERFIL IPE 330					
h (mm)	330	hi (mm)	307,0	iy (cm)	13,71
b (mm)	160	Área (cm ²)	62,61	Iz (cm ⁴)	788,10
tw (mm)	7,5	Av (cm ²)	30,81	Welz (cm ³)	98,52
tf (mm)	11,5	Iy (cm ⁴)	11770	Wplz (cm ³)	153,70
r	18	Wely (cm ³)	713,1	iz (cm)	3,55
d (mm)	271,0	Wply (cm ³)	804,30	Peso (kg/m)	49,1

Fonte: J. Soares Correia Armazéns de Ferro S.A. (2018).

4.8.1 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão

A verificação da capacidade dos pilares quanto aos esforços de compressão passa primeiramente pela definição de que classe a seção se encontra. Para determinação deste parâmetro deve-se primeiramente consultar o quadro 6.2 do Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) e no caso de perfis laminados, verificar qual a respectiva curva de flambagem que deve ser utilizada (FIGURA 33) .

Figura 33 – Escolha da curva de flambagem em função da seção transversal.

Seção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			y-y z-z	b c a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c a
			y-y z-z	d c c

Fonte: adaptado pelo autor com base em Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

Desta forma, para determinação deste parâmetro deverá também ser considerado o tipo de aço utilizado, assim como a espessura da mesa do perfil e a relação entre as suas dimensões, sendo essa calculada conforme a Equação 58.

$$\frac{h_{PILAR}}{b_{PILAR}} = \frac{330}{160} = 2,06 > 1,2 \quad (58)$$

Logo, como a espessura da mesa do perfil de 11,5 mm (TABELA 19) é inferior a 40,0 mm deverá ser adotada para o eixo y-y da seção a curva a, enquanto que para o eixo z-z a curva a ser adotada será a b. Os valores relativos a cada uma destas curvas são denominados de fatores de imperfeições, conforme a Tabela 20.

Tabela 20 – Fatores de imperfeição de acordo com a curva de flambagem.

Curva de flambagem	a0	a	b	c	d
Fator de imperfeição (α)	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: adaptado pelo autor com base em Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

De acordo com o quadro 5.2 do Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) – anexo C; a definição da classe da seção será então finalmente determinada conforme o valor da curva corresponde, assim como a relação de suas medidas, segundo a Equação 59.

$$\frac{c}{t} = \frac{271,0}{7,5} = 36,13 \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 * 0,81}{0,21} = 138,8 \rightarrow 36,13 \leq 138,8 \quad (59)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{271,0}{7,5} = 36,13 \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 * 0,81}{0,34} = 85,76 \rightarrow 36,13 \leq 85,76$$

Desta forma, é definido que a classe em que o perfil dos pilares se enquadra é a classe 1; sendo o próximo passo a definição do esforço normal crítico em relação ao eixo de menor resistência, conforme a Equação 60.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 788,10}{800^2} = 225,23 \text{ kN} \quad (60)$$

A seguir deve-se realizar o cálculo dos respectivos valores dos fatores de flambagem da seção, assim como, do coeficiente de redução da resistência a compressão, conforme as equações 61 e 62, respectivamente.

$$\lambda_z^- = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{62,61 * 35,5}{225,23}} = 3,14 \quad (61)$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha(\lambda^- - 0,2) + \lambda^{-(2)}] = 0,5[1 + 0,34 * (3,14 - 0,34) + 3,14^2] = 5,91 \quad (62)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^{-(2)}}} = \frac{1}{5,91 + \sqrt{5,91^2 - 3,14^2}} = 0,09$$

Assim, pode se finalmente determinar o esforço normal resistente de cálculo conforme o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) de acordo com a Equação 22 já abordada anteriormente.

$$N_{b,Rd} = \frac{0,09 * 62,61 * 35,5}{1,0} = 200,04 \text{ kN}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 200,04 kN é maior do que a carga solicitante de 61,10 kN; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações dos esforços de compressão.

4.8.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), o valor de cálculo do esforço normal resistente à tração ($N_{t,Rd}$), é obtido de acordo com o menor valor entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida. Como para determinação da ruptura de seção líquida deve se ter a definição de alguns parâmetros relativos ao tipo de ligação dos perfis e que não é o objetivo do presente trabalho, será determinada apenas o valor de escoamento da seção bruta, conforme a Equação 14 já abordada anteriormente.

$$N_{Pl,Rd} = \frac{62,61 * 35,5}{1,0} = 2.222,65 \text{ kN}$$

Logo, como o valor da resistência de cálculo obtida de 2.222,65 kN é maior do que os esforços solicitantes de 71,90 kN é possível assegurar que o perfil atende às verificações dos esforços de tração.

4.8.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão

A verificação da capacidade dos pilares quanto aos esforços de flexão passa primeiramente pela definição da curva de flambagem lateral em que o perfil se encontra. Essa definição é realizada de acordo com a relação h/b determinada na Equação 58 e conforme o tipo de seção transversal utilizada (FIGURA 34).

Figura 34 – Curvas de flambagem lateral.

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Fonte: adaptado pelo autor com base em Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) deve-se também realizar a verificação do momento crítico da seção, de acordo com o eixo de menor resistência, conforme a Equação 63.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{GEI_z \left(1 + \frac{\pi^2 E}{L^2 G}\right)} = \frac{\pi}{800} \sqrt{8100 * 21000 * 0,078 * \left(1 + \frac{\pi^2 * 21000}{800^2 * 8100}\right)} \quad (63)$$

$$= 1437,84 \text{ kN.m}$$

A seguir deve-se realizar o cálculo dos respectivos valores dos fatores de redução quanto à flambagem lateral da seção, conforme as equações 64 e 65, respectivamente.

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{W_y * \frac{f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{0,7131 * \frac{35,5}{1437,84}} = 0,133 \quad (64)$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 0,5[1 + 0,34(0,133 - 0,2) + 0,133^2] \quad (65)$$

$$= 0,498$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2})}} = \frac{1}{0,498 + \sqrt{(0,498^2 - 0,133^2)}} = 1,02 \leq 1,0$$

Desta forma, fica caracterizado que o perfil não sofre flambagem lateral, sendo então o momento resistente de cálculo a ser determinado pelo Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) conforme a Equação 31 já abordada anteriormente.

$$M_{b,rd} = 1 * 713,1 * \frac{35,5}{1,0} = 25.315,05 \text{ kN.cm}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 25.315,05 kN.cm é maior do que a carga solicitante de 22.150,00 kN.cm; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações quanto ao momento fletor.

4.8.4 Verificação da capacidade quanto a esforços cortantes

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) a verificação da capacidade de carga em relação a esforços cortantes, no caso de seções em I ou H, pode ser determinada de acordo com a Equação 34 já abordada anteriormente.

$$\tau_{Ed} = \frac{43,60}{30,81} = 1,42$$

$$\frac{1,42}{\frac{35,5}{\sqrt{3} * 1,0}} = 0,07 \leq 1,0$$

Logo, como o valor de cálculo obtido de 0,07 é menor do que o máximo previsto por norma de 1,0 é possível assegurar que o perfil atende às verificações prevista no Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

4.8.5 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados

Segundo o item 6.2.1 do Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) a soma linear das relações entre os esforços com a sua

resistência, correspondente a cada um dos que de fato atuam na estrutura devem cumprir a condição de ser inferior a 1,0, conforme a Equação 66 . Essa verificação é realizada para as seções transversais das classes 1, 2 e 3 de maneira estimada e com parâmetros bem conservadores e a favor da segurança.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (66)$$

Assim, no intuito de analisar a pior combinação com possibilidade de ocorrência, serão realizadas as verificações da pior situação de momento fletor, combinada com a sua respectiva solicitação de força axial de tração ou compressão; assim como, a pior situação de força axial de tração ou compressão, combinada com a sua respectiva solicitação de momento fletor.

$$\frac{71,90}{2222,65} + \frac{221,50}{253,15} = 0,91 \leq 1,0$$

$$\frac{61,10}{200,04} + \frac{155,10}{253,15} = 0,92 \leq 1,0$$

Logo, como os valores de cálculo obtidos de 0,91 e 0,92 são inferiores ao limite estipulado pela norma de 1,0; é possível assegurar que o perfil atende às verificações quanto a sua capacidade resistente de simultaneidade dos esforços combinados.

4.9 Verificações das vigas para a norma europeia

A partir da análise dos diagramas realizada na Tabela 16 foi possível observar os valores mais significativos de esforços atuantes nas vigas. Desta forma, seu dimensionamento será realizado a partir da pior situação com possibilidade de ocorrência das ações atuantes, de maneira que assim possa satisfazer as condições de segurança da edificação.

Assim, o perfil adotado será verificado conforme diferentes situações previstas no Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010). Para a realização destas análises serão utilizadas as seguintes características isométricas do material, dispostas na Tabela 21 e de acordo com a Figura 32.

Tabela 21 – Características do perfil adotado nas vigas Eurocódigo.

PERFIL IPE 300					
h (mm)	300	hi (mm)	278,6	iy (cm)	12,46
b (mm)	150	Área (cm ²)	53,81	Iz (cm ⁴)	603,80
tw (mm)	7,1	Av (cm ²)	25,68	Welz (cm ³)	80,50
tf (mm)	10,7	Iy (cm ⁴)	8356	Wplz (cm ³)	125,20
r	15	Wely (cm ³)	557,10	iz (cm)	3,35
d (mm)	248,6	Wply (cm ³)	628,40	Peso (kg/m)	42,2

Fonte: J. Soares Correia Armazéns de Ferro S.A. (2018).

4.9.1 Verificação da capacidade quanto a esforços de compressão

A verificação da capacidade das vigas quanto aos esforços de compressão, conforme já abordado no item 4.8.1 passa primeiramente pela definição de que classe esse se encontra, sendo necessário determinar a respectiva curva de flambagem do perfil (FIGURA 33). Para determinação deste parâmetro também deverá ser considerado o tipo de aço utilizado, assim como a espessura da mesa do perfil e a relação entre as suas dimensões, sendo essa calculada conforme a Equação 67.

$$\frac{h_{VIGA}}{b_{VIGA}} = \frac{300}{150} = 2,00 > 1,2 \quad (67)$$

Logo, como a espessura da mesa do perfil de 10,7 mm (TABELA 21) é inferior a 40,0 mm deverá ser adotada para o eixo y-y da seção a curva a, enquanto que para o eixo z-z a curva a ser adotada será a b. Os valores relativos a cada uma destas curvas são denominados de fatores de imperfeições, conforme a Tabela 20.

De acordo com o quadro 5.2 do Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) – anexo C; a definição da classe da seção será então finalmente determinada conforme o valor da curva corresponde, assim como a relação de suas medidas, segundo a Equação 59.

$$\frac{c}{t} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 * 0,81}{0,21} = 138,8 \rightarrow 35,01 \leq 138,8$$

$$\frac{c}{t} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 * 0,81}{0,34} = 85,76 \rightarrow 35,01 \leq 85,76$$

Desta forma, é definido que a classe em que o perfil das vigas se enquadra é a classe 1; sendo o próximo passo a definição do esforço normal crítico em relação ao eixo de menor resistência, conforme a Equação 60.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 21000 * 8.356}{1013^2} = 1687,71 \text{ kN}$$

A seguir deve-se realizar o cálculo dos respectivos valores dos fatores de flambagem da seção, assim como, do coeficiente de redução da resistência à compressão, conforme as equações 61 e 62, respectivamente.

$$\lambda_z^- = \sqrt{\frac{53,81 * 35,5}{1687,71}} = 1,06$$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21 * (1,06 - 0,2) + 1,06^2] = 1,15$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,15 + \sqrt{1,15^2 - 1,06^2}} = 0,62$$

Assim, pode se finalmente determinar o esforço normal resistente de cálculo conforme o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) de acordo com a Equação 22 já abordada anteriormente.

$$N_{b,Rd} = \frac{0,62 * 42,4 * 35,5}{1,0} = 933,22 \text{ kN}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 933,22 kN é maior do que a carga solicitante de 28,80 kN; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações dos esforços de compressão.

4.9.2 Verificação da capacidade quanto a esforços de tração

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) e conforme já abordado anteriormente em 4.8.2 o esforço normal resistente à tração é determinado conforme a Equação 14.

$$N_{Pl,Rd} = \frac{42,2 * 35,5}{1,0} = 1.505,20 \text{ kN}$$

Logo, como o valor da resistência de cálculo obtida de 1.505,20 kN é maior do que os esforços solicitantes de 71,90 kN, é possível assegurar que o perfil atende às verificações dos esforços de tração.

4.9.3 Verificação da capacidade quanto a esforços de flexão

A verificação da capacidade das vigas quanto aos esforços de flexão passa primeiramente pela definição da curva de flambagem lateral em qual o perfil se encontra. Essa definição é realizada de acordo com a relação h/b determinada na Equação 67 e conforme o tipo de seção transversal utilizada (FIGURA 34).

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) deve-se também realizar a verificação do momento crítico da seção, de acordo com o eixo de menor resistência, conforme a Equação 63.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{1013} \sqrt{8100 * 21000 * 0,8356 * \left(1 + \frac{\pi^2 * 21000}{1013^2 * 8100}\right)} = 3697,41 \text{ kN.m}$$

A seguir deve-se realizar o cálculo dos respectivos valores dos fatores de redução quanto à flambagem lateral da seção, conforme as equações 64 e 65, respectivamente.

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{0,0805 * \frac{35,5}{3697,41}} = 0,028$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,028 - 0,2) + 0,028^2] = 0,48$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,48 + \sqrt{(0,48^2 - 0,028^2)}} = 1,04 \leq 1,0$$

Desta forma, fica caracterizado que o perfil não sofre flambagem lateral, sendo então o momento resistente de cálculo a ser determinado pelo Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) conforme a Equação 31 já abordada anteriormente.

$$M_{b,rd} = 1 * 80,5 * \frac{35,5}{1,0} = 28.577,50 \text{ kN.cm}$$

Por fim, como o valor resistência de cálculo obtida de 28.577,50 kN.cm é maior do que a carga solicitante de 22.150,00 kN.cm; é possível assegurar que o perfil atende então às verificações quanto ao momento fletor.

4.9.4 Verificação da capacidade quanto a esforços cortantes

Segundo o Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) e conforme já abordado anteriormente em 4.8.4; a verificação da capacidade de carga em relação a esforços cortantes, no caso de seções em I ou H, pode ser determinada de acordo com a Equação 34 já abordada anteriormente.

$$\tau_{Ed} = \frac{69,00}{25,68} = 3,36$$

$$\frac{2,69}{\frac{35,5}{\sqrt{3} * 1,0}} = 0,13 \leq 1,0$$

Logo, como o valor de cálculo obtido de 0,13 é menor do que o máximo previsto por norma de 1,0 é possível assegurar que o perfil atende às verificações previstas no Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

4.9.5 Verificação da capacidade quanto a esforços combinados

Segundo o item 6.2.1 do Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) e conforme já abordado no item 4.8.5, para seções das classes 1, 2 e 3 a soma linear das relações entre os esforços com a sua resistência, correspondente a cada um dos que de fato atuam na estrutura devem cumprir a condição de ser inferior a 1,0, conforme a Equação 66.

Assim, da mesma forma que o abordado no item 4.8.5 e no intuito de analisar a pior combinação com possibilidade de ocorrência, serão realizadas as verificações para os maiores esforços atuantes na estrutura.

$$\frac{29,8}{1505,20} + \frac{221,50}{285,77} = 0,79 \leq 1,0$$

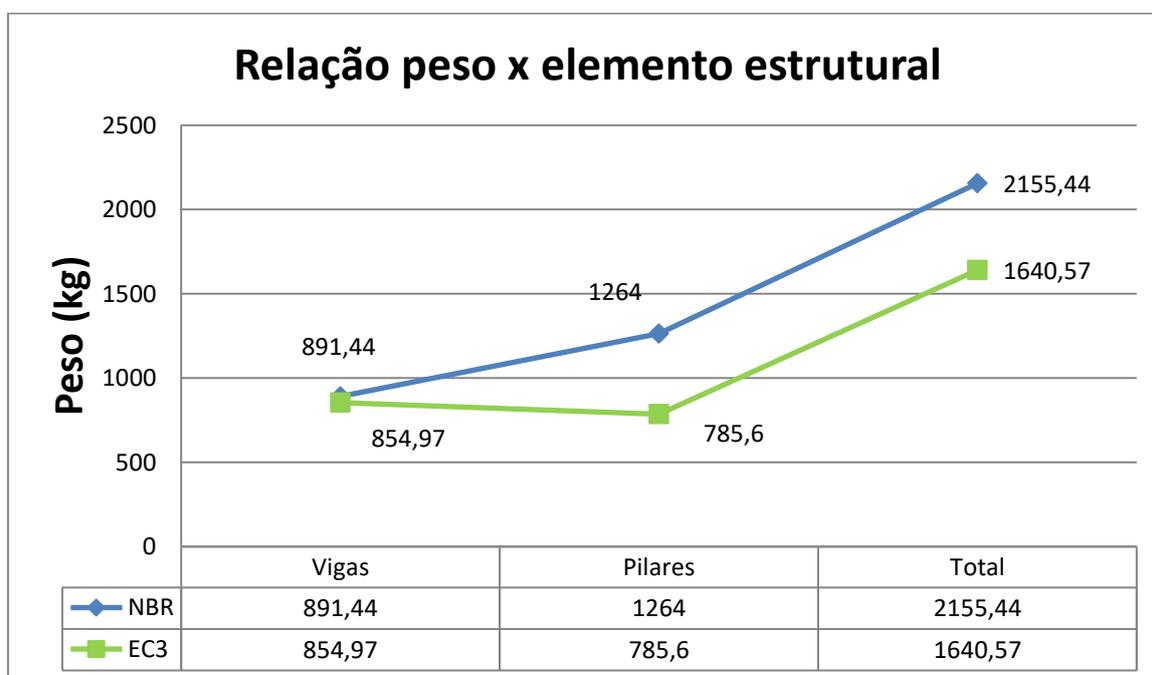
$$\frac{28,80}{933,22} + \frac{155,10}{285,77} = 0,57 \leq 1,0$$

Logo, como os valores de cálculo obtidos de 0,79 e 0,57 são inferiores ao limite estipulado pela norma de 1,0; é possível assegurar que o perfil atende às verificações quanto à sua capacidade de simultaneidade dos esforços combinados.

4.10 Análise das verificações dos perfis para as diferentes normas

O dimensionamento para as diferentes normas obtiveram resultados semelhantes. Para a norma brasileira o peso total estimado do pórtico principal foi de 2.155 kg de aço enquanto que para a norma europeia o resultado foi de 1.640 kg. Se tirarmos como base para fins econômicos a relação direta do peso da estrutura, sem levar em consideração outros parâmetros, assegura-se que a norma europeia resultou em um dimensionamento com cerca de 24 % de economia.

Figura 35 – Relação peso dos elementos estruturais.



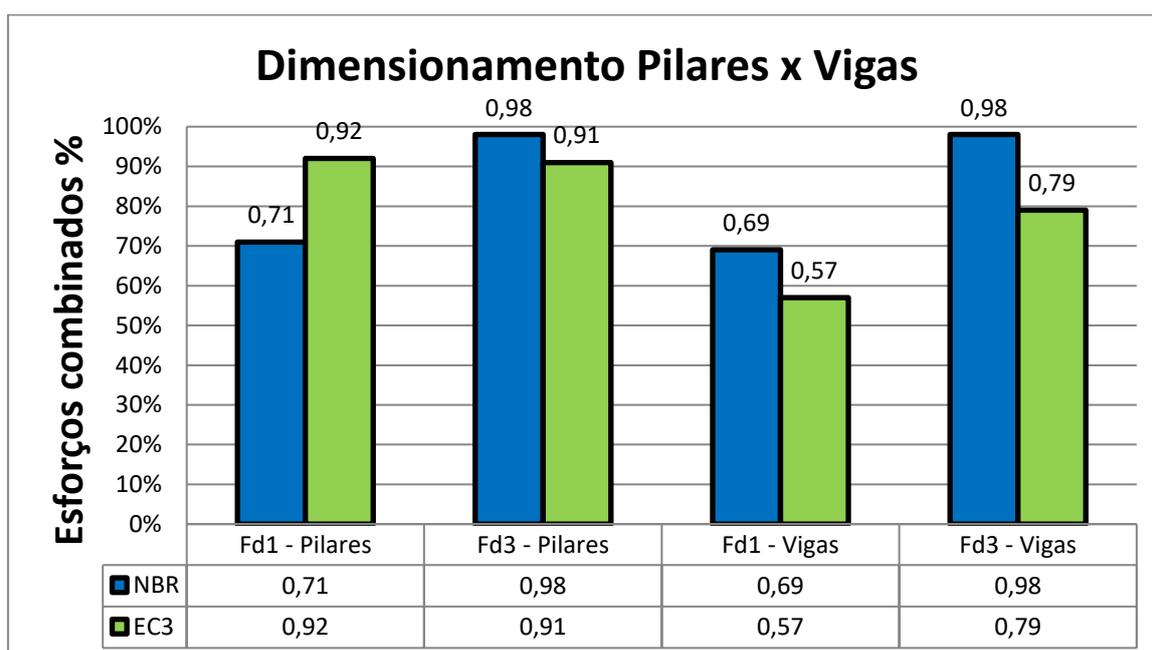
Fonte: autor (2018).

Outro aspecto importante observado refere-se quanto à diferença considerável na disponibilidade de variação de perfis no mercado. Baseia-se nisso pelo fato de que no Brasil, para um perfil com determinada geometria, existem várias opções de variações de sua espessura; enquanto que na Europa essas variações praticamente não ocorrem.

Ressalta-se também que o principal esforço que limita o dimensionamento na norma brasileira é o momento fletor, sendo esse o fator determinante para definição dos perfis utilizados. Já para a norma europeia o momento fletor também é determinante, porém em algumas combinações os esforços de compressão correspondem a cerca de 30% das solicitações dos perfis.

Os resultados dos efeitos combinados entre as solicitações de cálculo e as respectivas resistências dos perfis, para dimensionamento nas diferentes normas, foram agrupados de acordo com as combinações que proporcionaram as piores situações para a estrutura, de acordo com a Figura 36. Salienta-se que essa comparação é justificada apenas pela eficiência do elemento estrutural em relação à sua solicitação de cálculo da estrutura, servindo apenas para este tipo de análise sobre um ponto de vista de dimensionamento, não se sobrepondo ao já exposto anteriormente que comprovou que a norma brasileira apresentou resultados de forma mais conservadora em relação à norma europeia.

Figura 36 – Relação dos esforços combinados de pilares e vigas.



Fonte: autor (2018).

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho tratou da realização de uma comparação dos métodos de dimensionamento de estruturas, de acordo com as recomendações de duas diferentes normas. Através do método dos estados limites últimos da estrutura, foram analisadas as normas NBR 8800 (ABNT, 2008): Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; e Eurocódigo 3 (COMITÉ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

A metodologia se desenvolveu através do dimensionamento de um pavilhão industrial hipotético com estrutura de aço, de vão livre de 20 metros, altura da edificação de 8 metros, composto por pórticos de perfis laminados espaçados a cada 6 metros. Foram realizadas as quantificações das ações atuantes e suas respectivas combinações, conforme as recomendações das normas brasileiras e então dimensionados os perfis do pórtico que atendessem com segurança as solicitações de cargas na edificação.

Foi comprovado que pela norma brasileira os pilares do pórtico da edificação com perfil de seção W360 e peso de 79 kg/m atendem as condições de segurança da estrutura. Já pela a norma europeia, o perfil que atendeu as solicitações e forneceu a garantia de segurança aos usuários da edificação foi o IPE 330, com peso de 49,1 kg/m.

No caso das vigas do pórtico, ficou comprovado que pela norma brasileira o perfil com seção W360 e peso 44 kg/m atendeu às condições de segurança da estrutura. Da mesma forma, pela norma europeia, o perfil que atendeu às solicitações com garantia de segurança aos usuários da edificação foi o IPE 300, com peso de 42,2 kg/m.

Considerando os pilares da edificação pode se concluir que o Eurocódigo apresentou resultados com uma eficiência 37% maior em termos de peso de

estrutura em relação à NBR. No caso das vigas essa diferença não foi tão significativa, sendo que o Eurocódigo apresentou resultados com somente 4% a mais de eficiência. Analisando todos os elementos do pórtico, ou seja, pilares e vigas; a eficiência maior em termos de peso da estrutura foi da norma europeia, com cerca de 24% maior eficiência em relação à norma brasileira.

Embora os resultados tenham apresentados algumas diferenças, no geral, os critérios de dimensionamento entre ambas as normas acabaram por ser semelhantes. Dentre as verificações que tiveram parâmetros que mais divergiram de uma norma para outra foi o da definição do momento resistente de cálculo, através da definição do valor da flambagem lateral por torção.

Quanto à diferença vista entre os perfis escolhidos uma explicação mais sucinta pode ser devida ao índice de confiabilidade dos fatores de segurança das diferentes normas. Enquanto que a norma europeia utiliza um valor beta de confiabilidade igual a 3,8 a norma brasileira não menciona em nenhum momento quais os respectivos fatores em que se baseia.

Desta forma, conclui-se que o dimensionamento recomendado pela norma europeia apresentou resultados mais econômicos enquanto que, por sua vez, a norma brasileira proporcionou resultados de forma mais conservada.

Assim, pode-se dizer que os objetivos supra descritos do presente trabalho foram considerados satisfatórios, pois proporcionam um estudo dos métodos de dimensionamento e também um embasamento mais aprofundado desse importante tema, através da comparação de diferentes normas. Também cabe ressaltar que possibilitou uma reflexão crítica da importância de se atentar a pequenos detalhes no dimensionamento de estruturas metálicas, fatores esses que podem resultar em segurança ou mesmo risco aos usuários da edificação se não foram observados de forma cuidadosa e com parâmetros bem definidos.

Para trabalhos futuros fica como sugestão a busca de um método de comparação do dimensionamento considerando as ações atuantes na estrutura segundo as recomendações da norma europeia. Assim seria possível comparar de forma mais abrangente as diferentes normas. Outra sugestão seria a realização de uma comparação das verificações para os estados limites de serviços da estrutura, garantindo e analisando assim, além da segurança, o conforto dos usuários da edificação para diferentes normas.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, P. B. **Curso básico de estruturas de aço**. Belo Horizonte, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123: Forças Devidas ao vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. São Paulo, 2010.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre, 1995.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Ouro Preto, 2007.

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos**. São Paulo, 2008.

COMITE EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS. **Eurocódigo 0: bases para o projeto de estruturas**. Versão traduzida para o português. Caparica, 2009.

_____. **Eurocódigo 2: bases para o projeto de estruturas.** Portsmouth, 2002.

_____. **Eurocódigo 3: projeto de estruturas de aço.** Versão traduzida para o português. Caparica, 2010.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados.** São Paulo, 2012.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem.** São Paulo, 2008.

J. SOARES CORREIA ARMAZÉNS DE FERRO S.A. **Perfis de aço.** Disponível em: < <http://www.jsoarescorreia.pt/wp-content/uploads/1111/11/perfis.pdf>>. Acesso em: 09/06/2018 às 15h17min.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formado a frio.** Outo Preto, 2009.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008.** Rio de Janeiro, 2016.

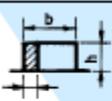
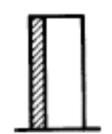
PRAVIA, Z. M. CHAMBERLAIN. **Galpões para usos gerais.** Rio de Janeiro, 2010.

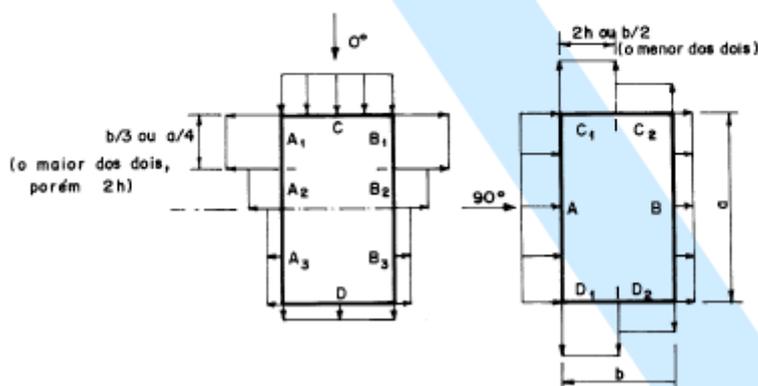
SILVA, E. L. **Estruturas compostas por perfis formados a frio – dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicações conforme ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012.** Rio de Janeiro, 2014.

XTELHAS. Disponível em: <www.xtelhas.com.br>. Acesso em: 24/03/2018 às 14h58min.

ANEXO A

Tabela 4 – Coeficientes de pressão e forma externo de paredes NBR 6123 (ABNT, 1988).

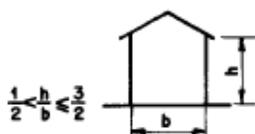
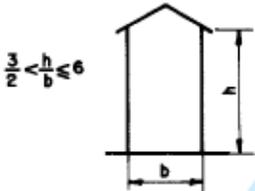
Altura relativa	Valores de C_s para								C_{pe} médio 	
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$					
	A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2		
 $0,2b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

ANEXO B

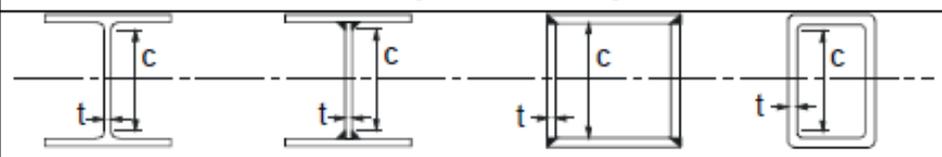
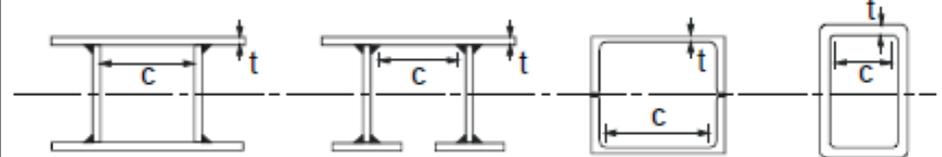
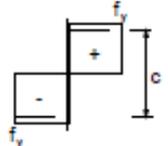
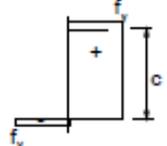
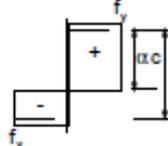
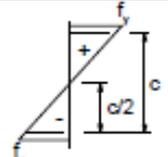
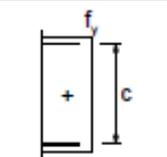
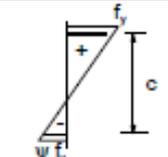
Tabela 5 – Coeficientes de pressão e forma externo para telhados com duas águas NBR 6123 (ABNT, 1988).

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	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
	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
		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				
		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: NBR 6123 (ABNT, 1988).

ANEXO C

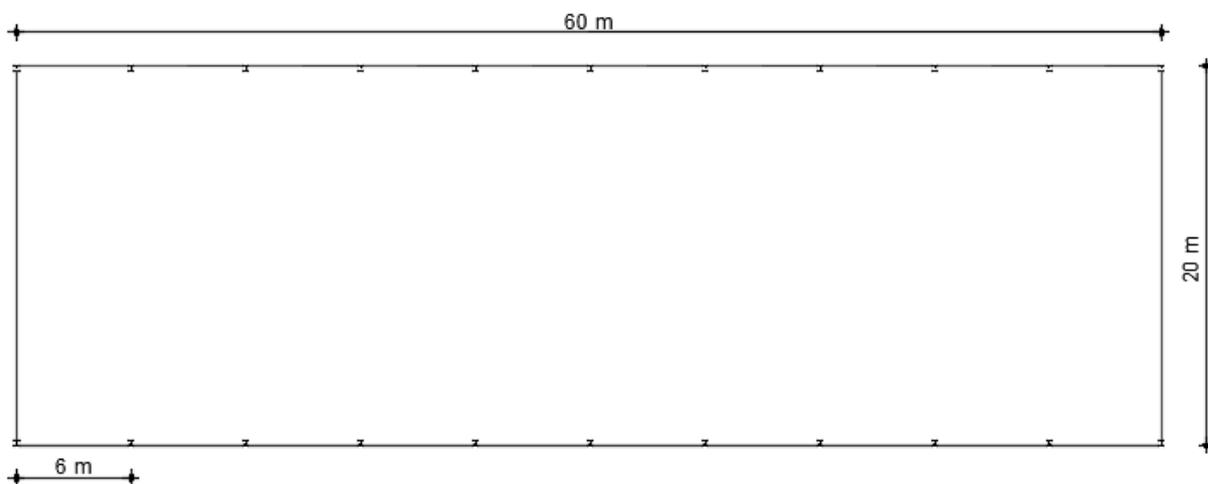
Quadro 5.2 – Limites máximos de relação largura espessura para componentes comprimidos Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

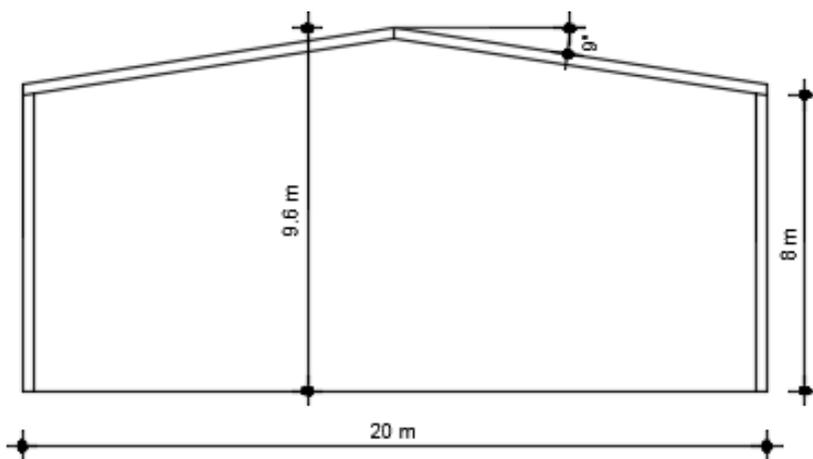
Fonte: Eurocódigo 3 (COMITÊ EUROPEU DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

APÊNDICES

APENDICE A – Planta baixa e corte da edificação.



PLANTA BAIXA

ÁREA: 1.200m²

CORTE



UNIVATES

Rua Avelino Tallini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95900-000 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09