

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Josiane Luiza Frantz

DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÃO INDUSTRIAL COM ESTRUTURA EM AÇO

Santa Cruz do Sul, dezembro de 2011

Josiane Luiza Frantz

DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÃO INDUSTRIAL COM ESTRUTURA EM AÇO

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc Valdi Henrique Spohr

Santa Cruz do Sul, novembro de 2011

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por colocar pessoas certas em meu caminho e me proporcionar à vida.

Sou grata pelo apoio e incentivo que meus familiares proporcionaram no decorrer de toda a minha vida, reconheço a colaboração de meus professores dos colegas do curso de Graduação em Engenharia.

Também agradeço, em especial, ao meu professor orientador M.Sc. Valdi Henrique Spohr, por toda a sabedoria transmitida e por ser um educador na sua essência; ao professor M.Sc. Christian Donin pelo apoio na escolha do tema e no desenvolvimento que abrange a parte teórica do tema abordado.

Ao meu namorado que sempre esteve ao meu lado me apoiando e me dando força para seguir adiante.

À empresa Capa Engenharia e a Prefeitura Municipal de Santa Cruz do Sul, pela oportunidade de estagiar, o que proporcionou um grande crescimento profissional e pessoal.

E, por fim, agradeço a todos que, de alguma forma, tenham me ensinado e apoiado na trajetória até esta conquista.

A persistência é o caminho do êxito

(Chaplin)

RESUMO

As estruturas metálicas apresentam inúmeras vantagens em relação às de concreto armado, por isso são muito utilizadas em países desenvolvidos, principalmente quando da necessidade de velocidade na execução, tendo em vista que, esse sistema construtivo proporciona muito mais agilidade nos processos. Contudo, faz-se necessário elaborar uma sequência de cálculo para facilitar no dimensionamento de uma estrutura em aço, considerado a nova norma de Projeto de estruturas de aço NBR 8800:2008, que traz como método de cálculo os estados limites. Primeiramente, após uma série de análises quanto aos aspectos construtivos e de dimensionamento, foi escolhido um modelo de pavilhão industrial, priorizando uma concepção que proporcione facilidade e rapidez na execução, pensando nisso optou-se pelo perfil de alma cheia, tendo em vista que o pavilhão terá dimensões de 15 metros de largura por 30 metros de comprimento. Posteriormente foi definido que as bases do pórtico seriam engastadas, assim como, os nós de ligação entre viga e pilar. Após definir as dimensões de perfis utilizados e do dimensionamento, serão apresentados os projetos e seus detalhamentos. Também foi comparado o consumo total de aço necessário no pavilhão em estudo com um gráfico disponibilizado pelo Ministério da Indústria e do Comércio-STI (1986) que apresentou em média um consumo de 12 % a mais de aço que na bibliografia consultada.

Palavras-chaves: NBR 8800:2008; pavilhão industrial; estruturas metálicas; perfil em alma cheia; dimensionamento.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Pavilhão industrial com estrutura em aço (Shed)	14
Figura 1.2 – Fluxograma com estratégia do trabalho	16
Figura 2.1 – Diagrama convencional σ , ϵ dos aços ASTM	21
Figura 2.2 – Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços com patamar de escoamento	21
Figura 2.3 – Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços sem patamar de escoamento	22
Figura 2.4 – Componentes que compõem uma estrutura em aço	26
Figura 2.5 – Tipos de hastes, (a) tirante, (b) coluna, (c) viga, (d) eixo da torção..	28
Figura 2.6 – Pórtico de alma cheia	30
Figura 2.7 – Pórtico treliçado – banzo paralelo	31
Figura 2.8 – Pórtico treliçado – em arco	32
Figura 2.9 – Pórtico treliçado – trapezoidal	32
Figura 2.10 – Pórtico treliçado – triangular	33
Figura 2.11 – Vista de barras de contraventamento	34
Figura 2.12 – Pavilhão industrial com mezanino e ponte rolante	35
Figura 2.13 – Vista de um Pavilhão industrial	37
Figura 2.14 – Taxa de consumo de aço para galpão leves comuns	38
Figura 3.1 – Isopletas da velocidade V_G (m/s)	52
Figura 3.2 – Elementos tracionados em estruturas	56
Figura 3.3 – Ilustração dos espaçamentos S_e entre os furos	58
Figura 3.4 – Ilustração dos valores de e_e em seção abertas	59
Figura 3.5 – Chapa plana com força de tração transmit. por solda longitudinal....	60
Figura 3.6 – Coluna de seção simples e de seção múltipla	61
Figura 3.7 – Representação gráfica	79
Figura 3.8 – Chapa de base	88
Figura 4.1 – Carga permanente a ser considerada no pórtico	90
Figura 4.2 – Sobre carga a ser considerada no pórtico.....	90

Figura 4.3 – C_{pe} para vento 0°	92
Figura 4.4 – C_{pe} para vento 90°	92
Figura 4.5 – C_{pe} para vento 0°	92
Figura 4.6 – C_{pe} para vento 90°	95
Figura 4.7 – C_{pe} de cobertura	95
Figura 4.8 – C_{pe} médio – S1	96
Figura 4.9 – C_{pe} médio – S2	96
Figura 4.10 – Caso 1: $C_{pe}(0^\circ) + C_{pi}(+0,2)$	96
Figura 4.11 – Caso 2: $C_{pe}(0^\circ) + C_{pi}(-0,3)$	97
Figura 4.12 – Caso 3: $C_{pe}(90^\circ) + C_{pi}(+0,2)$	97
Figura 4.13 – Caso 4: $C_{pe}(90^\circ) + C_{pi}(-0,3)$	97
Figura 4.14 – Hipótese I	98
Figura 4.15 – Hipótese II	99
Figura 4.16 – Combinação $F_{d,1}$	100
Figura 4.17 – Combinação $F_{d,2}$	101
Figura 4.18 – Combinação $F_{d,3}$	101
Figura 4.19 – Pórtico do galpão	101
Figura 4.20 – Diagrama de esforço axial - Combinação de carga $F_{d,1}$	102
Figura 4.21 – Diagrama de esforço cortante - Combinação de carga $F_{d,1}$	102
Figura 4.22 – Diagrama de momentos - Combinação de carga $F_{d,1}$	102
Figura 4.23 – Diagrama de esforço axial - Combinação de carga $F_{d,2}$	103
Figura 4.24 – Diagrama de esforço cortante - Combinação de carga $F_{d,2}$	103
Figura 4.25 – Diagrama de momentos - Combinação de carga $F_{d,2}$	103
Figura 4.26 – Diagrama de esforço axial - Combinação de carga $F_{d,3}$	104
Figura 4.27 – Diagrama de esforço cortante - Combinação de carga $F_{d,3}$	104
Figura 4.28 – Diagrama de momentos - Combinação de carga $F_{d,3}$	104
Figura 4.29 – Momentos atuantes: coluna A-B	111
Figura 4.30 – Momentos atuantes: viga B-C	118
Figura 4.31 – Diagramas da terça em tomo do eixo x	123
Figura 4.32 – Diagramas da terça em tomo do eixo y	123
Figura 4.33 – Diagramas da terça em tomo do eixo x	124
Figura 4.34 – Diagramas da terça em tomo do eixo y	124
Figura 4.35 – Diagramas da terça em tomo do eixo x	134
Figura 4.36 – Diagramas da terça em tomo do eixo y	134

Figura 4.37 – Diagramas da terça em torno do eixo y	134
Figura 4.38 – Diagramas da terça em torno do eixo x	135
Figura 4.39 – Esforços na placa de base	14

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades mecânicas do aço	20
Tabela 2.2 - Especificações mais utilizadas de aço	22
Tabela 2.3 - Perfis mais utilizados conforme solicitação	27
Tabela 3.1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações	45
Tabela 3.2 - Valores dos fatores de combinação e redução para as ações variáveis	46
Tabela 3.3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências	50
Tabela 3.4 - Definição da categoria do terreno	53
Tabela 3.5 - Definição da classe de edificação.....	54
Tabela 3.6 - Definição dos parâmetros meteorológicos	54
Tabela 3.7 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	54
Tabela 3.8 - Valores de χ em função do índice de esbeltez λ_0	62
Tabela 3.9 - Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados	65
Tabela 3.10 - Valores para $\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$	67
Tabela 3.11 - Parâmetros referente ao momento fletor resistente.....	72
Tabela 4.1 –Consumo médio de aço	152

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
FLA	Flambagem na alma
FLM	Flambagem na mesa
FLT	Flambagem total
MPa	Mega Pascal
NBR	Denominação de Norma da ABNT
SAE	Sociedade Americana de Engenharia

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	17
1.2	Objetivos do trabalho	17
1.2.1	Objetivo Geral.....	17
1.2.2	Objetivos específicos.....	17
1.3	Delimitações	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	Considerações iniciais.....	18
2.1.1	Vantagens da estrutura em aço.....	19
2.1.2	Desvantagens da estrutura em aço.....	19
2.2	Propriedades dos aços	19
2.2.1	Constantes físicas dos aços estruturais.....	20
2.2.2	Curva tensão deformação dos aços estruturais.....	21
2.2.3	Denominação, composição e classificação dos aços.....	22
2.3	Definições dos elementos estruturais	24
2.3.1	Pórticos transversais (colunas e tesouras).....	24
2.3.2	Cobertura e tapamento lateral	25
2.3.3	Terças.....	25
2.3.4	Travessas ou longarinas.....	25
2.3.5	Tirantes.....	25
2.3.6	Barras Rígidas	26
2.3.7	Contraventamentos	26
2.3.8	Hastes e Placas.....	28
2.4	Tipos de Pórticos transversais.....	30
2.4.1	Pórticos de Alma Cheia	30
2.4.2	Pórticos Treliçados	31
2.5	Elementos para estabilização longitudinal da estrutura	34
2.6	Aspectos relevantes no Projeto de um Pavilhão industrial em Aço	35
2.7	Arranjos estruturais.....	37

2.8 Parâmetros de comparação entre sistemas.....	38
3 METODOLOGIA.....	40
3.1 Considerações iniciais	
3.2 Projeto.....	40
3.2.1 Concepção.....	40
3.2.2 Critérios de dimensionamento	41
3.2.3 Detalhamento	41
3.3 Modelo estrutural	41
3.4 Dimensionamento	41
3.4.1 Condições usuais relativa aos estados-limites últimos (ELU).....	42
3.4.2 Condições usuais relativa aos estados-limites de serviço (ELS)	43
3.4.3 Ações atuantes na estrutura	43
3.4.4 Coeficiente de ponderação das ações.....	44
3.4.5 Combinações das ações.....	48
3.4.6 Combinações de serviço.....	49
3.4.7 Valores das resistências	49
3.4.8 Forças devidas ao vento em edificações	52
3.4.9 Tração.....	57
3.4.10 Compressão	62
3.4.11 Flexão	70
3.4.12 Flexão composta	82
3.4.13 Tipos de ligações.....	84
3.4.14 Base do Pilar	91
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	94
4.1 Cargas adotadas.....	94
4.1.1 Cargas permanentes	94
4.1.2 Cargas acidentais – Sobrecarga.....	95
4.1.3 Cargas acidentais – Vento.....	96
4.1.4 Combinações para estados limites últimos.....	105
4.2 Dimensionamento da coluna.....	111
4.2.1 Solicitações de cálculo.....	111
4.2.2 Pré-dimensionamento da coluna	111
4.2.3 Verificações de cálculo	112
4.2.4 Verificação da capacidade a compressão	113
4.3 Dimensionamentos das vigas	122

4.3.1	Verificação da esbeltez.....	122
4.3.2	Verificação da capacidade à compressão	123
4.3.3	Verificação da capacidade à flexão	124
4.3.4	Verificação da capacidade ao cisalhamento.....	127
4.3.5	Verificação da atuação simultânea	127
4.4	Verificações dos deslocamentos horizontais e verticais	128
4.5	Dimensionamento das terças de cobertura.....	128
4.5.1	Ações atuantes	128
4.5.2	Combinação das cargas.....	129
4.5.3	Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo x	133
4.5.4	Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y	136
4.5.5	Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo x.....	138
4.5.6	Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo y	139
4.5.7	Verificação da atuação simultânea	139
4.5.8	Verificação da flecha nas terças de cobertura.....	140
4.6	Dimensionamento das terças laterais	141
4.6.1	Ações atuantes	141
4.6.2	Combinação das cargas.....	141
4.6.3	Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y	144
4.6.4	Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo y	146
4.6.5	Verificação da atuação simultânea	147
4.7	Dimensionamento dos Tirantes de cobertura	148
4.7.1	Força de tração resistente	148
4.7.2	Cargas atuantes nos tirantes da cobertura.....	149
4.8	Dimensionamento dos tirantes de tapamento lateral	150
4.8.1	Cargas atuantes nos tirantes do tapamento lateral.....	150
4.9	Dimensionamento dos elementos de contraventamento de cobertura	151
4.10	Dimensionamento dos elementos de contraventamento vertical.....	152
4.11	Dimensionamento da placa de base	153
4.12	Dimensionamento dos chumbadores da chapa de base.....	155
4.13	Dimensionamento da solda de ligação na base do pilar	158
4.14	Dimensionamento das ligações.....	159
4.14.1	Dimensionamento das ligações no centro da coluna.....	159
4.14.2	Dimensionamento das ligações no encontro da viga com a coluna	160
4.15	Quantidade de aço na estrutura	161
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	162

5.1 Sugestões para trabalhos futuros	163
REFERÊNCIAS.....	164
ANEXOS	166
ANEXO A.....	167
ANEXO B.....	168
ANEXO C.....	169
ANEXO D.....	170
ANEXO E.....	171
ANEXO F.....	172
ANEXO G.....	173

1 INTRODUÇÃO

A construção civil, nos dias de hoje, é considerada como um dos mercados mais competitivos. Procuram-se soluções eficientes, econômicas, duráveis e que sejam executadas nos prazos necessários. Sabendo-se dessas necessidades é que entram as construções em aço, ou seja, as estruturas metálicas.

Em Chaves (2007) tem-se o respaldo da construção em aço que contempla ainda outras características deste sistema construtivo:

O processo para construções em estruturas em aço se destaca, pois o aço tem uma maior resistência mecânica se comparada a outros materiais. É um dos processos construtivos mais velozes e é o que suporta os maiores vãos. Por isso são muito utilizados principalmente em indústrias e supermercados que precisam de grandes vãos e velocidade na execução e também é bastante utilizado em ginásios, pavilhões, telhados, torres, guindastes, escadas, passarelas, pontes, garagens, hangares, depósitos, lojas entre outros. (CHAVES, 2007, p.1).

Segundo Chaves (2007), também se deve destacar que estrutura em aço causa uma grande redução nos gastos com as fundações. Muitas vezes as construções em aço são pavilhões de um pavimento com uma ampla área construída, conforme pode ser analisado na Figura 1.1.

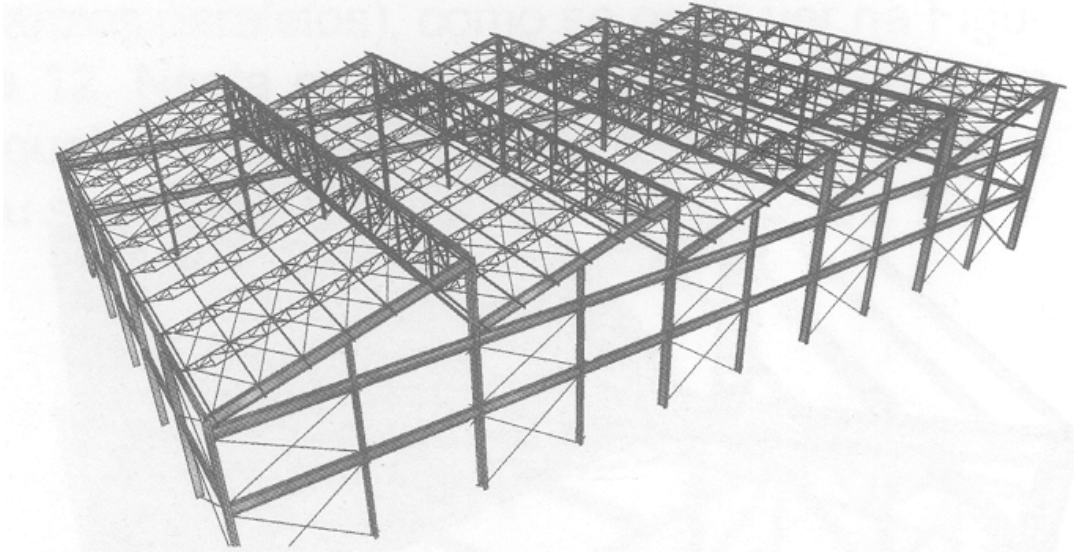


Figura 1.1 – Pavilhão industrial com estrutura em aço (Shed).
Fonte: Galpões para usos gerais (2010, p.14).

A grande procura de soluções que proporcionem menores custos faz com que o mercado competitivo para essa área esteja cada vez mais abrangente. Assim, busca-se cada vez mais soluções tecnológicas que proporcionem uma construção mais racional.

Com o grande avanço tecnológico pode-se fazer simulações do arranjo estrutural antes mesmo de se tomar qualquer decisão quanto ao tipo de estrutura a ser utilizada.

Bellei (2003, p.1) fala um pouco da história do aço:

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego estrutural foi feito na França por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro de Palais Royal, e na Inglaterra, em 1757, onde se fez uma ponte de ferro fundido. Porém, a sua grande utilização em edifícios deu-se em 1880 nos estados Unidos, principalmente em Chicago. O início da fabricação do ferro no Brasil deu-se por volta de 1812. Acredita-se que a primeira obra a usar ferro pudlado, fundido no Brasil, no estaleiro Mauá, em Niterói, RJ, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no Estado do Rio de Janeiro[...].

Este trabalho aborda todos os aspectos que influenciam no dimensionamento de uma estrutura em aço de um pavilhão industrial. Primeiramente apresentam-se os aspectos relevantes para escolha de um perfil¹. Após, é escolhido o perfil que

¹ Perfil: delineamento de um objeto visto de um dos lados.

proporcione mais velocidade na execução do pavilhão, e por último é feito todo o dimensionamento da estrutura sempre levando em conta as normas estabelecidas em 2008. Também será quantificado o consumo de aço no pavilhão em estudo e comparado com a taxa média da bibliografia Ministério da Indústria e do Comércio-STI (1986).

A fim de esclarecer o real intuito deste trabalho, na *Figura 1.2* apresenta-se um fluxograma esquemático dos passos necessários para o desenvolvimento do mesmo:

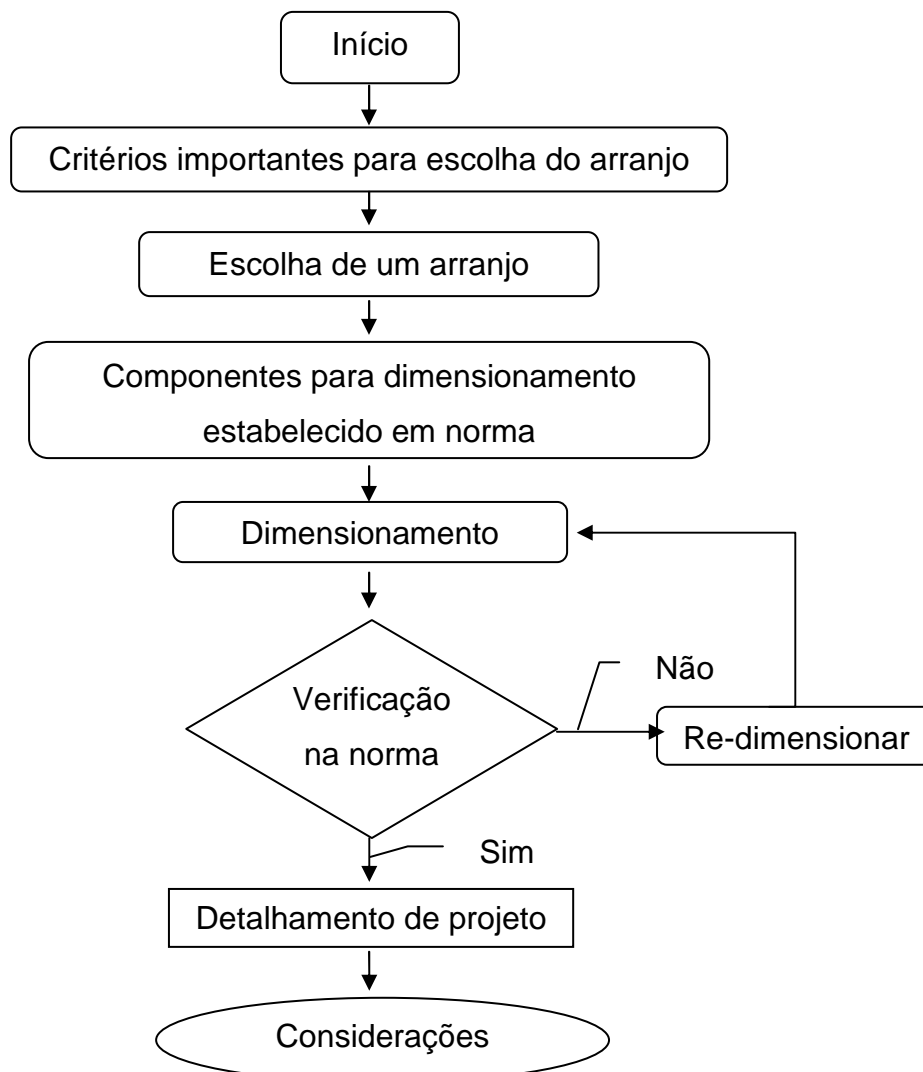


Figura 1.2 – Fluxograma com estratégia do trabalho.
Fonte: próprio autor.

1.1 Justificativa

As estruturas metálicas são soluções eficientes com grande poder de reaproveitamento. Apresentam material de alta resistência e rapidez na execução. Considerando-se o pouco uso, em contraponto com os benefícios deste tipo de estrutura, faz-se necessário realizar um estudo aprofundado sobre estrutura em aço.

1.2 Objetivos do trabalho

Os objetivos deste trabalho estão classificados em objetivos gerais e objetivos específicos.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é através da nova norma de aço NBR 8800:2008 elaborar uma sequência de cálculo para facilitar no dimensionamento de uma estrutura.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são avaliar os tipos mais usuais de estruturas em aço, e a partir daí escolher um modelo estrutural que se apresente mais rápido para

fabricação e montagem *in loco*. Assim, desenvolver todo o dimensionamento do projeto, sempre considerando a NBR 8800:2008 e apresentar os resultados encontrados e por fim comparar a taxa total de aço necessário no pavilhão em estudo com um gráfico disponibilizado pela MIC-STI (1986) que apresenta em média a taxa de consumo de aço em função da área quadrada do pavilhão e o vão do mesmo.

1.3 Delimitações

Este trabalho delimita-se em desenvolver todo o dimensionamento de um pavilhão industrial com estrutura em aço, considerando todos os itens estipulados em Normas Técnicas Brasileiras atualizadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Segundo Chaves (2001), há alguns anos a estrutura em aço tornou-se mais usual em projetos de Pavilhões industriais por todo o Brasil, competindo diretamente com os projetos em estruturas pré-fabricadas de concreto. Nesse sentido, vem ganhando espaço uma vez que disponibiliza de muitas vantagens.

Os pavilhões industriais podem ser construídos com vários tipos de estruturas como madeira, concreto armado e alumínio. Entretanto, devido à grande resistência mecânica e a velocidade na execução, a estrutura em aço está em primeiro lugar nesse tipo de solicitação.

As estruturas em aço abrangem quase todo o mercado de pavilhões de um pavimento e é constituído por pórticos planos espaçados por cobertura na sua parte superior e nos seus fechamentos laterais.

2.1.1 Vantagens da estrutura em aço

Segundo Bellei (2003), as principais vantagens da utilização da estrutura em aço são as seguintes:

- a) Alta resistência do material nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão e etc);
- b) Os elementos em aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho;
- c) São fabricados em oficina;
- d) Tem-se a possibilidade de desmontar as estruturas e posteriormente montá-las em outro local;
- e) Também podem ser reaproveitados os materiais que ficarem em estoque, ou mesmo as sobras de obra.

2.1.2 Desvantagens da estrutura em aço

Segundo Bellei (2003), a principal desvantagem que pode-se destacar é que os elementos de aço carbono é suscetível a corrosão, o que requer que eles sejam cobertos com uma camada de tinta, ou seja, deve-se empregar um outro método para proteção.

Também deve ser lembrado que a estrutura em aço, quando exposta ao fogo, perde suas propriedades de resistência, o que se torna uma das maiores desvantagens da mesma.

2.2 Propriedades dos aços

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p.16), as características físicas que podem ser adotadas em todos os tipos de aços estruturais que estejam na faixa normal de temperatura atmosférica são:

- a) Ductibilidade: é a capacidade que o material tem de se deformar quando da existência de ações de cargas e vai até o material atingir a sua ruptura.
- b) Fragilidade: é exatamente o oposto do material dúctil; o material se torna frágil quando expostos a diversos agentes como baixas temperaturas, entre outros.
- c) Resilência e Tenacidade: essas propriedades são diretamente relacionadas à capacidade que o material tem em absorver energia mecânica.
- d) Dureza: é a resistência ao risco (ou abrasão).
- e) Fadiga: é uma medida feita em ensaio estático, pois é a resistência à ruptura do material.
- f) Elasticidade: é a capacidade de um material ter grandes deformações antes do escoamento.

2.2.1 Constantes físicas dos aços estruturais

Segundo a NBR 8800:2008, para efeitos de cálculo adotam-se os seguintes valores de propriedades mecânicas:

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas do aço

Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade	$E = 200.000 \text{ Mpa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$
Massa específica	$\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Modulo de elasticidade transversal	$G = 77.000 \text{ Mpa}$

Fonte: NBR 8800 (2008, p.13).

2.2.2 Curva tensão deformação dos aços estruturais

Para Pfeil e Pfeil (2009), nas aplicações estruturais as grandezas utilizadas com mais frequência são as tensões (σ) e as deformações (ϵ).

Pfeil e Pfeil (2009, p.11) explicam as sollicitações de uma haste:

Uma haste reta sollicitada por uma força F , aplicada na direção do eixo da peça. Esse estado de sollicitação chama-se tração simples. Dividindo a força F pela área A da seção transversal, obtemos a tensão normal σ . Expressa na fórmula $\sigma = \frac{F}{A}$. Este é um exemplo de tração simples, as tensões são iguais em todos os pontos da seção transversal. Sob o efeito da força F de tração simples, o segmento da barra de comprimento inicial l_0 se alonga passando a ter o comprimento $l_0 + \Delta l$. Denomina-se alongamento unitário ϵ (deformação) a relação: $\epsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$.

Segundo Bellei (2003), as propriedades mecânicas dos aços estruturais que descrevem a sua resistência, ductibilidade são dadas em termos de comportamento em ensaios de tração simples. Pode-se verificar tudo através das Figuras 2.1, 2.2 e 2.3.

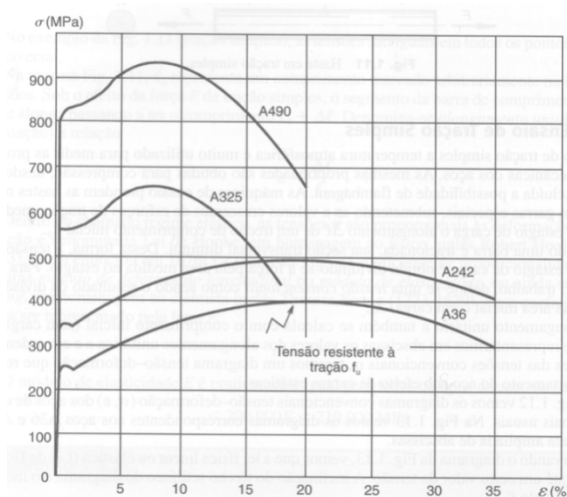


Figura 2.1 – Diagrama convencional σ , ϵ dos aços ASTM A36, A242, A325 e A490.

Fonte: Pfeil e Pfeil (2008, p.14).

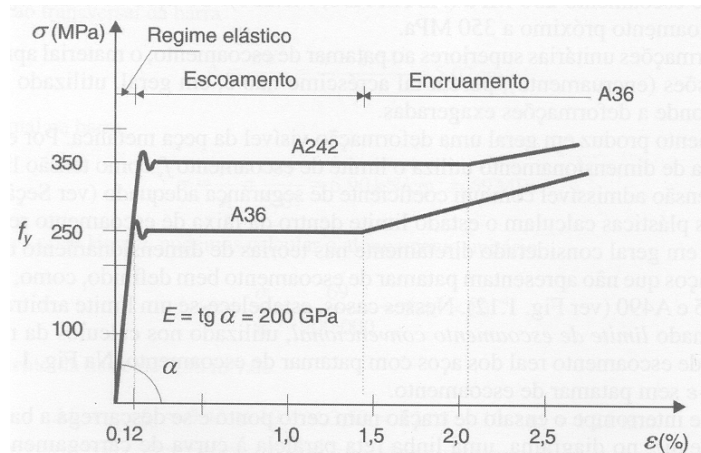


Figura 2.2 – Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços com patamar de escoamento.

Fonte: Pfeil e Pfeil (2008, p.14).

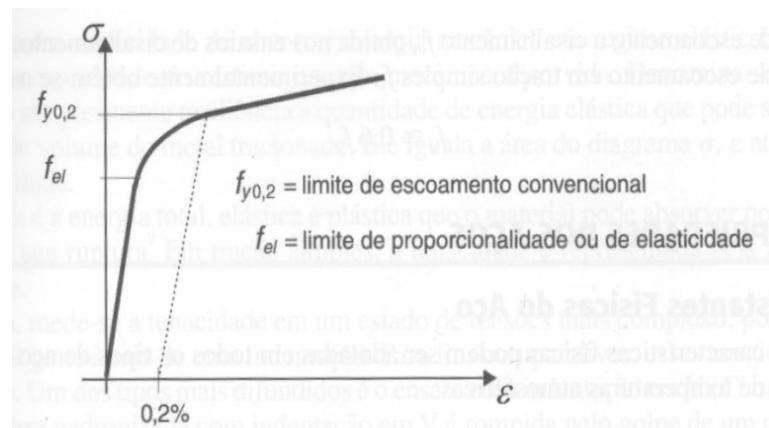


Figura 2.3 – Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços sem patamar de escoamento.

Fonte: Pfeil e Pfeil (2008, p.15).

2.2.3 Denominação, composição e classificação dos aços

2.2.3.1 Especificações

Na Tabela 2.2 estão as especificações dos produtos mais utilizados. São apresentados os aços normatizados pela ABNT que possuem um escoamento igual ou superior a 250 MPa e também os aços normatizados pela ASTM, DIN e SAE.

Tabela 2.2 – Especificações mais utilizadas de aço

Especificações	Classificação química	Grupo ou grau	fy (Mpa)	fu (Mpa)	Aplicações e observações
NBR 6648	Aço carbono	CG 26	255	410	chapas grossas
		CG 28	275	440	
NBR 6649 e NBR 6650	Aço carbono	CF 26	260	400	chapas finas laminadas a frio e a quente
		CF 28	280	440	
		CF 30	300	490	
NRR 5000	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	G-30	300	415	chapas grossas
		G-35	345	450	
		G-42	415	520	
		G-45	450	550	
NBR 5004	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	F-32/Q-32	310	410	chapas finas
		F-35/Q-35	340	450	
		Q-40	380	480	
		Q-42	410	520	
		Q-45	450	550	
NBR 5008	Aços de baixa liga e alta resistência	CGR 400	250	380	chapas grossas
		CGR 500	370	490	
NRB 5920 e NBR 5921	Aços de baixa liga e alta resistência	CFR 400	250	380	chapas finas
		CFR 500	310/370	450/490	
NBR 8261	Aço carbono	B	290/317	400	tubos
		C	317/427	427	
ASTM A36	Aço carbono		250	400	geral
ASTM A500	Aço carbono	A	230	310	perfis tubulares
		B	290	400	
ASTM A572	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	42	290	415	perfis, chapas e barras
		50	345	450	
		60	415	485	
		65	450	520	
ASTM A992	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica		345 a 450	450	perfis
ASTM A242	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica, resistência a corrosão		345	480	perfis, chapas e barras
			315	460	
			290	435	
ASTM A588	alta resistência mecânica e a corrosão atmosférica		345	485	perfis
DIN ST-37	Aço carbono		240	370	geral
DIN ST-52	alta resistência mecânica		360	520	geral
SAE 1006	Aços carbonos	Não estruturais	160	280	chapas, barras redondas
1008			170	300	
1010			180	330	

1020			240	390	
------	--	--	-----	-----	--

Fonte: Elementos de estrutura em aço (2008, p.10).

2.2.3.2 Classificação

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), quanto à composição química os aços utilizados em estruturas se dividem em dois grupos:

- **Aços-carbono:** é o tipo mais utilizado; o carbono produz o aumento da resistência em relação ao ferro puro.
- **Aços de Baixa Liga:** é aço-carbono aquele que recebe aditivo de elementos com liga (como, por exemplo, o manganês, colúmbio, níquel, fósforo, vanádio, cobre, molibdênio, zircônio), que faz com que o aço melhore suas propriedades mecânicas.

Aços com tratamento térmico

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p.11), os dois grupos de aço (aço-carbono e aços de baixa liga) podem sofrer um tratamento térmico. E esse tratamento faz com que aumente a resistência do aço.

2.3 Definições dos elementos estruturais

2.3.1 Pórticos transversais (colunas e tesouras)

São importantes para suprir as ações transversais da estrutura transferindo-as para as fundações. Apresentam-se como coberturas em vigas-tesoura compostas por perfis, tipo "I" ou treliçados, como tesouras por exemplo. Existem dois tipos que

são: de alma cheia ou treliçados. Sua seção é constante ou também pode ser variável.

2.3.2 Cobertura e tapamento lateral

A cobertura e o tapamento são o que fazem o fechamento da construção. Possuem o objetivo de proteger a edificação contra as intempéries do tempo. São executados com telhas metálicas (pode ser em aço em alumínio) e também em alvenaria.

2.3.3 Terças

As terças são as vigas que compõem a cobertura da edificação que é o que segura às telhas de cobertura. São as terças que fazem a transmissão da sobrecarga da cobertura e as ações do vento para os pórticos transversais. Sua execução é conformada a frio ou podem ser laminados. Tem a função de montante de contraventamento.

2.3.4 Travessas ou longarinas

As travessas são as vigas laterais e sua execução é conformada a frio ou pode ser laminados. Tem a função de transmitir as cargas para as colunas. Tem função de fazer o apoio do tapamento lateral.

2.3.5 Tirantes

Os tirantes têm seu formato circular. A função é de reduzir os vãos entre as terças e travessas, assim, possibilitando uma melhor trabalhabilidade a tração.

2.3.6 Barras Rígidas

As barras rígidas suprimem os esforços à compressão e normalmente são formadas por cantoneiras simples, cantoneiras duplas ou com perfil laminado do tipo I. Essa barra faz o travamento do banzo superior.

2.3.7 Contraventamentos

Os contraventamentos são executados com barras de aço. Servem para estabilizar a estrutura na posição longitudinal e transmitem os esforços para a fundação. Normalmente tem um formato circular e sua disposição é na forma de X. Seus esforços de compressão podem ser desprezados, pois ele é insignificante para as barras.

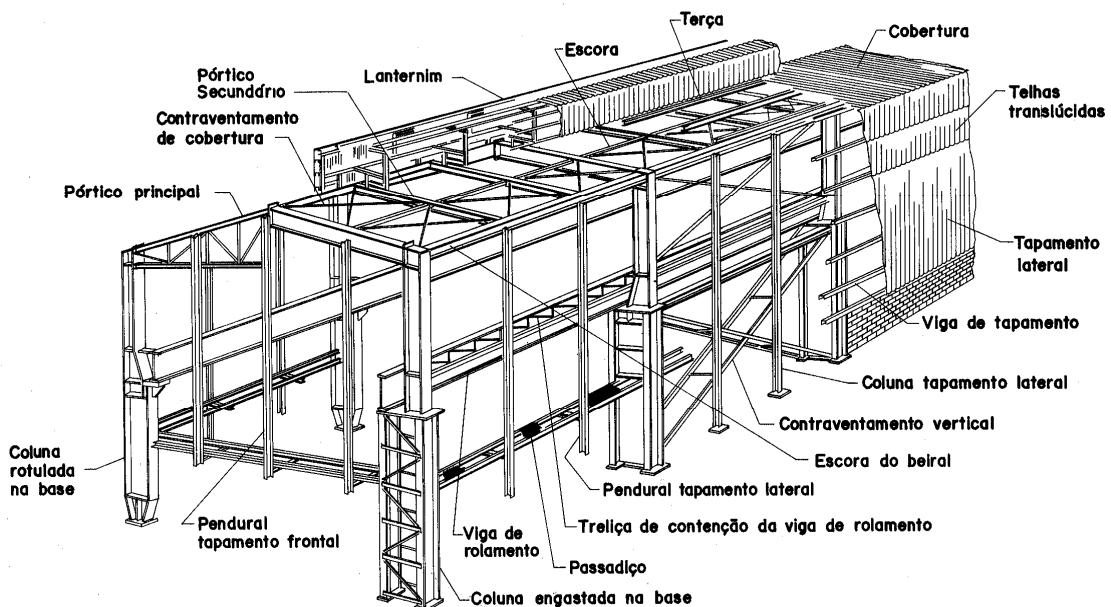


Figura 2.4 – Componentes que compõem uma estrutura em aço.

Fonte: Bellei (2003, p.125)

Tabela 2.3 – Perfis mais utilizados conforme solicitação.

Elementos Estruturais	Solicitações						Tipos de Materiais Empregados	
	Tração	Compressão	Flexão		Cisalhamento	Fadiga		Verificação Deformação
			S	D				
Terças			x	x			x	
Escoras do Beiral		x	x	x			x	
Tirantes	x							Ø Barra Redonda
Cumeeira			x	x			x	
Vigas de Tapamento				x			x	
Colunas de Tapamento	x	x	x				x	
Contrav. Horizontais	x	x						Ø L-section, T-section, I-section, and cross-section.
Contrav. Verticais	x	x						Ø L-section, T-section, I-section, and I-section.
Placas de Base		x	x					Chapas
Chumbadores	x				x			Ø
Tesouras	x	x					x	L-section, T-section, I-section, cross-section, I-section, and channel.
Vigas do Pórtico		x	x		x		x	I-section, square tube, and square tube.
Vigas Int. do Pórtico			x		x		x	I-section and square tube.
Colunas	x	x	x	x			x	I-section, I-section, square tube, H-section, and H-section.
Vigas de Rolamento		x	x	x	x	x	x	I-section, I-section, T-section, and T-section.
Juntas Soldadas	x	x	x	x	x	x		
Juntas Parafusadas	x	x			x	x		

Fonte: Bellei (2003, p.127).

2.3.8 Hastes e Placas

2.3.8.1 Hastes

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), os principais elementos estruturais são:

- elementos lineares alongados, denominados hastes ou barras;
- elementos bidimensionais, geralmente denominados elementos planos. São constituídos por placas ou chapas.

As hastes formam elementos alongados cujas dimensões transversais são pequenas em relação ao comprimento. Dependendo da solicitação predominante, as hastes podem ser classificadas em: tirantes (tração axial), colunas ou escoras (compressão axial), vigas (cargas transversais provocando momentos fletores e esforços cortantes) e eixos (torção). Quando as solicitações de tração ou compressão são aplicadas segundo o eixo da haste, isto é, segundo a linha formada pelos centros de gravidade das seções, as tensões internas de tração ou compressão se distribuem uniformemente na seção transversal. Quando a haste esta sujeita a cargas transversais, os esforços predominantes são momentos fletores e esforços cortantes, os quais dão origem, respectivamente, a tensões normais de flexão (σ_{BC}, σ_{BT}) e tensões de cisalhamento (τ). (PFEIL E PFEIL, 2009, p.25)

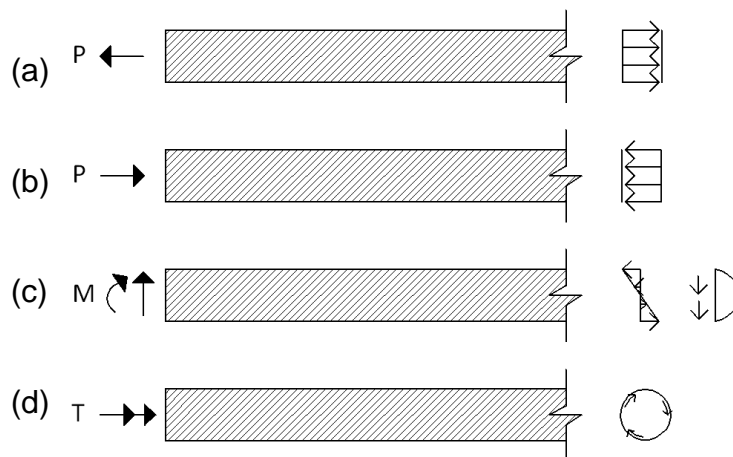


Figura 2.5 – Tipos de hastes, (a) tirante, (b) coluna, (c) viga, (d) eixo da torção. Fonte: Pfeil e Pfeil (2009, p.25).

2.3.8.2 Placas

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), as placas são elementos de espessura pequena em relação à largura e o comprimento. São utilizadas ora isoladamente ora como elemento constituinte de sistema plano, ou ainda espacial.

2.4 Tipos de Pórticos transversais

Para se fazer a escolha do arranjo estrutural (perfil, detalhes construtivos e ligações) de uma edificação, consideram-se vários aspectos construtivos da estrutura em um contexto geral. Como por exemplo, deve ser analisada a distância necessária entre pórticos (que é em função da utilização da edificação), deve atender os aspectos economia e segurança, e principalmente o consumo de aço que será necessário. (CHAVES, 2007).

O menor espaçamento entre pórticos facilita na melhor distribuição de carga entre os elementos estruturais secundários do pavilhão, porém aumenta a quantidade de pórticos, bases e fundações. Já na utilização de espaçamentos maiores é necessário que tenham mais elementos secundários de cobertura, mas diminui a quantidade de pórticos, bases e fundações (CHAVES, 2007).

Existem dois tipos de pórticos transversais que são os pórticos com perfis de alma cheia e os pórticos com perfis treliçados. O perfil de alma cheia é uma barra em forma de I e o perfil treliçado são várias barras, sendo compostas por banzos, montantes e diagonais.

2.4.1 Pórticos de Alma Cheia

Esse modelo estrutural tem várias vantagens. Exige uma altura pequena, sua melhor estética, facilidade na sua limpeza, pintura e na conservação, facilidade na fabricação, pois têm poucos elementos diferenciados, é rápido de ser montado, entre outras inúmeras vantagens. Pode-se dizer que é o processo mais rápido para execução (CHAVES, 2007).

Segundo Chaves (2007), geralmente são utilizados perfis laminados ou soldados com sua inércia constante. Os perfis com inércia constante têm peso menor e se encontram com facilidade em siderúrgicas, porém ainda se tem certa dificuldade em encontrar perfis com dimensões menores.

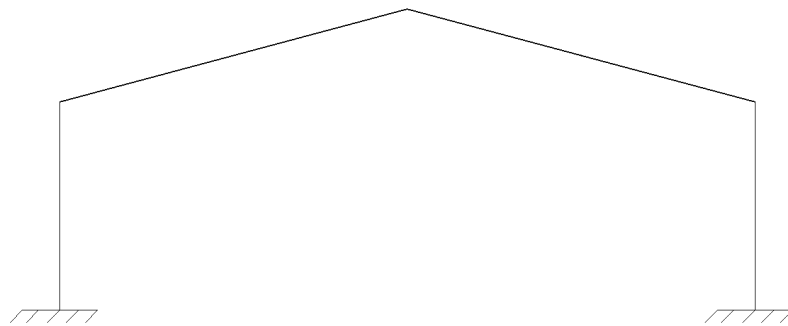


Figura 2.6 – Pórtico de alma cheia.
Fonte: Chaves (2007, p.20).

2.4.2 Pórticos Treliçados

Esse modelo estrutural tem várias vantagens como grande eficiência estrutural, e os equipamentos necessários para fabricação são simples.

Podem ser divididos em quatro tipos: Pórticos treliçados com banzo paralelo, em arco, trapezoidal e triangular.

2.4.2.1 Pórtico Treliçado – banzo paralelo

Segundo Chaves (2007), o pórtico treliçado tem sistema muito parecido com a treliça em arco. E suas diagonais e montantes são todas com o mesmo tamanho, dessa forma facilitando o processo de fabricação. No pórtico treliçado há esforços significativos no topo da coluna, assim como acontece com o pórtico treliçado em arco.

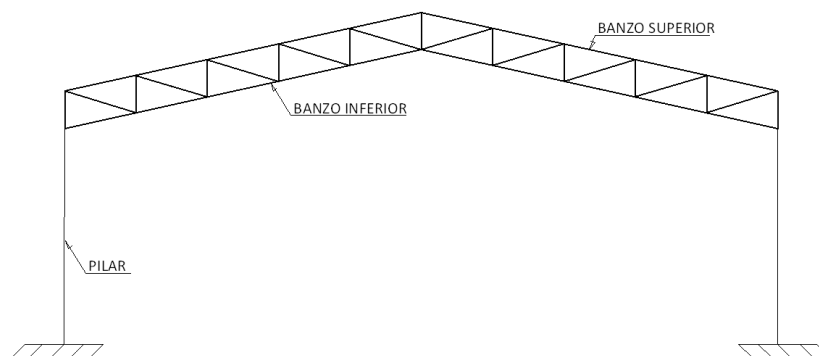


Figura 2.7 – Pórtico treliçado – banzo paralelo.
Fonte: Chaves (2007, p.21).

2.4.2.2 Pórtico Treliçado – em arco

O pórtico treliçado em arco pode ser executado com ou sem coluna, sendo que os mais utilizados são arcos apoiados e contínuos com as colunas.

Normalmente seus banzos são paralelos. Sua fabricação é muito trabalhosa, pois é necessário que sejam feitas formas específicas assim aumentando o tempo de execução.

Segundo Chaves (2007), em muitos casos, o arco atirantado pode ser muito econômico, assim como carregamentos no sentido vertical na direção da gravidade sejam predominantes. Mas em casos de acontecer inversão de carregamento o arco pode se fechar e o tirante não terá mais nenhuma finalidade.

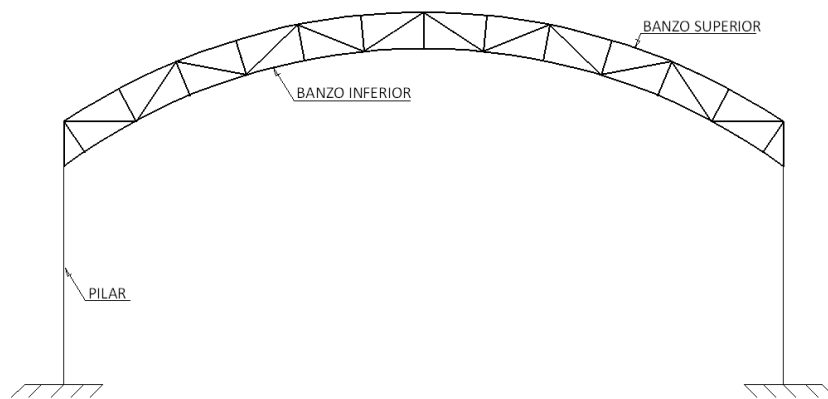


Figura 2.8 – Pórtico treçado – em arco.
Fonte: Chaves (2007, p.20).

2.4.2.3 Pórtico Treçado – trapezoidal

Esse tipo de pórtico tem um bom desempenho estrutural. Devido à extremidade do pórtico estar diretamente ligado com a coluna ocorre uma grande rigidez entre viga e coluna. Porém com esse modelo, devido à grande diferenciação de peças, torna-se mais longo o prazo de execução que o processo de alma cheia. (CHAVES, 2007).

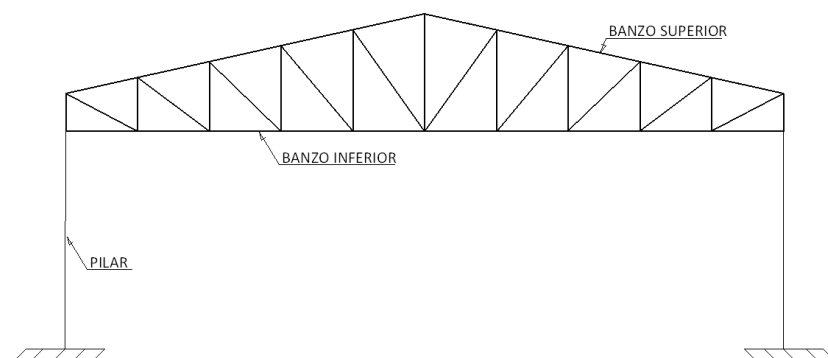


Figura 2.9 – Pórtico treçado– trapezoidal.
Fonte: Chaves (2007, p.21).

2.4.2.4 Pórtico Treliçado – triangular

Por terem pequeno ângulo junto aos apoios, exigem que os vãos sejam pequenos. Seus detalhes construtivos não são muito favoráveis a grandes esforços no banzo superior próximo ao apoio. Sua eficiência estrutural é muito limitada, pois suporta somente os esforços de cobertura, uma vez que é rotulada nos apoios e não contribui para o enrijecimento do pórtico transversal (CHAVES, 2007).

Assim como o modelo de pórtico trapezoidal, devido à grande diferenciação de peças, torna-se mais longo, neste caso, o prazo de execução no que no processo de alma cheia.

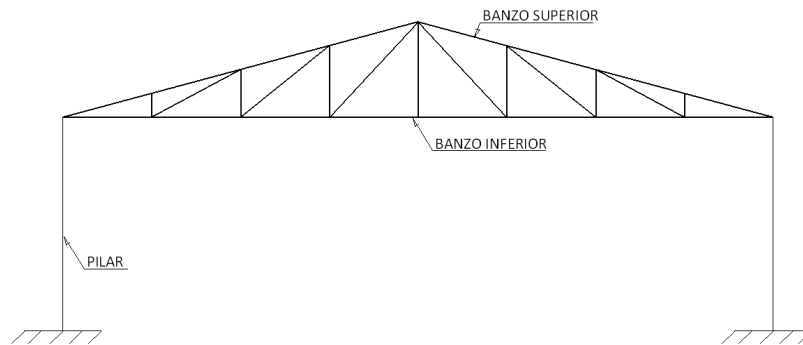


Figura 2.10 – Pórtico treliçado– triangular.

Fonte: Chaves (2007, p.20).

2.5 Elementos para estabilização longitudinal da estrutura

Para que se consiga uma estabilização longitudinal da estrutura são necessárias algumas medidas que possam garantir a estabilidade do conjunto. Para que seja possível é preciso que haja elementos (estruturas) que façam a estabilização longitudinalmente. (CHAVES, 2007).

Segundo Bellei (2003), geralmente nos casos de pavilhões são utilizados os contraventamentos horizontais (plano da cobertura) e verticais (plano das laterais) que suprimem esses esforços longitudinais que são as ações do vento e ponte

rolante, entre outros. Esses contraventamentos fazem a transferências dos esforços para as fundações.

O contraventamento, além de suprir esses esforços, ainda serve, juntamente com as terças de apoio, para a cobertura do pavilhão. Existem várias formas de contraventamentos, mas a forma de X é mais utilizada e é mais econômica.

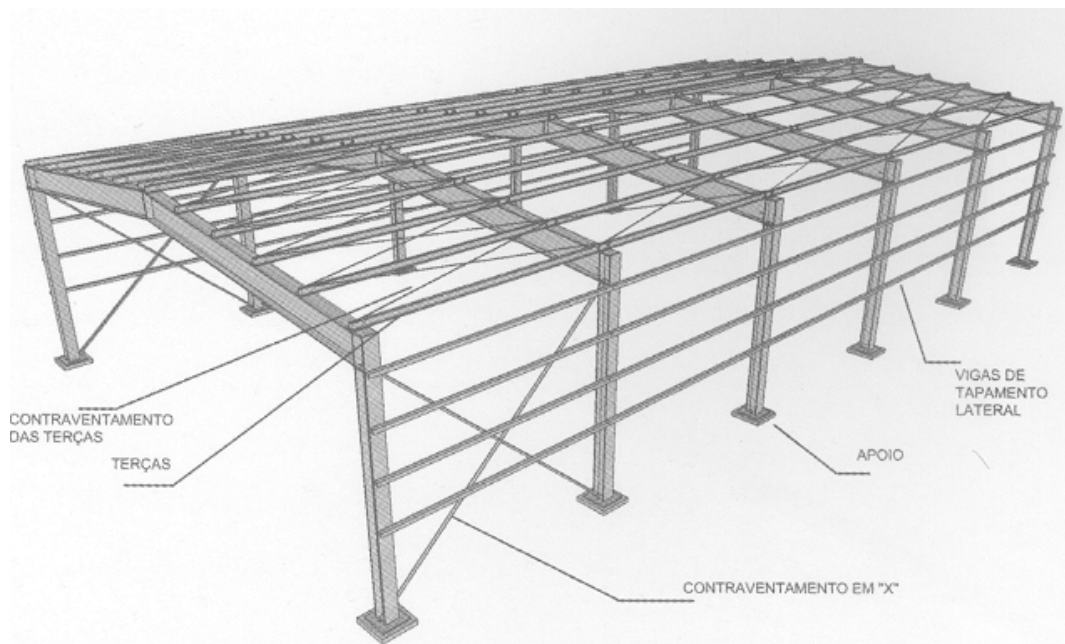


Figura 2.11 – Vista de barras de contraventamento.
Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010, p.10)

2.6 Aspectos relevantes no Projeto de um Pavilhão industrial em Aço

Segundo MIC-STI (1986), os galpões industriais são, geralmente, construções de um pavimento, com a finalidade de fechar e cobrir grandes áreas, protegendo as instalações, os produtos armazenados ou, simplesmente, fornecendo abrigo em relação às condições climáticas externas. Destinam-se a diversos fins, como fábricas, almoxarifado, feiras, estádios, hangares, etc.

Os galpões industriais são edifícios que são projetados para adequar a instalação de atividades do tipo industrial como depósitos, fábricas, oficinas, entre outros.

Para a realização de um bom projeto, consideram-se vários aspectos como tipo do terreno (condições), circulação interna, iluminação (tanto natural como artificial), ventilação, disposição dos espaços com a sua devida utilização, entre outros.

Primeiramente, analisam-se as características incomuns deste pavilhão, como a existência de mezanino, ponte rolante, entre outros que podem diferenciar a projeção da estrutura.

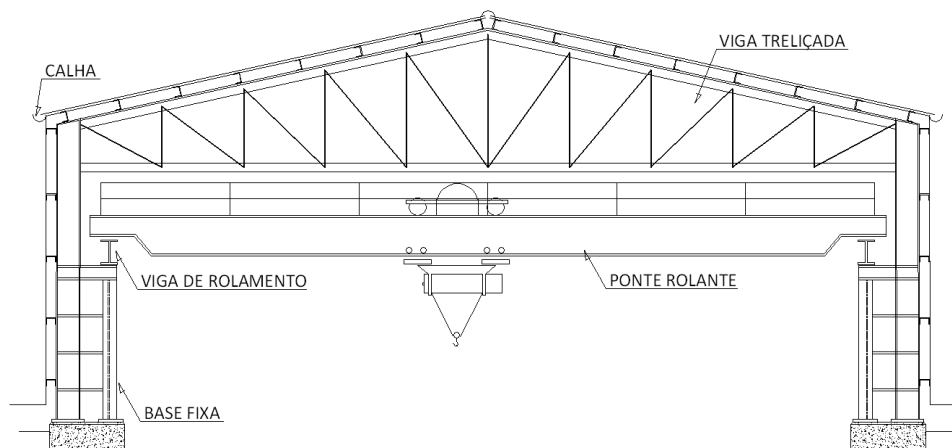


Figura 2.12 – Pavilhão industrial com mezanino e ponte rolante
Fonte: Bellei (2003, p.117).

Um dos aspectos mais importantes é a capacidade de industrializar esse tipo de estrutura, que faz com que a execução de um projeto seja mais veloz, pois durante a fabricação das estruturas é possível que já sejam executadas a terraplanagem, fundações, pilares (quando for em concreto armado) e lajes. Assim que as estruturas estiverem prontas, provavelmente a obra já estará a ponto de fazer as suas devidas instalações.

O aço é vendido por tonelada, sendo que esse é o principal fator que influencia no preço da estrutura. Porém existem outros aspectos que também têm grande influência, como a escolha do sistema estrutural, os elementos estruturais individuais, detalhe das conexões, processo utilizado na fabricação, especificações para a fabricação e montagem, sistema de proteção utilizado contra a corrosão, sistema utilizado na montagem, sistema de proteção contra fogo, etc. Esse conjunto de aspectos deve ser compatibilizado para que seja feita a escolha mais eficiente e isso é de fundamental importância para aperfeiçoar os custos. Outro item importante

é a proteção contra a corrosão, que, em muitos casos, pode chegar até 25% do valor da estrutura. (BELLEI, 2003).

Segundo Michel Roque Chaves (2007, p.8):

Em função do reduzido peso próprio, numa estrutura de aço frequentemente se verifica uma inversão de sinais nas solicitações que ocorrem nos elementos estruturais. Por exemplo, se a cobertura for treliçada, o banzo inferior, normalmente tracionado, poderá ser comprimido e daí ficar sujeito a fenômenos de instabilidade. Se a esbeltez do banzo inferior for grande, uma solicitação de compressão de pequena magnitude poderá se tornar o fator condicionante do dimensionamento, até mesmo anulando os efeitos da tração.

2.7 Arranjos estruturais

As estruturas em aço têm características tridimensionais, mesmo tendo estruturas planas nos efeitos de análise e representação. O processo de fabricação de uma estrutura metálica é completamente diferente do processo de concreto convencional moldado *in loco*.

A título de exemplo, no momento que os pilares são engastados na base, as tesouras que compõem a estrutura principal podem ser ligadas aos mesmos através de ligações flexíveis, assim não transmitem momentos fletores. Entretanto, caso os pilares forem articulados nas bases, as tesouras de cobertura devem ser interligadas as extremidades superiores dos mesmos por meio de ligações rígidas, para que assim os pórticos transversais, formados por esses elementos, não fiquem hipostáticos (SANTOS, 1977).

Para que não ocorra que a estrutura fique hipostática, utiliza-se contraventamento nas diagonais da estrutura. Assim, essas estruturas se estabilizam longitudinalmente.

É possível analisar os componentes que estruturam um pavilhão industrial com estrutura em aço na Figura 2.13.

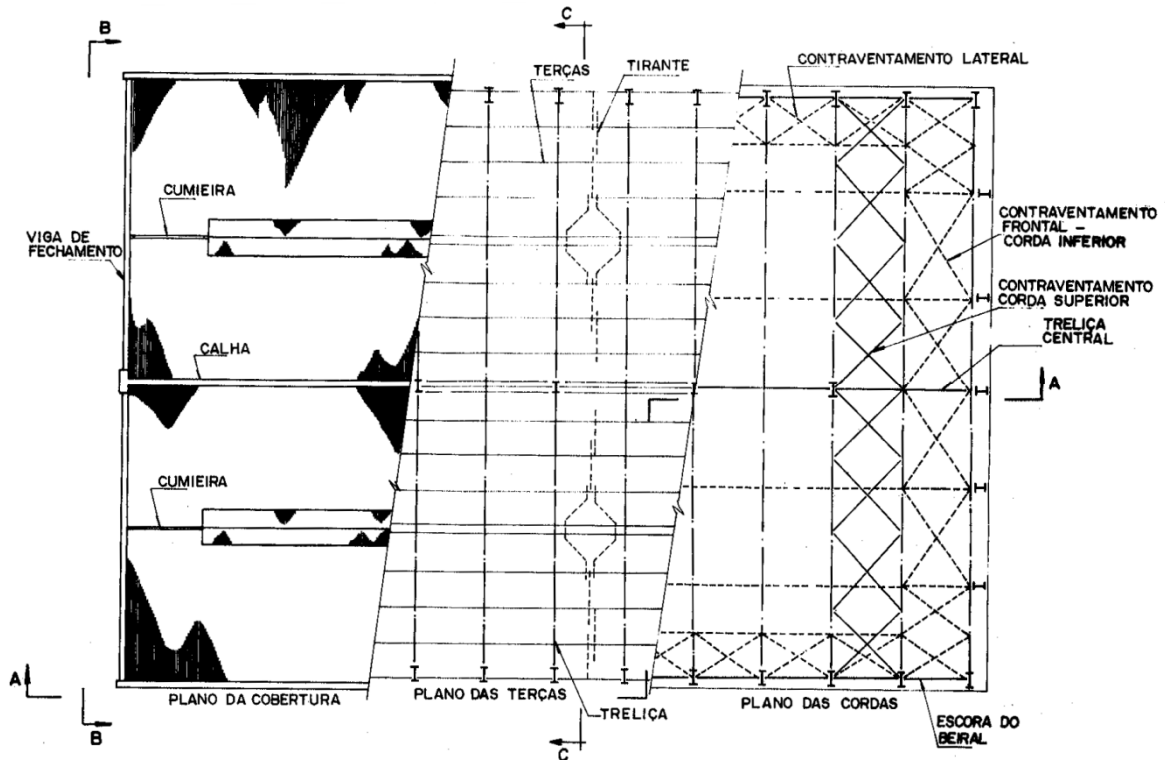


Figura 2.13 – Vista de um Pavilhão industrial.
 Fonte: Bellei (2003, p.126).

2.8 Parâmetros de comparação entre sistemas

Devem ser feitas várias análises comparando os sistemas estruturais, mas há alguns itens que são fundamentais, como aspectos estéticos, comerciais, as limitações do terreno quanto a sua fundação e prazo para execução. No entanto, o que mais influencia é a taxa de consumo do aço.

A MIC-STI (1986) apresenta um gráfico que possibilita estimar a taxa de consumo de aço para pavilhões. Na Figura 2.14, apresenta-se o gráfico para determinação do consumo de aço de galpões leves comuns, com ou sem pontes rolantes, com capacidade inferior a 50 KN. A taxa de consumo de aço (K_2) em kg/m^2 de área coberta, em função do vão "s", em metros, é dada pela expressão indicada na Figura 2.14. Nesta taxa incluem-se todos os elementos que compõem a estrutura metálica do galpão.

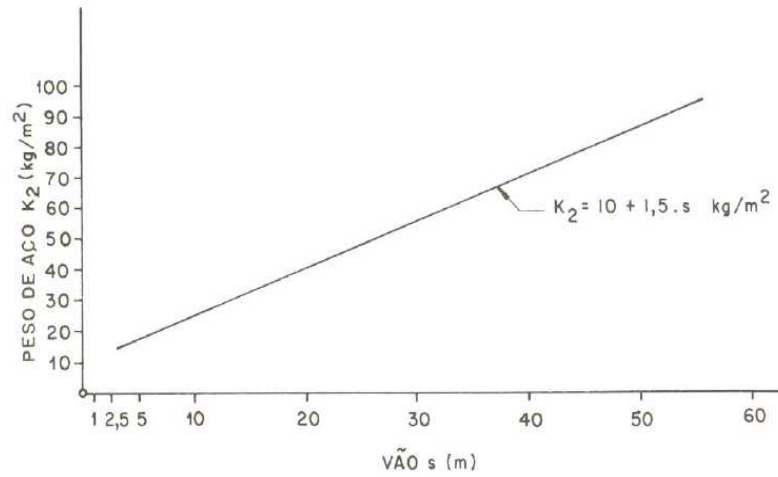


Figura 2.14 – Taxa de consumo de aço para galpão leves comuns (MIC-STI, 1986)
Fonte: Chaves (2007, p.23)

3 METODOLOGIA

3.1 Considerações iniciais

O objetivo deste trabalho, conforme exposto no item 1.1.2, é dimensionar um pavilhão industrial, que tem por finalidade um depósito de materiais. Esse pavilhão apresenta características simples, expostas no item 3.3.

Trata-se de uma edificação em um lugar mais afastado da cidade, localizado em terreno plano.

Na estrutura em aço existem vários fatores que influenciam na escolha de um perfil. De modo geral, neste trabalho utiliza-se um modelo estrutural bastante comum entre os pavilhões industriais, até por se tratar de uma edificação simples.

3.2 Projeto

Em um projeto estrutural todos os fatores devem ser tratados de maneira integrada, portanto consideram-se todos os fatores que possam influenciar na estrutura, como ações do vento, flexão, compressão, flexo-compressão, entre outros.

3.2.1 Concepção

A partir dos tipos de pórticos existentes, citados no item 2.7, apresenta-se um estudo que define o tipo de perfil a ser utilizado, priorizando a velocidade de execução.

3.2.2 Critérios de dimensionamento

Para a concepção do dimensionamento foram analisadas as normas que regem o projeto de estruturas metálicas. A Norma NBR 8800:2008 (Projetos de estruturas em aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios) terá influência direta neste dimensionamento. Igualmente foi analisada a NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações).

3.2.3 Detalhamento

A partir do dimensionamento, faz-se um projeto com detalhamentos. Esse sana qualquer dúvida que poderia surgir na execução e montagem da estrutura.

3.3 Modelo estrutural

Ao analisar os arranjos estruturais, devido à necessidade de velocidade na execução foi escolhido o perfil de alma cheia para execução dos pilares e pórticos. As características de projeto podem ser analisadas nos Anexos A e B.

O perfil da terça escolhida é a em forma de U, e os tirantes e contraventamentos serão dimensionadas com barras de aço circular. As bases dos pilares serão engastadas.

3.4 Dimensionamento

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), o objetivo de um projeto estrutural é garantir a segurança estrutural, propiciando um bom desempenho da estrutura evitando-se a

ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais ou até mesmo um colapso.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p.34), as etapas de um projeto estrutural podem ser reunidas em três fases:

- a) Anteprojeto ou projeto básico, quando não definidos o sistema estrutural, os materiais a serem utilizados e o sistema construtivo;
- b) Dimensionamento ou cálculo estrutural, fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e suas ligações de maneira a garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura;
- c) Detalhamento, quando são elaborados os desenhos executivos da estrutura contendo as especificações de todos os seus componentes.

Os mesmos autores consideram que nas fases de dimensionamento e detalhamento, utiliza-se além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, grande número de regras e recomendações referente aos seguintes fatores:

- a) Critérios de garantia de segurança;
- b) Padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores das características mecânicas;
- c) Definição de níveis de carga que representam a situações mais desfavoráveis;
- d) Limites de tolerância para imperfeições na execução;
- e) Regras construtivas etc.

Todos os aspectos quanto ao dimensionamento (regras e especificações), os mesmos se encontram nas normas vigentes que são documentos oficiais.

3.4.1 Condições usuais relativa aos estados limites últimos (ELU)

Segundo a NBR 8800:2008, quando a segurança é verificada isoladamente em cada um dos esforços atuantes, as condições da mesma tomam a seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d \quad (01)$$

Onde,

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes;

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes.

3.4.2 Condições usuais relativa aos estados-limites de serviço (ELS)

Conforme a NBR 8800:2008, as condições usuais referentes aos estados-limites de serviço são expressas por desigualdades do tipo:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (02)$$

Onde,

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse obtidos com base nas combinações de serviço das ações;

S_{lim} representa os valores-limites adotados para esses efeitos (deslocamentos máximos).

3.4.3 Ações atuantes na estrutura

A NBR 8800:2008 define três tipos de ações que podem gerar efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados limites últimos e de serviço. Ações atuantes na estrutura são as ações permanentes, variáveis e excepcionais.

3.4.3.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 8800:2008 as ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da edificação. Dividem-se em dois tipos:

- a) Ações permanentes diretas: constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos elementos construtivos fixos;
- b) Ações permanentes indiretas: constituídas pelas deformações impostas por retração do concreto, deslocamento de apoio e imperfeições geométricas.

3.4.3.2 Ações variáveis

A NBR 8800:2008, define as ações variáveis como aquelas que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção, como por exemplo, sobrecarga em pisos e coberturas, equipamentos, divisórias, móveis, ação do vento e variação de temperatura.

3.4.3.3 Ações excepcionais

Em relação às ações excepcionais, a NBR 8800:2008 descreve como ações de duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais.

3.4.4 Coeficiente de ponderação das ações

Segundo a NBR 8800:2008, as ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f dado pela equação:

$$\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f3} \quad (03)$$

Onde,

γ_{f1} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

3.4.4.1 Coeficiente de ponderação das ações no estado limite último (ELU)

Conforme a NBR 8800:2008, os valores-base para verificação dos estados limites últimos são representados na Tabela 3.1 e 3.2.

O produto $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ é representado por γ_G ou γ_Q .

O coeficiente γ_{f2} é igual ao fator de combinação ψ_0 .

3.4.4.2 Coeficiente de ponderação e fatores de redução das ações no estado limite de serviço (ELS)

Em geral, os coeficientes de ponderação das ações para os estados limites de serviço γ_f é igual a 1,0.

Tabela 3.1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações.

Combinções	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50	1,20
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
Especiais ou de construção	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,20
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
Excepcionais	1,10	1,15	1,15	1,20	1,30	0
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura b	Ação do vento	Ações truncadas e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: NBR 8800 (2008, p.18)

Tem-se assim:

a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações; **b** O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação; **c** Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas com coeficiente de ponderação igual a 1,35, quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20; **d** Nas combinações

normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20 e nas combinações excepcionais sempre 1,00; e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Tabela 3.2 – Valores dos fatores de combinação e redução para as ações variáveis.

Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas b)	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,8	0,4

Fonte: NBR 8800 (2008, p.19)

Segue, então, que:

b Edificações residenciais de acesso restrito;

c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público;

d Para estado-limite de fadiga, usar ψ_1 igual a 1,0;

e Para combinações excepcionais nas quais a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

3.4.5 Combinações das ações

A NBR 8800:2008 estabelece que uma sobrecarga seja definida pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido.

De acordo com a NBR 8800:2008, a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

3.4.5.1 Combinações últimas

Conforme a NBR 8800 (2008, p.19), uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

Combinações últimas normais: As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação. Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{Gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{Qi} F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{Qj} F_{Qj,k}) \quad (04)$$

Assim,

$F_{Gi,k}$ é os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ é os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Combinações últimas especiais: As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{Gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{Qi} F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{Qj,ef} F_{Qj,k}) \quad (05)$$

Onde,

$\psi_{Qj,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial F_{Qi} .

Combinações últimas de construção: As combinações últimas de construção devem ser levadas em conta nas estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados-limites últimos, já durante a fase de construção.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{Gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{Qi} F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{Qj,ef} F_{Qj,k}) \quad (06)$$

Então,

$\psi_{Qj,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal F_{Q1} .

Combinações últimas excepcionais: As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{Gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{Qj} \psi_{Qj,ef} F_{Qj,k}) \quad (07)$$

Onde,

$F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

3.4.6 Combinações de serviço

Em relação às combinações de serviço, a NBR 8800 (2008, p.21) classifica, de acordo com sua permanência na estrutura, em quase permanentes, frequentes e raras.

Combinações quase permanentes de serviço: As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^n F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (08)$$

Combinações frequentes de serviço: As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem da 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^n F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (09)$$

Combinações raras de serviço: As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^n F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (10)$$

3.4.7 Valores das resistências

3.4.7.1 Valores característicos e nominais

Para a NBR 8800:2008, as resistências dos materiais são representadas pelos valores característicos definidos. Por exemplo, em um lote de material existe apenas 5 % de probabilidade de não serem atingidos.

O valor característico pode ser substituído pelo valor nominal, quando fornecido por norma ou especificação aplicável ao material. Por simplicidade, o termo “nominal” aplicado a uma resistência pode significar tanto uma resistência característica quanto uma resistência nominal. (NBR 8800, 2008, p.22)

3.4.7.2 Valores de cálculo

Conforme a NBR 8800:2008, a resistência de cálculo de um material é definida com a expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (11)$$

Dessa forma,

γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência, dado pela expressão:

$$\gamma_m = \gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3} \quad (12)$$

Onde,

γ_{m1} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

3.4.7.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado limite último (ELU)

A NBR 8800:2008 define os valores dos coeficientes de ponderação das resistências do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por γ_R , γ_C e γ_S , dados na Tabela 3.3, em função da classificação da combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes, γ_{a1} e γ_{a2} . O primeiro para estados limites último relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade, e o segundo é relacionado à ruptura.

Tabela 3.3 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências.

Valores dos coeficientes de ponderação das resistências				
Combinações	Aço estrutural “a”		Concreto	Aços das armaduras
	Escoamento, flambagem e instabilidade	Ruptura		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

Fonte: NBR 8800 (2008, p.22).

Sendo que,

“a” Inclui o aço de forma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

3.4.7.4 Coeficientes de ponderação das resistências no estado limite de serviço (ELS)

De acordo com a NBR 8800:2008, os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,00$.

3.4.8 Forças devidas ao vento em edificações

O vento não é um grande problema em edificações baixas e pesadas e ainda com paredes grossas. Entretanto, em edificações com a estrutura esbelta se torna um dos principais componentes a ser considerado no dimensionamento.

Para calcular essas forças se considera a NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações. Quanto menor o ângulo de inclinação da cobertura, maior é a chance de acidentes. E essa inclinação deve ser prevista no dimensionamento. Os acidentes que ocorrem em função da ação do vento geralmente são em grandes vãos livres como, por exemplo, feiras, hangares, cobertura de estádio, entre outros.

Existe uma sobre pressão na superfície quando o vento sopra (sinal positivo), mas existem em que ocorrem sucção (sinal negativo) na superfície.

3.4.8.1 Procedimento para cálculo das forças devidas ao vento nas edificações

Conforme a NBR 6123:1986, devem ser consideradas separadamente no dimensionamento de uma edificação os itens a seguir:

- a) os elementos de vedação e as suas fixações (vidros, painéis de vedação, telhas e etc.);
- b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc);
- c) a estrutura como um todo.

3.4.8.1.1 Forças estáticas devidas ao vento

No entender da NBR 6123 (1986, p.4), são determinadas da seguinte forma:

- a) Pode ser considerada a velocidade básica do vento pelas isopletas a seguir, que considera a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em uma vez em 50 anos, a 10 metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

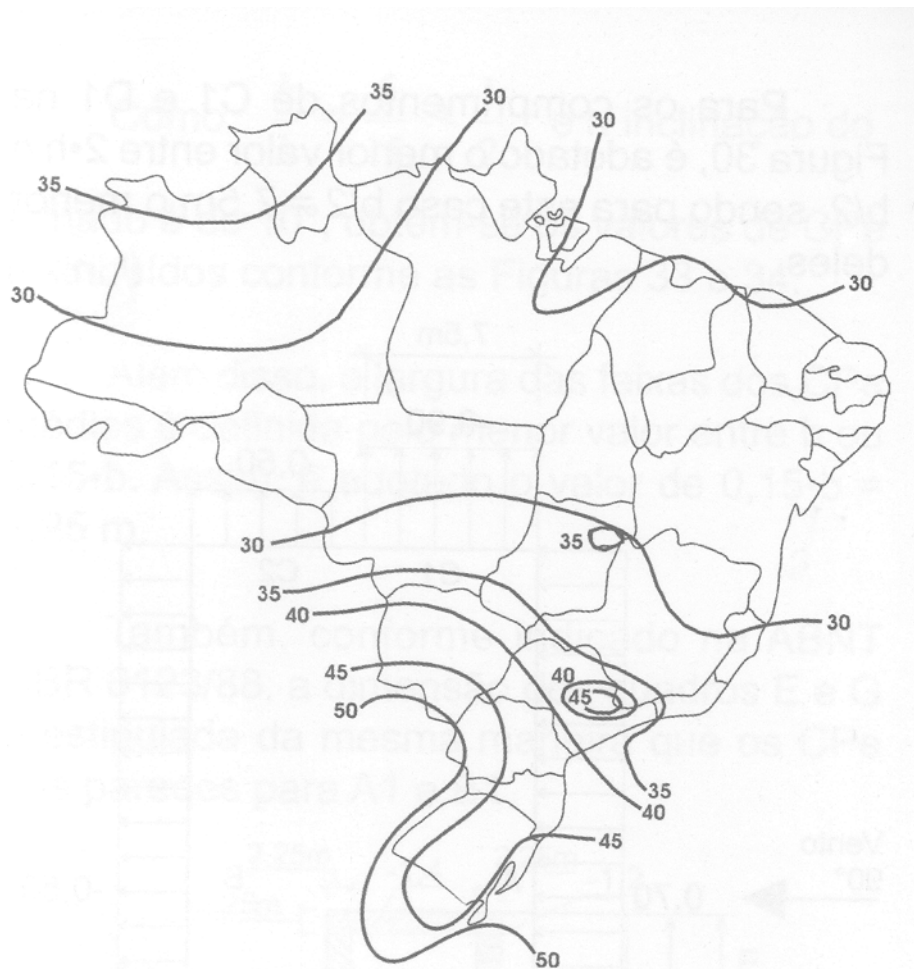


Figura 3.1 – Isopletas da velocidade V_b (m/s).

Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010, p.23).

- a) Para obter a velocidade característica do vento, devemos multiplicar a velocidade básica pelos fatores através da seguinte fórmula:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (13)$$

Esses fatores podem ser encontrados da seguinte forma:

S_1 que é o fator topográfico e leva em consideração as variações do relevo do terreno. É determinada da seguinte forma:

- a. Terreno plano ou pouco acidentado $S_1 = 1$
- b. Vales protegidos $S_1 = 0,9$.
- c. Taludes e morros: pode variar devido ao ponto que se encontra a edificação.

S_2 é o fator quanto a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. E é determinado da seguinte forma:

Primeiramente devemos definir a classe da edificação que é em função das dimensões da edificação e definir a categoria. Podemos verificar nas Tabelas 3.4 e Tabela 3.5 a seguir:

Tabela 3.4 - Definição da categoria do terreno

Definição de categorias de terreno	
Segundo a NBR 6123/1988	
Categoria	Descrição do ambiente
I	mar calmo, lagos, rios, pântanos
II	campos de aviação, fazenda
III	casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,00m
IV	idades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,00m
V	florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,00m

Fonte: NBR 6123 (1988, p.8).

Tabela 3.5 - Definição da classe as edificação

Classe	Descrição
A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20,00m
B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20,00 e 50,00m

C	Maior dimensão da superfície frontal que 50,00m
---	---

Fonte: NBR 6123 (1988, p.10).

Sabendo a classe e a categoria podemos encontrar os valores de substituição da fórmula a seguir na Tabela 3.6:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{Z}{10} \right)^p \quad (14)$$

Tabela 3.6 - Definição dos parâmetros meteorológicos.

Parâmetros Meteorológicos					
Segundo a NBR 6123/1988					
Categoria	Zg (m)	Parâmetros	Classes		
			A	B	C
I	250	B	1,10	1,11	1,12
		P	0,06	0,065	0,07
II	300	B	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		P	0,085	0,09	0,10
III	350	B	0,94	0,94	0,93
		P	0,10	0,105	0,12
IV	420	B	0,86	0,85	0,84
		P	0,12	0,125	0,135
V	500	B	0,74	0,73	0,71
		P	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (1988, p.9).

S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Pode ser definido na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Valores mínimos do fator estatístico S_3		
Segundo a NBR 6123/1988		
Grupo	Descrição	S_3

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

Fonte: NBR 6123 (1988, p.10).

- b) Com a velocidade característica, podemos determinar a pressão dinâmica pela *equação 15*:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (15)$$

3.4.8.2 Coeficiente de pressão

Segundo Bellei (2003) a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação que será estudada. Os coeficientes de pressão são dados para superfícies internas e externas.

$$\Delta P = (C_{pe} - C_{pi}) q \quad (16)$$

Onde,

C_{pe} é o coeficiente de pressão externa: $C_{pe} = \Delta P_e / q$;

C_{pi} é o coeficiente de pressão interna: $C_{pi} = \Delta P_i / q$;

ΔP_e é a pressão efetiva externa;

ΔP_i é a pressão efetiva interna.

3.4.8.2.1 Coeficiente aerodinâmicos para edificações correntes

Os coeficientes de pressão externos e internos são encontrados na NBR 6123/1988. Neste trabalho, porém, faz-se uso do software Visual Ventos que auxiliou no cálculo desses coeficiente.

3.4.9 Tração

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), denominam-se peças tracionadas as peças sujeitas a solicitações de tração axial, ou tração simples. São empregadas nas estruturas, sob diversas formas conforme Figura 3.2.

Na visão de Pfeil e Pfeil (2009, p. 47), elas podem ser tirantes ou pendurais, contraventamentos de torres (estais), travejamento de vigas ou colunas (geralmente dois tirantes em forma de X), tirantes de vigas armadas ou barras tracionadas de treliças.

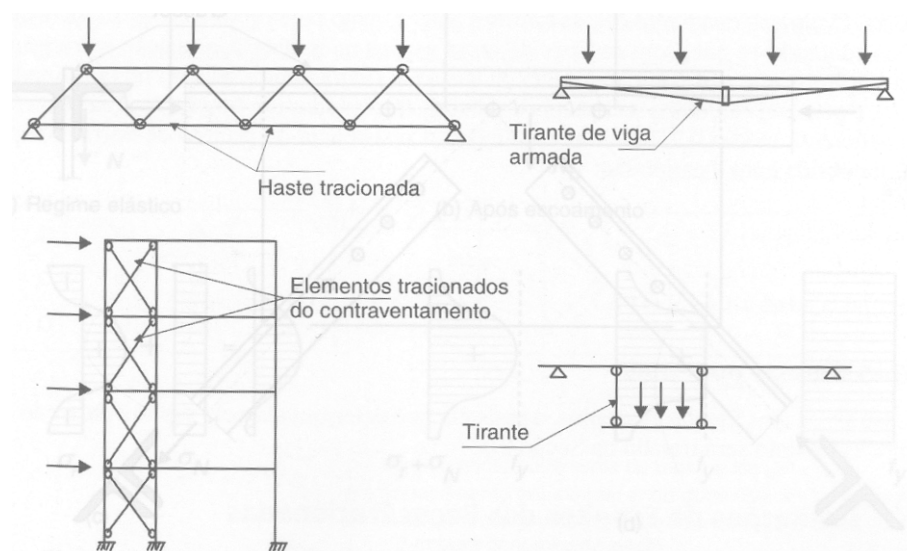


Figura 3.2 – Elementos tracionados em estruturas.
Fonte: Estruturas de aço/Walter Pfeil, 2009.

Em relação à concepção das peças, Pfeil e Pfeil (2009, p. 47) faz a seguinte consideração:

As peças tracionadas podem ser compostas por barras de seção simples ou composta como barras redondas, barras chatas, perfis laminados simples e perfis laminados compostos. As ligações das extremidades das peças com outras partes da estrutura podem ser: por soldagem, conector aplicado em furos, rosca e porca (nos casos de barras rosqueadas).

3.4.9.1 Tração – Critérios de dimensionamento

Para a NBR 8800:2008 no dimensionamento de peças a tração deve ser atendida a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (17)$$

Em que,

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

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

A NBR 8800:2008, dispõem que a força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento (exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos), considerando-se os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida. Assim, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

- a) para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (18)$$

- b) para ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_u}{\gamma_{a2}} \quad (19)$$

Onde,

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

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

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação relacionado com o escoamento, flambagem e instabilidade;

γ_{a2} é o coeficiente de ponderação relacionado à ruptura.

3.4.9.1.1 Área líquida efetiva

Conforme NBR 8800:2008, a área líquida efetiva de uma barra (A_e) é dada pela equação:

$$A_e = C_r A_n \quad (20)$$

Neste sentido,

A_n é a área líquida da barra;

C_r é um coeficiente de redução da área líquida.

3.4.9.1.2 Área líquida

Segundo NBR 8800 (2008, p.37) em regiões com furos feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade, a área líquida, A_n , de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como segue:

- a) em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima desses furos, perpendicular à direção da força aplicada (alternativamente, caso se possa garantir que os furos sejam executados com broca, pode-se usar a largura igual à dimensão máxima);
 b) no caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a esse eixo ou em zigue zague, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos a quantidade $S^2/(4g)$, sendo S e g , respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre esses dois furos;
 c) a largura líquida crítica daquela parte da barra será obtida pela cadeia de furos que produza a menor das larguras líquidas para as diferentes possibilidades de linhas de ruptura;
 d) para cantoneiras, o gabarito g dos furos em abas opostas deve ser considerado igual à soma dos gabaritos, medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;
 e) na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada.

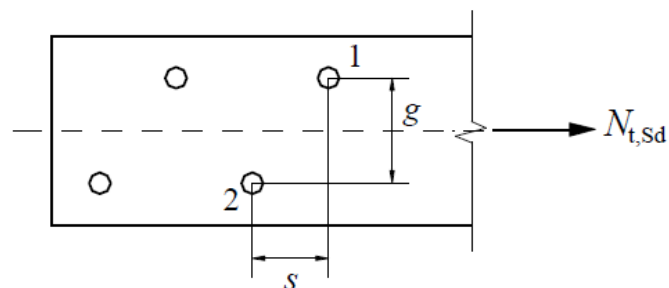


Figura 3.3 – Ilustração dos espaçamentos S e g entre os furos

Fonte: NBR 8800 (2008, p.38)

3.4.9.1.3 Coeficiente de redução

Para NBR 8800 (2008, p.37) o coeficiente de redução da área líquida (C_f) deve ter os seguintes valores:

- a) quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos:
 $C_f = 1,00$.

b) quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais:

$$C_t = \frac{A_e}{A_g} \quad (21)$$

Onde,

A_e é a área da seção transversal dos elementos conectados;

c) nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns (não todos) elementos da seção transversal (devendo, no entanto, ser usado 0,90 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,60):

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (22)$$

Assim,

e_c é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G , ao plano de cisalhamento da ligação em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a ele e são consideradas, para cálculo de C_t , duas barras fictícias e simétricas, cada uma correspondente a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U, no caso desses perfis serem ligados pela alma;

l_c é o comprimento efetivo da ligação (esse comprimento, nas ligações soldadas, é igual ao comprimento da solda na direção da força axial; nas ligações parafusadas é igual a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força axial):

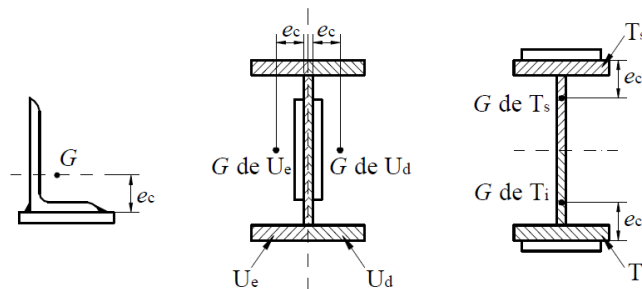


Figura 3.4 – Ilustração dos valores de e_c em seção abertas

Fonte: NBR 8800 (2008, p.40)

d) nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas:

$$C_t = 1,00, \text{ para } l_w \geq 2b \quad (23)$$

$$C_t = 0,87, \text{ para } 2b > l_w \geq 1,5b \quad (24)$$

$$C_t = 0,75, \text{ para } 1,5b > l_w \geq b \quad (25)$$

Onde,

l_w é o comprimento dos cordões de solda;

b é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas);

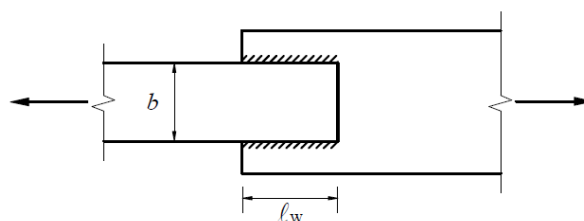


Figura 3.5 – Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal.

Fonte: NBR 8800 (2008, p.40).

3.4.10 Compressão

Nas palavras de Pfeil e Pfeil (2009, p. 119), entende-se que uma peça vertical sujeita a compressão centrada denomina-se coluna. Assim:

Peças comprimidas axialmente são encontradas em componentes de treliça, sistema de travejamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas. Ao contrário dos esforços de tração, que tende a retificar as peças reduzidas o efeito de curvatura inicial existente, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. Os deslocamentos laterais produzidos compõem o processo conhecido por flambagem por flexão (Ver Figura 3.6) que, em geral, reduz a capacidade de carga da peça em relação ao caso da peça tracionada. As peças comprimidas podem ser constituídas de seção simples ou de seção múltipla, conforme ilustra a Figura 3.6. As peças múltiplas podem estar justas postas (Figura 3.6) ou afastadas e ligadas por treliçados ao longo do comprimento.

Conforme Pfeil e Pfeil (2009) as chapas componentes de um perfil comprimido podem estar sujeitas à flambagem local, que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações. Essa ocorrência depende da esbeltez da chapa.

$$Esbeltez = \frac{b}{t} \quad (26)$$

Onde,

b : altura da mesa;

t : largura da mesa.

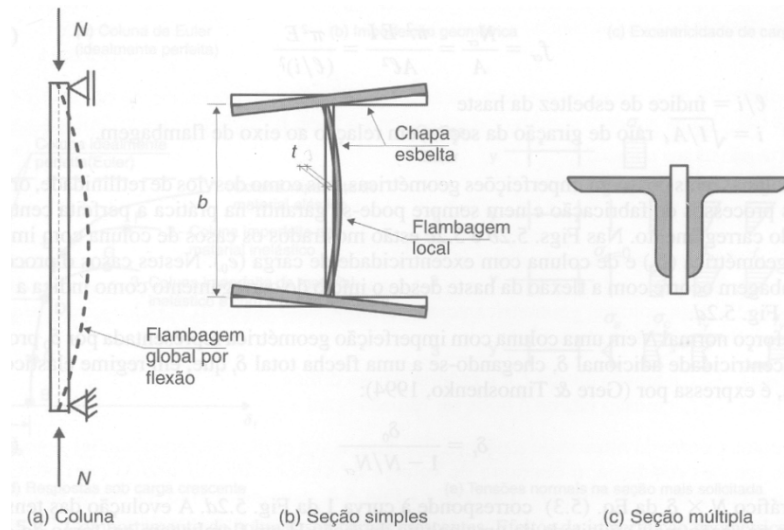


Figura 3.6 – Coluna de seção simples e de seção múltipla.
 Fonte: Estruturas de aço/Pfeil e Pfeil, 2009.

3.4.10.1 Compressão – Critérios de dimensionamento

Segundo NBR 8800:2008, para dimensionamento de barras axial de compressão se utiliza a seguinte equação:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (27)$$

Onde,

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

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

De acordo com a NBR 8800:2008, a força axial resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) é determinada pela seguinte equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (28)$$

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

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

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y resistência ao escoamento do aço.

Registra a NBR 8800:2008, que o fator de redução associado à resistência à compressão (χ), pode ser dado pela equação:

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (29)$$

$$\text{Para } \lambda_0 \geq 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (30)$$

Pode ser determinado também pela Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Valores de χ em função do índice de esbeltez λ_0

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,10	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,20	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,30	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,40	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,50	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,60	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,70	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,80	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,90	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,00	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,10	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,20	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,30	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,40	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,50	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,60	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,70	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,80	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,90	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,00	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,10	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,20	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,30	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,40	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4

2,50	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,60	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,70	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,80	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,90	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,00	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (2008, p.45)

Para NBR 8800:2008 encontra-se o índice de esbeltez reduzido (λ_0) pela seguinte equação:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_g}} \quad (31)$$

N_g é a força axial de instabilidade elástica.

3.4.10.1.1 Força axial de flambagem elástica e coeficiente de flambagem: Seções duplamente simétricas

Segundo a NBR 8800:2008, a força axial de flambagem elástica (N_{ex}) de uma barra com seção transversal duplamente simétrica é dada por:

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (32)$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (33)$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{zz} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (34)$$

Assim sendo,

$K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

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

$K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

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

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção;

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal;

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

dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (35)$$

Onde,

r_x e r_y são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y, respectivamente;

x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais; x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

3.4.10.1.2 Força axial de flambagem elástica e coeficiente de flambagem: Seções monossimétricas

A NBR 8800:2008 define que a força axial de flambagem elástica (N_{ex}) de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é dada por:

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (36)$$

a) Para flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (37)$$

Onde,

N_{ey} e N_{ez} são as forças axiais de flambagem elástica.

3.4.10.1.3 Valores de coeficiente de flambagem por flexão

Os valores para os coeficientes de flambagem por flexão se encontram na Tabela 3.9. A NBR 8800:2008 considera que o valor utilizado de coeficiente é 1,0 para os elementos que são contraventados e as barras das subestruturas de contraventamento.

Segundo a NBR 8800:2008, os coeficientes de flambagem por flexão devem ser determinados por análise estrutural. Considera-se: 1,0 para barras com

extremidades com rotação impedida e empenamento livre, 2,0 quando uma das extremidades da barra possuir rotação e empenamento livres e a outra extremidade possuir rotação e empenamento impedidos.

Tabela 3.9 – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.

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 (2008, p.125).

3.4.10.1.4 Flambagem local de barras axialmente comprimidas

Segundo a NBR 8800:2008 são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada). Todos os elementos componentes da seção transversal possuem relação entre largura e espessura. Expressa por $\frac{b}{t}$, que tem o fator de redução total Q igual a 1,00.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações $\frac{b}{t}$ maiores que os valores de

$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$ dados na Tabela 3.10, têm o fator de redução total Q dado por:

$$Q = Q_s Q_a \quad (38)$$

Nesse contexto,

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AL;

Q_a é o fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AA,

Caso existam apenas elementos AA, suprime-se o fator Q_s do cálculo e no caso de ocorrer somente AL, suprime-se do cálculo Q_a . (NBR 8800, 2008)

Tabela 3.10 – Valores para $\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$

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

^a O coeficiente k_c é dado em F.2.

Fonte: NBR 8800 (2008, p.128)

3.4.11 Flexão

Um elemento submetido à flexão pode apresentar diversos comportamentos relacionados à sua forma geométrica, de carregamento e estruturais, por isso é necessário que sejam verificados os modos de falhas ou limites de resistência que são relacionados a:

- a) Plastificação ou escoamento da seção;
- b) Instabilidade global (FLT);
- c) Instabilidade locais (FLM e FLA).

Pfeil e Pfeil (2009, p. 153) explicam o conceito da flexão simples:

No projeto do estado limite último de vigas sujeitas à flexão simples calculam-se, para as seções críticas, o momento e o esforço cortante resistente de projeto para compará-los aos respectivos esforços solicitantes de projeto. Além disso, devem-se verificar os deslocamentos no estado limite de utilização. A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção. Na flambagem lateral a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotação de torção. Para evitar flambagem de uma viga I, cuja a rigidez à torção é muito pequena, é preciso prover contenção lateral a viga. A resistência ao esforço cortante de uma viga pode ser reduzida pela ocorrência de flambagem da chapa de alma sujeita às tensões cisalhantes.

A partir da citação, conclui-se que a determinação do momento resistente de cálculo depende exclusivamente do efeito de flambagem local e lateral.

Segundo a NBR 8800:2008, o carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria exceto no caso de perfis U fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento transversal deve passar pelo centro de cisalhamento da seção transversal ou a torção deve ser impedida.

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (39)$$

Onde,

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo.

A força cortante pode ser encontrada pela seguinte equação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (40)$$

Assim,

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo

3.4.11.1 Momento fletor resistente de cálculo para vigas de alma não-esbelta

A NBR 8800 (2008, p.47) define a constituição de uma viga esbelta da seguinte forma:

Vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r (λ e λ_r definidos na Tabela 3.11 para o estado-limite FLA)[...].

Segundo a NBR 8800:2008 para os tipos de seção e eixos de flexão que estão indicados na Tabela 3.11, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{Y_{af}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (41)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{Y_{af}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{Y_{af}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (42)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{Y_{af}} \leq \frac{M_{pl}}{Y_{af}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (43)$$

$$M_{pl} = Z f_y \quad (44)$$

Onde,

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento;

λ_{cr1} é o coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade;

λ é o parâmetro de esbeltez da seção transversal;

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

Z é o modulo de resistência plástico.

Conforme a norma já referida, quando feita a determinação do momento fletor resistente de cálculo para estado limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme. Utiliza-se a seguinte equação:

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3,0 \quad (45)$$

Onde,

M_{max} é o valor máximo do momento fletor solicitante de cálculo no comprimento destravado;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, incluindo a influência das tensões residuais;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a um quarto do comprimento destravado, que é medido a partir da extremidade esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a três quartos do comprimento destravado, que é medido a partir da extremidade esquerda.

Ainda, segundo a NBR 8800 (2008, p.48) existem exceções:

- a) Em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre o valor para $C_2 = 1,00$.
- b) Existem outras exceções, porém são irrelevantes a este estudo.

Para a NBR 8800:2008, os tipos de seção e eixos de flexão estão indicados na Tabela 3.11 para os estados limites FLM, FLA e o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (46)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_p - \lambda_r} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_p \quad (47)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{gr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (Não aplicável para FLA)} \quad (48)$$

Tabela 3.11 – Parâmetros referente ao momento fletor resistente

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pt}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E \sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E \sqrt{JA}}{M_{pt}}$	$\frac{2,00 E \sqrt{JA}}{M_r}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_b E \sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E \sqrt{JA}}{M_{pt}}$	$\frac{2,00 E \sqrt{JA}}{M_r}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (2008, p.134)

Segundo a NBR 8800:2008, as Notas relacionadas com a Tabela 3.11, seguem abaixo:

Nota 1:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y I \beta_x} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_W \beta_x^2}{I_y}}} \quad (49)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_W}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_W}\right)} \quad (50)$$

$$\beta_1 = \frac{(r_y - a_r)W}{EJ} \quad (51)$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}, \text{ para seções I} \quad (52)$$

Sendo que,

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

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

J é a constante de torção transversal;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

E é o módulo de elasticidade do aço;

L_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral (comprimento destravado);

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

d é a altura externa da seção;

t_f é a espessura da mesa.

Nota 2:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_{yc} B_x} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w B_x^2}{I_y}}} \quad (53)$$

$$M_{cr} = \frac{C_D \pi^2 E I_y}{L_b^2} \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J_b^2}{C_w} \right)} \right] \quad (54)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_c}{E J} \quad (55)$$

$$\beta_2 = 5,2 \beta_1 \beta_3 + 1 \quad (56)$$

$$\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right), \text{ com } \alpha_y \text{ conforme Nota 9.} \quad (57)$$

$$C_w = \frac{\left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2}{12} \left(\frac{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3}{t_{fi} b_{fi}^3 + t_{fs} b_{fs}^3} \right) \quad (58)$$

Onde,

r_{yc} é o raio de giração da seção T;

t_{fi} é a espessura da mesa inferior;

t_{fs} é a espessura da mesa superior;

b_{fi} é a largura da mesa inferior;

b_{fs} é a largura da mesa superior.

Nota 3:

O estado limite FLA aplica-se só à alma da seção U quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U, o estado limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor. (NBR 8800:2008, p.135)

Nota 4:

W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão para uma seção que tem uma mesa comprimida (ou alma comprimida no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef} , com σ igual a f_y . Em alma comprimida de seção U fletida, em relação ao eixo de menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$. (NBR 8800:2008, p.136)

Nota 5:

A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado. (NBR 8800:2008, p.136)

Nota 6:

Para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_{ce} \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (59)$$

Onde,

W_{ce} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção.

Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_{ce} \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} \quad (60)$$

Coefficiente k_c :

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (61)$$

Nota 7:

Somente será aplicável o estado limite FLT quando o eixo de flexão for o de maior momento de inércia (NBR 8800:2008, p.136)

Nota 8:

A equação $\frac{b}{t}$ é uma relação entre largura e espessura que é aplicável à mesa do perfil. No caso de seções I e H com um eixo de simetria $\frac{b}{t}$ refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U: a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas).(NBR 8800:2008, p.136).

Nota 9:

Nestas seções devem-se obedecer algumas limitações: (NBR 8800:2008, p.136)

a)

$$\frac{1}{9} \leq \alpha_y \leq 9 \quad (62)$$

Onde,

$$\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \quad (63)$$

b) O somatório das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da mesa maior.

Nota 10:

Para seções-caixão:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (64)$$

Para seções tubulares retangulares:

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (65)$$

Portanto,

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação.

3.4.11.2 Força cortante resistente de cálculo

Segundo a NBR 8800:2008, em seções I, H e U, que são fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo com o momento de inércia maior), a força cortante resistente de cálculo pode ser dada pela equação:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p: V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{m1}} \quad (66)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{m1}} \quad (67)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r: V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{m1}} \quad (68)$$

Sendo que,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (69)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (70)$$

$$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (71)$$

$$k_v = \begin{cases} 5,0 & \text{para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}, & \text{para todos os outros casos} \end{cases} \quad (72)$$

Neste caso,

V_{pl} é a força cortante que corresponde à plastificação da alma;

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma.

Conforme a NBR 8800:2008, a força cortante de plastificação da alma por cisalhamento é dada pela *equação 73*:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (73)$$

Onde,

A_w é a área efetiva de cisalhamento encontrada em $A_w = d t_w$;

d é a altura total da seção transversal;

t_w é a espessura da alma.

Em seções formadas por duas cantoneiras fletidas em relação ao eixo perpendicular ao de simetria, a força cortante V_{pl} deve ser dada pela equação. (NBR 8800:2008)

$$A_w = 2 b t \quad (74)$$

Em seções I, H e U, que são fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas (eixo com o momento de inércia menor). A força cortante V_{pl} deve ser dada pela equação 74 (NBR 8800:2008)

$$A_w = 2 b_f t_f \quad (75)$$

3.4.12 Flexão composta

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), geralmente são dimensionados a flexo-compressão as hastes vigas-colunas. E ainda, conforme os mesmos autores, para calcular a resistência de uma seção submetida a flexo compressão utiliza-se o princípio da superposição para combinar as tensões normais σ_c e σ_b , oriundas do esforço normal e do momento fletor em regime elástico. Baseando-se pelo início da plastificação o critério de limite de resistência resulta na seguinte equação:

$$\sigma_c + \sigma_b = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_y \quad (76)$$

Fazendo a divisão da equação por f_y , obtém-se:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} = 1 \quad (77)$$

Para calcular a resistência de uma seção, para qualquer posição da linha neutra, utiliza-se método do estado-limite último obtido por uma combinação de tensões em regime elástico: (PFEIL E PFEIL, 2009, p.208)

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_p} = 1 \quad (78)$$

Onde,

$$M_p = Z f_y \quad (79)$$

Segundo NBR 8800:2008, quando ocorrer atuação simultânea de força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve-se obedecer às seguintes expressões:

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$ considera-se a seguinte equação:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (80)$$

Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$ considera-se a equação a seguir:

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (81)$$

Onde,

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão;

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos solicitantes de cálculo;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos resistentes de cálculo.

Podem-se representar graficamente tais definições, conforme segue abaixo:

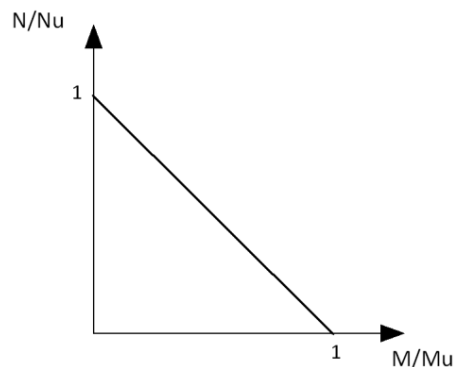


Figura 3.7—Representação gráfica.
Fonte: Notas de Aula, 2011.

Onde,

N_u é a força normal última na ausência do momento fletor;

M_u é o momento fletor último na ausência de esforço normal.

3.4.13 Tipos de ligações

Segundo NBR 8800:2008, as ligações metálicas são constituídas por elementos de ligação, como, por exemplo, enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos. Também pode ser constituída por meio de ligação como: soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos.

A NBR 8800 (2008, p.62) faz a seguinte referência:

Esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo a um determinado estado limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo, determinada: (1) pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações; (2) como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. Em algumas situações específicas, o dimensionamento pode também ter como base um estado limite de serviço.

A mesma norma recomenda que as barras tracionadas ou comprimidas sejam dimensionadas para no mínimo 50% da força axial resistente de cálculo.

3.4.13.1 Soldadas

Pfeil e Pfeil (2009, p.90) dizem que:

A solda é um tipo de união por coalescência do material, obtida por fusão das partes adjacentes. A energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica. As soldas mais empregadas na indústria de construção são as de energia elétrica. Em geral a fusão do aço é provocada pelo calor produzido por um arco voltaico. Nos tipos mais usuais, o arco voltaico se dá entre um eletrodo metálico e aço a soldar, havendo deposição do material do eletrodo. O material fundido deve ser isolado da atmosfera para evitar formação de impurezas na solda. O isolamento pode ser feito de diversas maneiras; as mais comuns são: eletrodo manual revestido, arco submerso em material granular fusível, arco elétrico com proteção gasosa e arco elétrico com fluxo no núcleo.

Em seguida, no mesmo texto, os autores dizem que os eletrodos que são utilizados nas soldas por arco voltaico são varas de aço-carbono ou aço de baixa liga. Os eletrodos com revestimento são designados, segundo a ASTM (American Society for Testing and Materials), por expressões E70XY (PFEIL E PFEIL, 2009, p.92)

Onde,

E é o eletrodo;

70 é a resistência a ruptura f_w da solda em Ksi;

X é o número a que se refere a posição de soldagem satisfatória (1: qualquer posição, 2: somente posição horizontal);

Y é o número que indica o tipo de corrente e de revestimento do eletrodo.

Os dos principais tipos de eletrodos utilizados são, (PFEIL E PFEIL, 2009, p.92):

E60 = f_w = 60ksi = 415MPa.

$$E70 = f_w = 70\text{ksi} = 485\text{MPa}.$$

3.4.13.1.1 Soldas de entalhe

Para Pfeil e Pfeil (2009, p.101), as resistências de cálculo das soldas são dadas em função de uma área efetiva de solda, determinada pela equação:

$$A_w = t_e l \quad (82)$$

Onde,

t_e é a espessura efetiva;

l é o comprimento efetivo.

$$R_d = A_{MB} f_y / \gamma_{a1} \quad (83)$$

$$R_d = 0,60 A_w f_w / \gamma_{w1} \quad (84)$$

$$R_d = A_{MB} (60 f_y) / \gamma_{a1} \quad (85)$$

$$R_d = A_w (0,60 f_w) / \gamma_{w2} \quad (86)$$

3.4.13.1.2 Soldas de filete

Segundo a Pfeil e Pfeil (2009) as resistências de solda de filete também são dadas em função da área, determinada pela equação:

$$A_w = \text{area total solda} = tl \quad (87)$$

Onde,

t é a espessura da garganta;

l é o comprimento efetivo.

$$R_d = A_w(0,60f_w)/\gamma_{w2} \quad (88)$$

$$t(0,60f_w)/\gamma_{w2} \quad (89)$$

3.4.13.2 Parafusadas

Conforme Pfeil e Pfeil (2009, p.63) os conectores (parafusos) é um meio de união que trabalha através de furos feitos nas chapas. Os tipos mais usuais são: rebites, parafusos comuns e parafusos de alta resistência.

REBITES: São conectados e instalados a quente, sendo que o produto final apresenta duas cabeças. PARAFUSOS COMUNS: São forjados com aço-carbono com baixo teor de carbono; têm uma cabeça quadrada ou sextavada e na outra face tem uma porca. Esse tipo de parafuso é calculado de modo análogo ao dos rebites, através de tensões de apoio de corte.

Tensão de corte no parafuso:

$$\tau = \frac{F}{\pi d^2 / 4} \quad (90)$$

Tensão de apoio do conector da chapa:

$$\sigma_a = \frac{F}{dt} \quad (91)$$

Onde,

F é o esforço transmitido por um conector em um plano de corte;

t é a espessura da chapa;

d é o diâmetro nominal do conector.

PARAFUSOS DE ALTA RESISTÊNCIA: São feitos de aço tratado termicamente. O dimensionamento é feito no estado limite-último, utilizando tensões nominais de corte ou de apoio.

Segundo a NBR 8800:2008, nas ligações por parafusos podem ocorrer três situações: tração, cisalhamento e pressão de contato.

3.4.13.2.1 Áreas de cálculo

Área efetiva para pressão de contato:

Conforme a NBR 8800:2008, para calcular área efetiva da pressão de contato deve-se multiplicar o diâmetro do parafuso pela espessura da chapa considerada.

Área efetiva para o parafuso ou barra redonda rosqueada por torção:

Segundo a NBR 8800:2008 para calcular área efetiva ou área resistente de um parafuso ou barra redonda rosqueada ($A_{b,e}$), deve-se considerar a seguinte fórmula:

$$A_{b,e} = 0,75 A_b \quad (92)$$

$$A_b = 0,25 \pi d_b^2 \quad (93)$$

Onde,

A_b é a área bruta;

d é o diâmetro do parafuso;

b é a largura do parafuso.

3.4.13.2.2 Força resistente de cálculo

3.4.13.2.2.1 Tração

A NBR 8800:2008, determina que a força de tração resistente de cálculo de um parafuso tracionado ou de uma barra redonda rosqueada tracionada, é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{ef} f_{ub}}{\gamma_{m2}} \quad (94)$$

Onde,

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou da barra redonda rosqueada;

A_{ef} é a área efetiva.

3.4.13.2.2.2 Cisalhamento

Segundo a NBR 8800:2008, a força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou de uma barra redonda rosqueada tem duas situações de cálculo que é dado por:

- a) quando o plano de corte passa pela rosca e pelos parafusos comuns em qualquer situação:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{m2}} \quad (95)$$

- b) quando o plano de corte não passa pela rosca:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 A_b f_{ub}}{\gamma_{m2}} \quad (96)$$

Onde,

A_b é a área bruta.

3.4.13.2.2.3 Pressão de contato em furos

De acordo com a NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda, é dado por:

- a) no caso de furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força:

–quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de

projeto:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t f_u / \gamma_{a2} \quad (97)$$

– quando a deformação no furo para forças de serviço não for uma limitação

de projeto:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,5 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 3,0 d_b t f_u / \gamma_{a2} \quad (98)$$

- b) no caso de furos muito alongados na direção perpendicular à da força:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,0 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,0 d_b t f_u / \gamma_{a2} \quad (99)$$

Onde,

l_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;

d_p é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada;

f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

ANBR 8800:2008 determina que a força resistente total seja igual à soma das forças resistentes à pressão de contato calculada para todos os furos.

3.4.13.2.2.4 Tração e cisalhamento combinados

Segundo a NBR 8800:2008, quando ocorrer as duas combinações de cisalhamento e tração juntas, devemos atender à seguinte equação:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (100)$$

Onde,

$F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada;

$F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada.

3.4.14 Base do Pilar

A NBR 8800:2008 não explica o dimensionamento, mas recomenda que para projeto e o cálculo das bases de pilares siga a bibliografia de Ficher e Klaiber.

Segundo Ficher e Klaiber (2006), a tensão transmitida para as fundações pode ser expressa pela *equação 101 e 102*.

$$f_c = \frac{F_d}{A_1} \quad (101)$$

$$A_1 = B \cdot D \quad (102)$$

Onde,

A_1 é a área da chapa.

A máxima tensão resistente de cálculo é expressa pela *equação 103*. (FISHER E KLAIBER, 2006)

$$\sigma_{Rd,c} = \frac{f_{ck}}{1,4 \times 1,4} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,51 f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,02 f_{ck} \quad (103)$$

Onde,

A_2 é a área da fundação.

A relação limite entre a área da chapa e a área da fundação esta na *equação 104*. (FISHER E KLAIBER, 2006)

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 4 \quad (104)$$

A espessura da chapa de base pode ser calculada com as (eq. 105 e 106). (FISHER E KLAIBER, 2006)

$$m = \frac{(D - 0,95d)}{2} \quad (105)$$

$$n = \frac{(B - 0,80b)}{2} \quad (106)$$

Sendo que, os dados podem ser analisados na Figura 3.8.

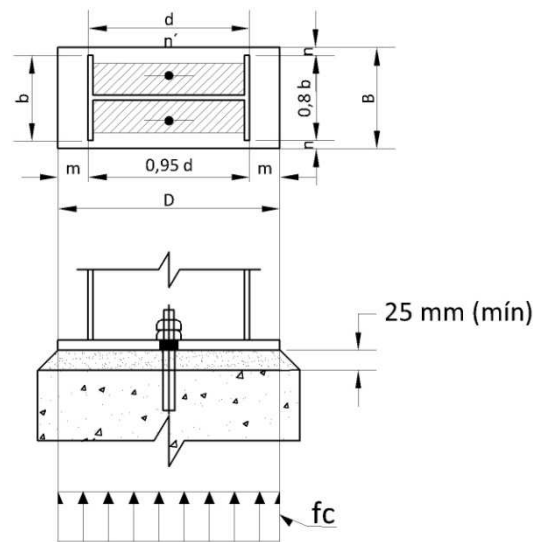


Figura 3.8 – Chapa de base.
Fonte: Notas de Aula, 2011.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente capítulo tem por objetivo apresentar o resultado do dimensionamento das partes metálicas que compõem um pavilhão industrial. A partir da teoria apresentada anteriormente, será dimensionado um modelo real, conforme descrito, no capítulo anterior, de um pavilhão industrial com estrutura em aço aplicando todos os conceitos vistos anteriormente e que estão subtendidos na NBR 8800:2008.

4.1 Cargas adotadas

4.1.1 Cargas permanentes

Conforme a bibliografia de Galpões para Usos Gerais (2010) serão considerados os seguintes carregamentos como cargas permanentes.

- a. Telhas = $0,10KN/m^2$
- b. Contraventamentos = $0,05KN/m^2$
- c. Terças e Tirantes = $0,10KN/m^2$

d. Vigas e colunas = $0,20\text{KN/m}^2$

Total permanente = $0,45\text{KN/m}^2$

Para levar em conta a carga total permanente no pórtico, para fins de cálculo, devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

$$0,45\text{KN/m}^2 \times 5\text{m} = 2,25\text{KN/m} \quad (107)$$

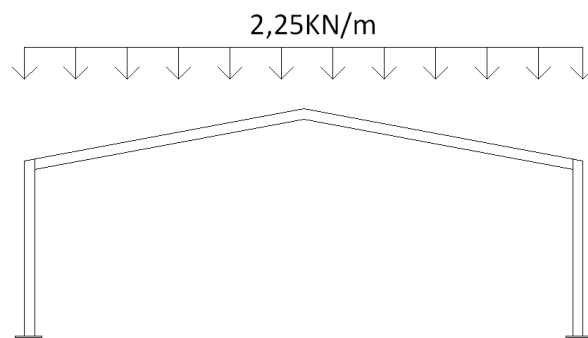


Figura 4.1 - Carga permanente a ser considerada no pórtico.
Fonte: próprio autor.

4.1.2 Cargas acidentais – Sobrecarga

Conforme a NBR 8800:2008 o mínimo a ser considerado é $0,25\text{KN/m}^2$.

Analisando a carga total acidental (sobrecarga) no pórtico, para fins de cálculo também devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

$$0,25\text{KN/m}^2 \times 5\text{m} = 1,25\text{KN/m} \quad (108)$$

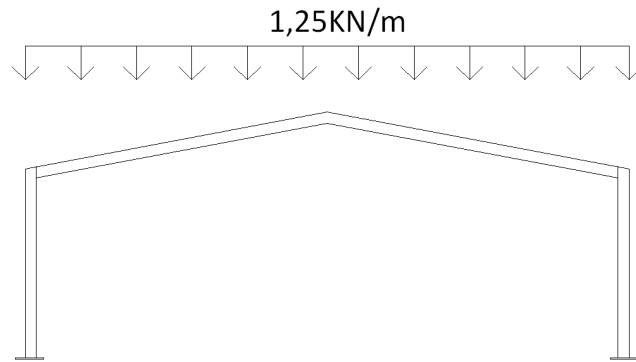


Figura 4.2 - Sobre carga a ser considerada no pórtico.
Fonte: próprio autor.

4.1.3 Cargas acidentais – Vento

Para ser possível conhecer o carregamento de cargas acidentais, passamos por uma série de considerações e cálculos, como segue.

- ✓ Isopletas do vento: Região Sul do Brasil (Rio Grande do Sul): $V_0 = 45m/s$;
- ✓ Fator Topográfico: Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,00$;
- ✓ Fator de Rugosidade: Área industrial – Categoria IV e maior dimensão 30,00m – Classe B;

Será considerada nas alturas de 2,5m (metade da altura da coluna) e 6,5m (corresponde a maior altura da edificação).

Conforme a NBR 6123:1988, $b = 0,85$, $Fr = 0,98$, $z = 6,5$ ou $2,5m$ e $p = 0,125$.

$$S_2 = bFr\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (109)$$

$$S_{2(2,5m)} = 0,85 \times 0,98 \left(\frac{3,00}{10}\right)^{0,125} = 0,7 \quad (110)$$

$$S_{2(6,5m)} = 0,85 \times 0,98 \left(\frac{6,50}{10}\right)^{0,125} = 0,79 \quad (111)$$

✓ Fator Estatístico: Área industrial com baixo teor de ocupação – Grupo 3:
 $S_1 = 0,95$

A velocidade característica para as duas alturas calculadas, tem-se:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (112)$$

$$V_{k(2,50m)} = 45 \times 1 \times 0,7 \times 0,95 = 29,93 \text{ m/s} \quad (113)$$

$$V_{k(6,5m)} = 45 \times 1 \times 0,79 \times 0,95 = 33,77 \text{ m/s} \quad (114)$$

Assim, a pressão de obstrução:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (115)$$

$$q_{(2,5m)} = 0,613 \times 29,93^2 = 549,13 \text{ N/m}^2 \quad (116)$$

$$q_{(6,5m)} = 0,613 \times 33,77^2 = 699,07 \text{ N/m}^2 \quad (117)$$

Os coeficientes de pressão externos das paredes (C_{pe}), para uma edificação retangular, encontram-se através das relações:

Relação altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,3 < \frac{1}{2} \quad (118)$$

Relação comprimento/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{15} = 2 \quad 2 \leq 2 < 4 \quad (119)$$

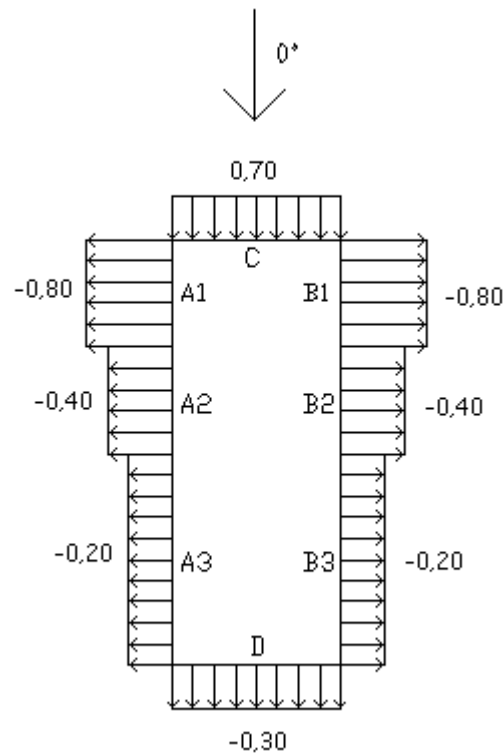


Figura 4.3 - C_{pe} para vento 0°

Fonte: próprio autor.

O comprimento de A1 e B1 segue a condição:

$$\frac{b}{3} = \frac{15}{3} = 5m \quad (120)$$

$$\frac{a}{4} = \frac{30}{4} = 7,5m \quad (121)$$

$$2 \times h = 10m \quad (122)$$

Utiliza-se o maior valor entre a primeira e segunda condição. Caso este valor for maior que a 3ª condição, usa-se a 3ª. A1 e B1=7,5m.

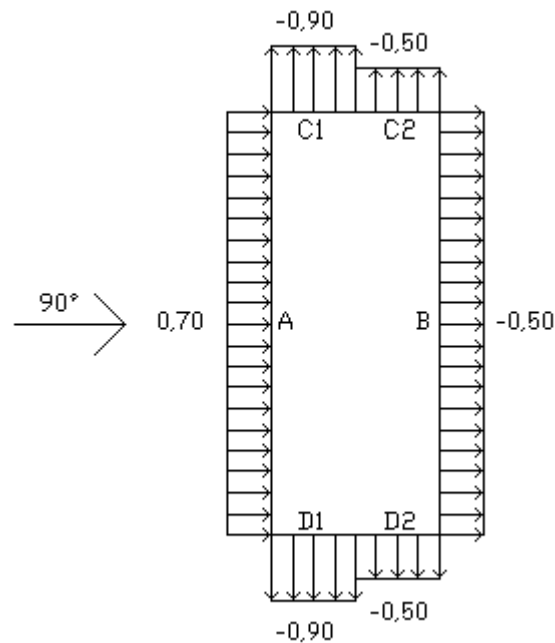


Figura 4.4 - C_{pe} para vento 90°

Fonte: próprio autor.

O comprimento de C1 e D1 segue a condição:

$$2h = 2 \times 5 = 10m \quad (123)$$

$$\frac{b}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m \quad (124)$$

Utiliza-se o menor valor entre a primeira e segunda condição. C1 e D1=7,5m.

Os coeficientes externos de pressão médio é: $h = 5m$.

$$0,2xb = 0,2 \times 15 = 3m \quad (125)$$

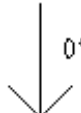
Utiliza-se o menor valor entre as condições superiores = 3m.

Os Coeficientes de pressão externos telhado (C_{pe}):

Sabe-se que a inclinação do telhado é de 11° e,

$$\frac{h}{b} = \frac{E}{15} = 0,3 < \frac{1}{2} \quad (126)$$

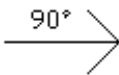
Têm-se os seguintes coeficientes:



E	G
-0,80	-0,80
F	H
-0,60	-0,60
I	J
-0,20	-0,20

Figura 4.5 - C_{pe} para vento 0° :

Fonte: Software Visual Ventos



E	G
-1,16	-0,40
F	H
-1,16	-0,40
I	J
-1,16	-0,40

Figura 4.6 - C_{pe} para vento 90° :

Fonte: Software Visual Ventos

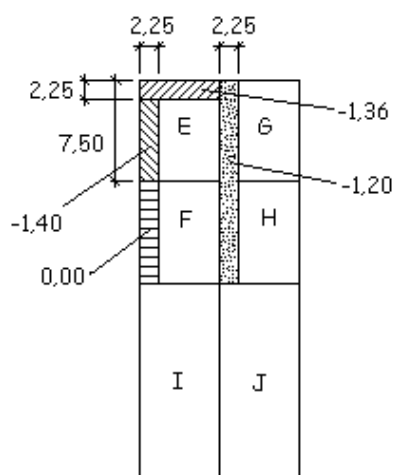


Figura 4.7 - C_{pe} de cobertura

Fonte: Software Visual Ventos.

O Coeficiente de pressão interna (C_{pi}) considera que as paredes do pavilhão tenham duas faces igualmente permeáveis e duas faces igualmente impermeáveis.

Coeficientes adotados: 0,2 e -0,3.

Combinações para telhas, terças e ancoragens:

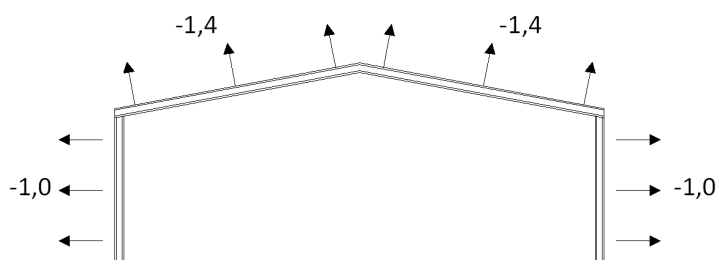


Figura 4.8 - C_{pe} médio – S1.

Fonte: próprio autor.

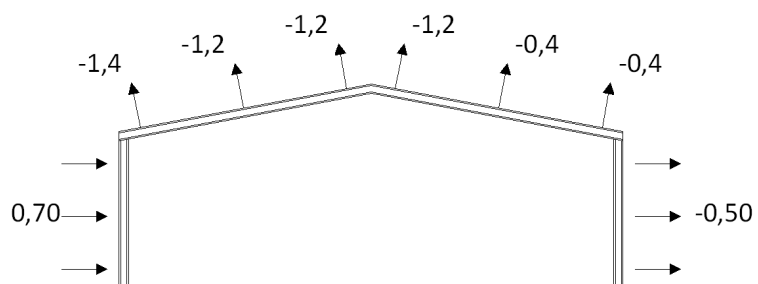


Figura 4.9 - C_{Fz} médio – S2.

Fonte: próprio autor.

Combinações para elementos da estrutura principal:

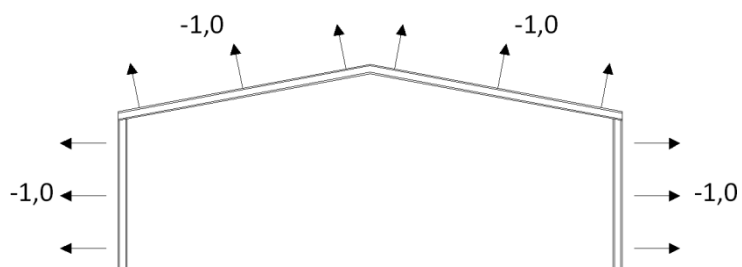


Figura 4.10 - Caso 1: $C_{Fz}(0^{\circ}) + C_{Fi}(+0,2)$.

Fonte: próprio autor.

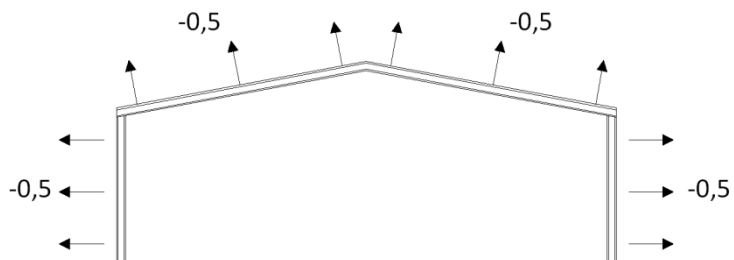


Figura 4.11 - Caso 2: $C_{Fz}(0^{\circ}) + C_{Fi}(-0,3)$.

Fonte: próprio autor.

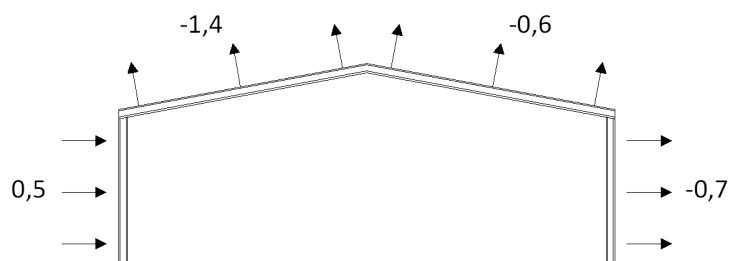


Figura 4.12 - Caso 3: $C_{Fz}(90^{\circ}) + C_{Fi}(+0,2)$.

Fonte: próprio autor.

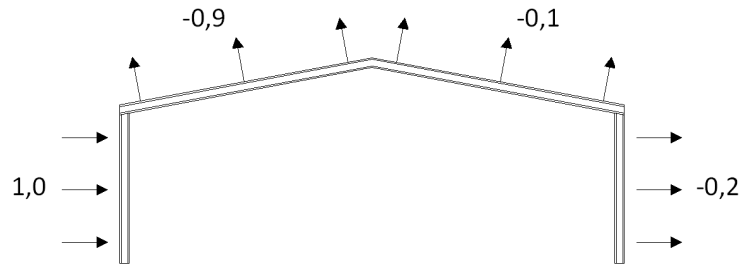


Figura 4.13 - Caso 4: $C_{Fz}(90^\circ) + C_{Fi}(-0,3)$.

Fonte: próprio autor.

✓ Valores para as cargas devidas ao vento:

Sabendo-se que o espaçamento entre pórticos é de 5m e que a carga q calculada é:

$$q_{(2,5m)} = \frac{549,13N}{m^2} \text{ ou } 0,5491kN/m^2 \quad (127)$$

$$q_{(5,5m)} = 699,07N/m^2 \text{ ou } 0,6991kN/m^2 \quad (128)$$

A fim de considerar as ações atuantes na estrutura, serão consideradas as duas piores situações que podem ocorrer:

$$P = Dxq \quad (129)$$

$$P = 5m \times 0,5491kN/m^2 = 2,745kN/m$$

$$P = 5m \times 0,6991kN/m^2 = 3,495kN/m$$

$$P = 5m \times 0,6991kN/m^2 = 3,495kN/m$$

$$P = 5m \times 0,6991kN/m^2 = 3,495kN/m$$

$$P = 5m \times 0,6991kN/m^2 = 3,495kN/m$$

$$P = 5m \times 0,5491kN/m^2 = 2,745kN/m$$

Hipótese 1:

$$F = Px Cf \quad (130)$$

$$F = 2,745 \text{ kN/m} \times 1 = 2,745 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 1 = 3,495 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 1 = 3,495 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 1 = 3,495 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 1 = 3,495 \text{ kN/m}$$

$$F = 2,745 \text{ kN/m} \times 1 = 2,745 \text{ kN/m}$$

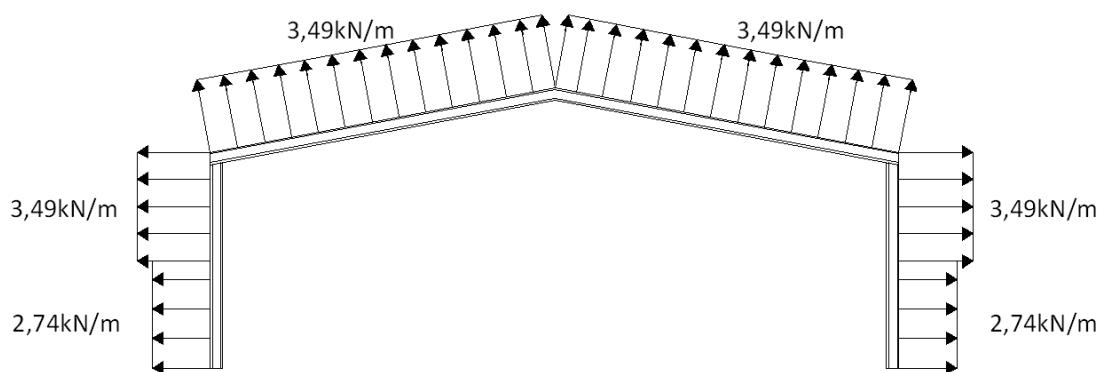


Figura 4.14 - Hipótese I.
Fonte: próprio autor.

Hipótese 2:

$$F = P \times C_f$$

$$F = 2,745 \text{ kN/m} \times 0,5 = 1,373 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 0,5 = 1,743 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 1,4 = 4,893 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 0,6 = 2,097 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,495 \text{ kN/m} \times 0,7 = 2,447 \text{ kN/m}$$

$$F = 2,745 \text{ kN/m} \times 0,7 = 1,922 \text{ kN/m}$$

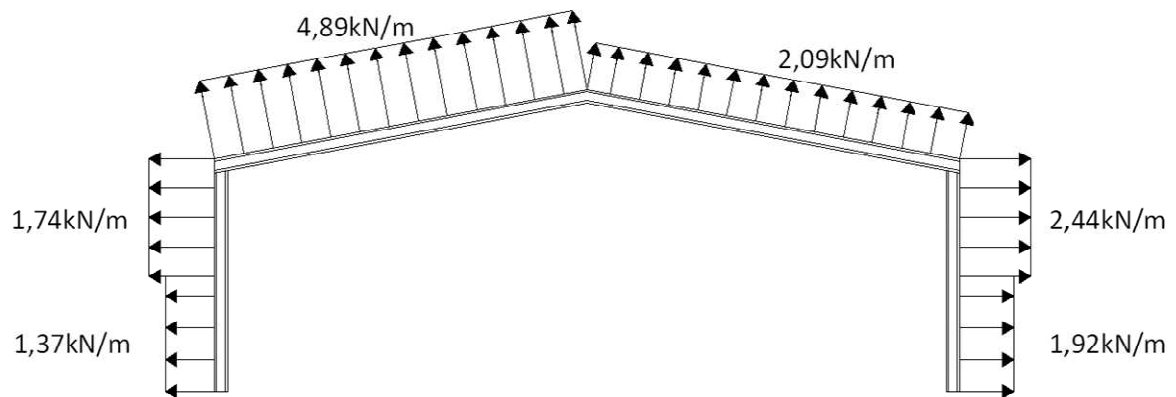


Figura 4.15 - Hipótese II.
Fonte: próprio autor.

4.1.4 Combinações para estados limites últimos

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{Gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{Qi} F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (131)$$

$$F_{d,1} = (1,25) \times (2,25 \text{ kN/m}) + (1,5) \times (1,25 \text{ kN/m}) = 4,69 \text{ kN/m}$$

Força Horizontal equivalente – Força Nocional:

$$F_n = 0,003 \times (F_{d,1}) \times (V\tilde{a}o) = 0,003 \times 4,69 \text{ kN/m} \times 15 \text{ m} = 0,21 \text{ kN} \quad (132)$$

Considerando que o vento só atua a sucção na cobertura, analisa-se as duas hipóteses:

$$F_{d,2} = (1,00) \times F_{Gi,k} - (1,4) F_{w,k} \quad (133)$$

$$F_{d,2} = (1,00) \times 2,25 \text{ kN/m} - (1,4) \times (3,49 \text{ kN/m} \times \cos(11^\circ)) = -2,55 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,2} = -(1,4) \times (3,49 \text{ kN/m} \times \sin(11^\circ)) = -0,93 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,2} = -(1,4) \times (3,49 \text{ kN/m}) = -4,89 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,2} = -(1,4) \times (2,74 \text{ kN/m}) = -3,84 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = (1,00) \times 2,25 \text{ kN/m} - (1,4) \times (4,89 \text{ kN/m} \times \cos(11^\circ)) = -4,47 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = (1,00) \times 2,25 \text{ kN/m} - (1,4) \times (2,09 \text{ kN/m} \times \cos(11^\circ)) = -0,62 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = -(1,4) \times (4,89 \text{ kN/m} \times \sin(11^\circ)) = -1,31 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = -(1,4) \times (2,09 \text{ kN/m} \times \sin(11^\circ)) = -0,56 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = (1,4) \times (1,74 \text{ kN/m}) = 2,44 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = (1,4) \times (1,37 \text{ kN/m}) = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = -(1,4) \times (2,44 \text{ kN/m}) = -3,42 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,3} = -(1,4) \times (1,92 \text{ kN/m}) = -2,69 \text{ kN/m}$$

Para análise estrutural foi utilizado o software FTOOL que, lançando as combinações abaixo, forneceu os diagramas de esforços que estão disponíveis logo a seguir.

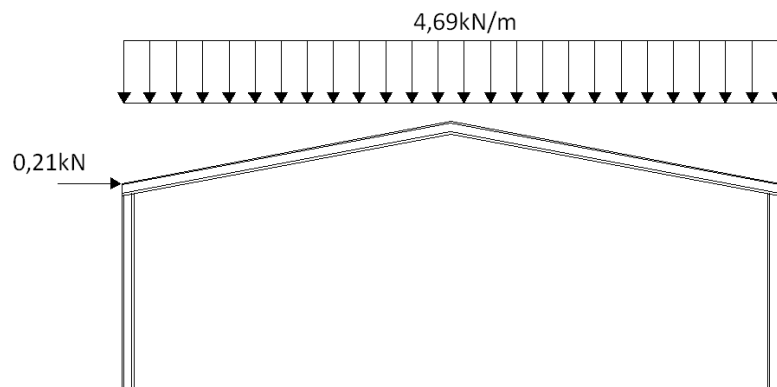


Figura 4.16 - Combinação $F_{d,1}$.

Fonte: próprio autor.

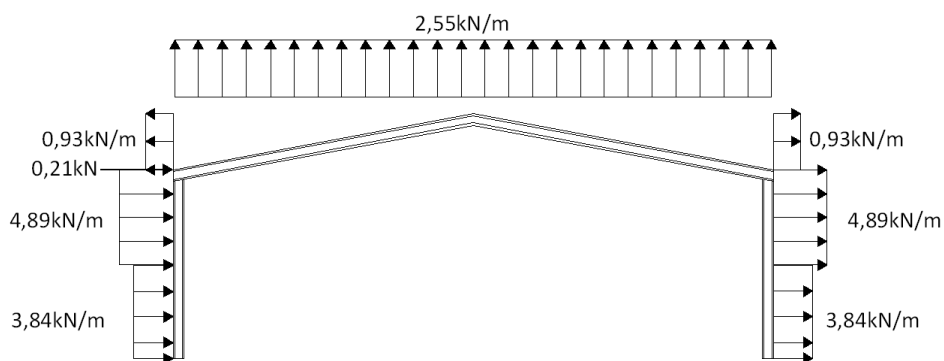


Figura 4.17 - Combinação $F_{d,2}$.

Fonte: próprio autor.

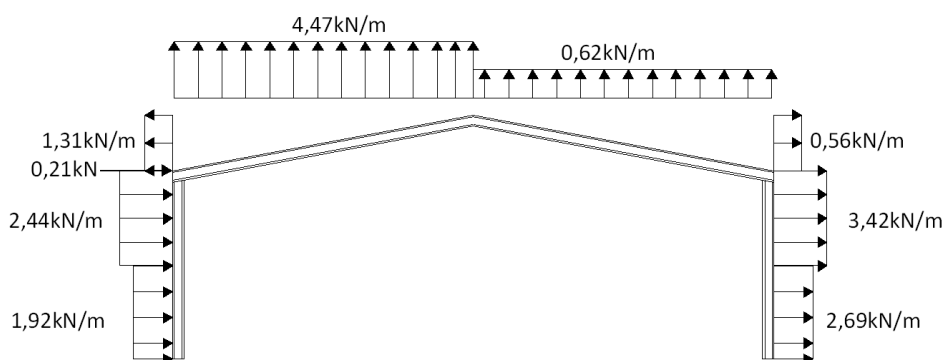


Figura 4.18 - Combinação $F_{d,3}$.

Fonte: próprio autor.

Os resultados da análise estão dispostos nos diagramas dos esforços que seguem:

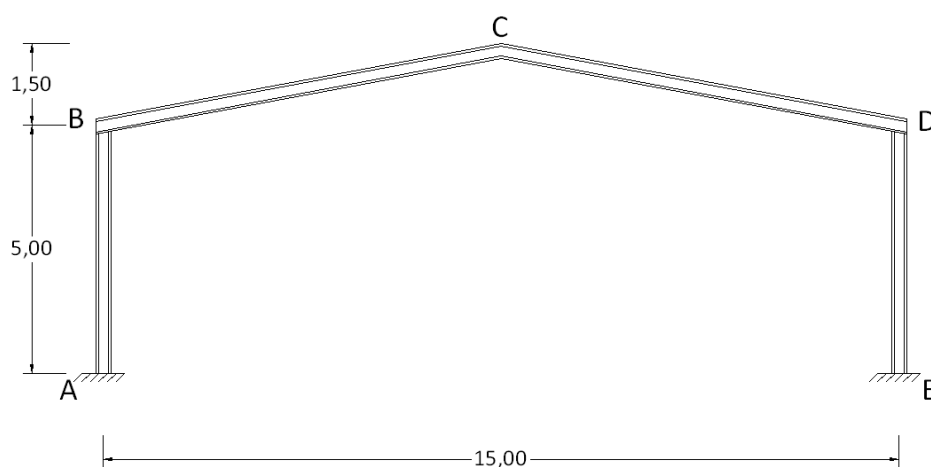


Figura 4.19 - Pórtico do galpão.

Fonte: próprio autor.

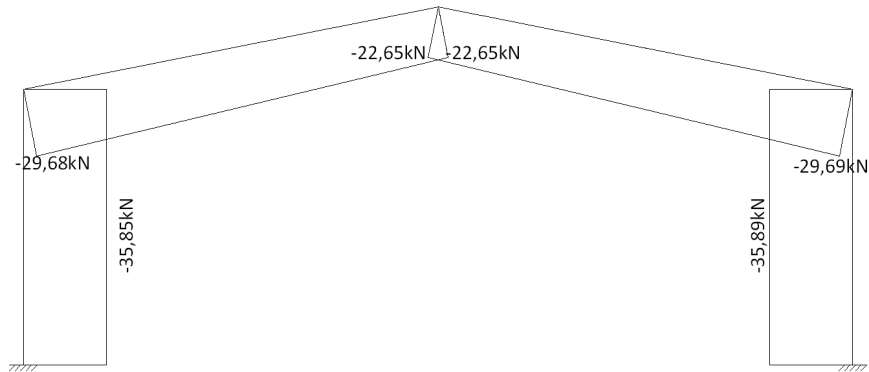


Figura 4.20 - Diagrama de esforço axial – Combinação de carga F_{d1} .

Fonte: próprio autor.

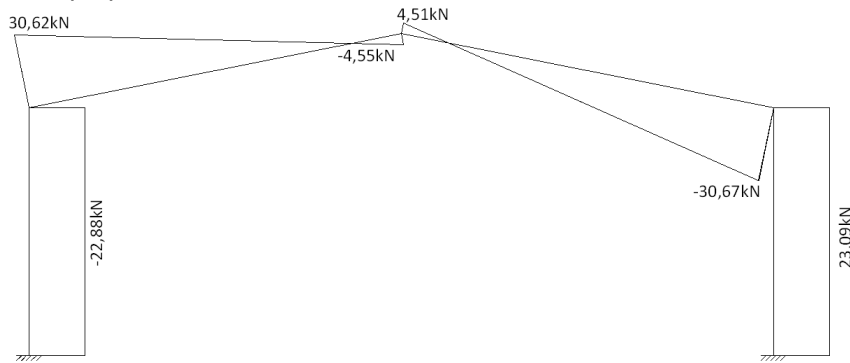


Figura 4.21 - Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga F_{d1} .

Fonte: próprio autor.

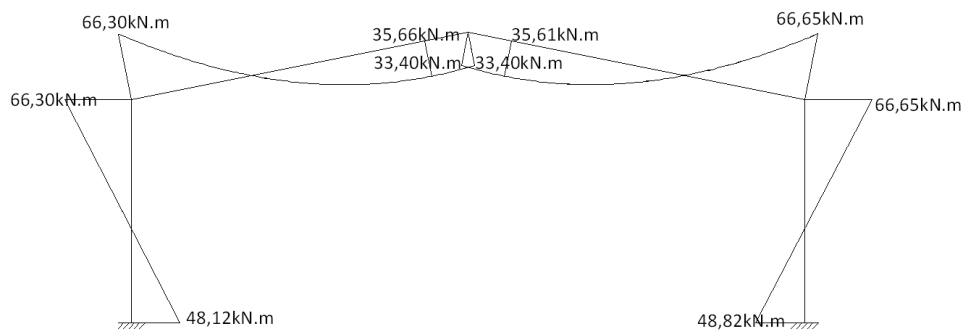


Figura 4.22 - Diagrama de momentos – Combinação de carga .

Fonte: próprio autor.

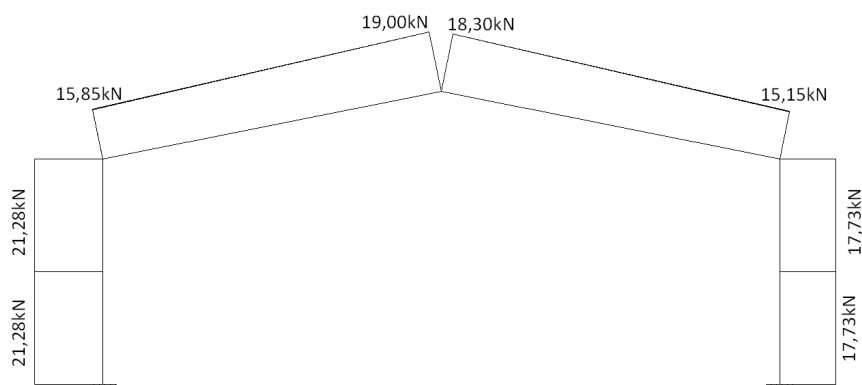


Figura 4.23 - Diagrama de esforço axial – Combinação de carga $F_{1.2}$.
Fonte: próprio autor.

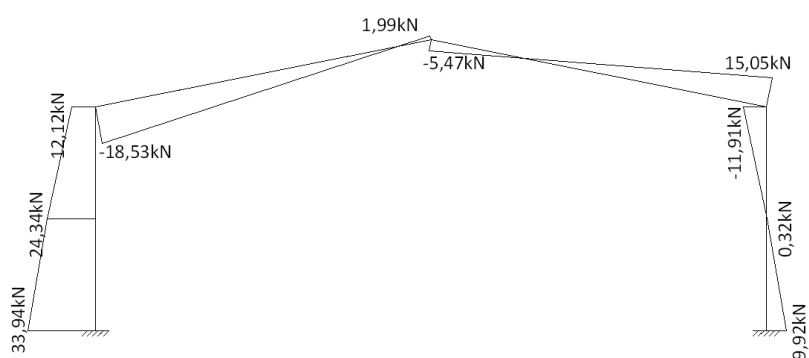


Figura 4.24 - Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga $F_{1.2}$.
Fonte: próprio autor.

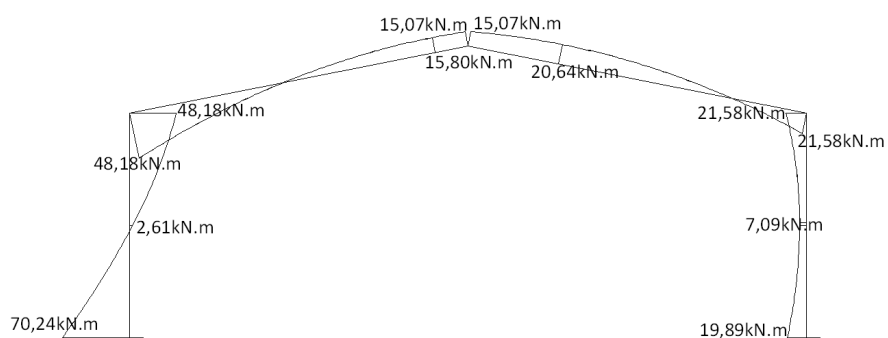


Figura 4.25 - Diagrama de momentos – Combinação de carga $F_{1.2}$.
Fonte: próprio autor.

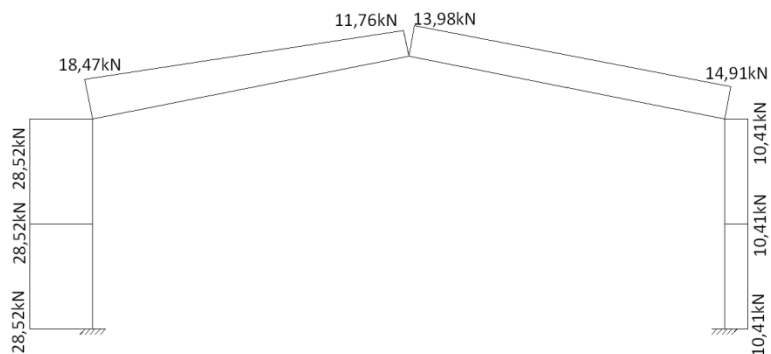


Figura 4.26 - Diagrama de esforço axial – Combinação de carga F_{d3} .
Fonte: próprio autor

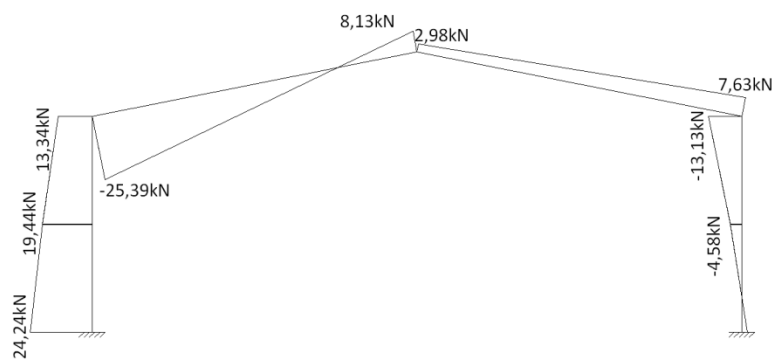


Figura 4.27 - Diagrama de esforço cortante – Combinação de carga F_{d3} .
Fonte: próprio autor.

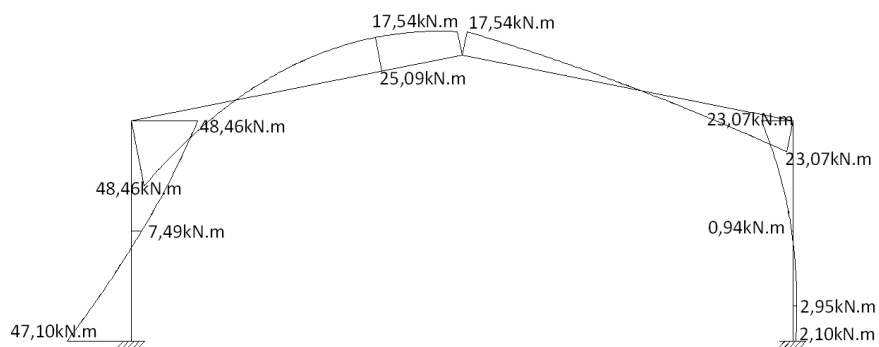


Figura 4.28 - Diagrama de momentos – Combinação de carga F_{d3} .
Fonte: próprio autor.

4.2 Dimensionamento da coluna

4.2.1 Solicitações de cálculo

Após toda análise criteriosa sobre as tensões atuantes na estrutura, as barras que destacaram os maiores esforços foram na coluna A-B:

Combinação F_{d1} (Hipótese 1):

$$M_{sd} = 66,65 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -35,89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = -30,67 \text{ kN}$$

Combinação F_{d2} (Hipótese 2): (Elemento à tração)

$$M_{sd} = 70,24 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 21,28 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 33,94 \text{ kN}$$

Combinação F_{d3} (Hipótese 3): (Elemento à tração)

$$M_{sd} = 48,46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 28,52 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = -25,39 \text{ kN}$$

4.2.2 Pré-dimensionamento da coluna

Conforme recomendação de Bellei (2006), na escolha de um perfil para ser dimensionamento da coluna, pode-se utilizar a seguinte condição:

$$h_c = \frac{L}{20} = \frac{5000mm}{20} = 250mm \quad (134)$$

Desta forma, o perfil adotado é W 250 x 38,5 - Altura(mm) x massa(kg/m).

Características do perfil:

- ✓ Massa Linear: 38,9kg/m
- ✓ Área: $A = 49,6cm^2$
- ✓ Dimensões: $d = 262mm$, $b_f = 147mm$, $t_w = 6,6mm$, $t_f = 11,2mm$,
 $h = 239,6mm$ e $d' = 219,6mm$.
- ✓ Eixo X - X: $I_x = 6057cm^4$, $W_x = 462cm^3$, $r_x = 11,05cm$ e $Z_x = 518cm^3$.
- ✓ Eixo Y - Y: $I_y = 594cm^4$, $W_y = 81cm^3$, $r_y = 3,46cm$ e $Z_y = 124cm^3$.
- ✓ Propriedade de torção: $I_t = J = 17,63cm^4$ e $C_w = 93242cm^6$.
- ✓ Esbeltez local: $\frac{b_f}{2t_f} = 6,56$ e $\frac{d'}{t_w} = 33,27$.
- ✓ $r_t = 3,93cm$.
- ✓ $f_y = 25 kN/cm^2$, $\lambda_y = 133cm$.

O perfil escolhido não tem por objetivo o melhor desempenho, custo e benefício, e sim que passe nas condições de resistência (dimensionamento) e deslocamentos. Para ser possível unir todos esses itens, seria necessário fazer uma pesquisa aprofundada quanto à disponibilidade de fornecedores, custos, entre outros inúmeros aspectos.

4.2.3 Verificações de cálculo

4.2.3.1 Verificação da esbeltez

Levando em conta que a limitação de esbeltez para barras comprimidas é de 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{5.000}{131,4} = 45,66 < 200, \text{ então OK.} \quad (135)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{5.000}{38,2} = 157,07 < 200, \text{ então OK.} \quad (136)$$

4.2.4 Verificação da capacidade a compressão

Verificação da esbeltez da alma, elemento AA:

Considerando-se o perfil de dois eixos de simetria, temos:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \frac{271}{5,8} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 46,72 > 42,14 \quad (137)$$

Assim, deve ser calculado o fator de redução Q_{α} :

Largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1,92 \times 5,8 \times 24,08 \times \left[1 - \frac{0,34}{271/5,8} \times 24,08 \right] = 221,15 \text{ mm} < 271 \text{ mm} \quad (138)$$

$$A_{ef} = 4.970 - (271 - 221,15) \times 5,8 = 4.680,85 \text{ mm}^2$$

$$Q_{\alpha} = \frac{4.680,85}{4.970} = 0,94$$

Então, $Q_{\alpha} = 0,94$.

Verificação da esbeltez da mesa, elemento AL:

$$\frac{b_f}{s_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (139)$$

$$\frac{165}{9,7} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200.000}{250}}$$

$$8,51 < 15,84$$

Então, $Q_s = 1,0$.

Fator de redução total Q :

$$Q = Q_{\alpha} Q_s = 0,94 \times 1 = 0,94 \quad (140)$$

Flambagem elástica

No cálculo da carga de flambagem elástica, determina-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica.

Flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (141)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 200.000 \times 8,58 \times 10^7}{(1 \times 5.000)^2} = 6.774,50 \text{ kN}$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (142)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 200.000 \times 7,27 \times 10^6}{(1 \times 5.000)^2} = 574,02 \text{ kN}$$

Raio de giração polar da seção bruta, em relação ao centro de cisalhamento:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (143)$$

$$r_o = \sqrt{(131,4^2 + 38,20^2)} = 136,84 \text{ mm}$$

Flambagem por torção em relação ao eixo z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_t \right] \quad (144)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{136,84^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times 200.000 \times 1,6373 \times 10^{11}}{5.000^2} + 77.000 \times 132.000 \right]$$

$$N_{ez} = 1.233,18 \text{ kN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} , ou seja,

$$N_e = 574,02 \text{ kN.}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (145)$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{0,94 \times 4.970 \times 250}{574.020}} = 1,43$$

Como $\lambda_e < 1,5$, fator de redução:

$$\chi = 0,658^{\lambda_e^2} = 0,658^{1,43^2} = 0,4249 \quad (146)$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{e,R} = \frac{\chi \phi A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (147)$$

$$N_{e,Rd} = \frac{0,4249 \times 0,94 \times 4.970 \times 250}{1,1} = 451,15 \text{ kN}$$

4.2.4.1 Verificação da capacidade à flexão

4.2.4.1.1 Estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem lateral com torção.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{5.000}{38,2} = 130,89 \quad (148)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78 \quad (149)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E J} = \frac{(250 - (250 \times 0,3)) \times 553.600}{200.000 \times 132.000} = 0,00367 \quad (150)$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} = \frac{7,27 \times 10^6 \times (310 - 9,7)^2}{4} = 1,639 \times 10^{11} \text{mm}^6 \quad (151)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (152)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{7,27 \times 10^6 \times 132.000}}{38,2 \times 132.000 \times 0,00367} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1,639 \times 10^{11} \times 0,00367^2}{7,27 \times 10^6}}} = 146,69$$

Momentos atuantes na coluna:

Considera-se a coluna com as maiores solicitações de momento. Neste caso, será a coluna A-B.

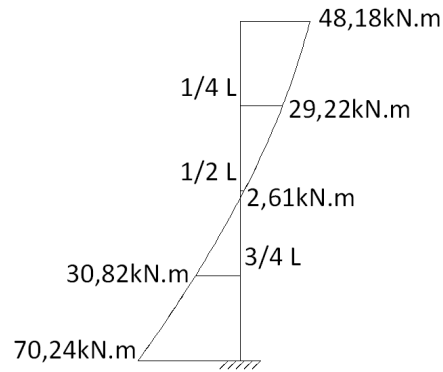


Figura 4.29 - Momentos atuantes: coluna A-B.
Fonte: próprio autor.

Quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

Fator de modificação:

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \quad (153)$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 70,24}{2,5 \times 70,24 + 3 \times 30,82 + 4 \times 2,61 + 3 \times 29,62} \times 1 = 2,39$$

$$C_b < 3,00 = 2,39 < 3,00, \text{ então:}$$

Momento resistente:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = (250 - (250 \times 0,3)) \times 462.000 = 80,85 \text{ kN.m} \quad (154)$$

Momento de plastificação:

$$M_{pl} = Z f_y = 518.000 \times 250 = 129,50 \text{ kN.m} \quad (155)$$

Momento resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{2,39}{1,1} \times \left[129,50 - (129,50 - 80,85) \times \frac{130,89 - 49,78}{146,69 - 49,78} \right] \leq \frac{129,50}{1,1} \quad (156)$$

$$M_{Rd} = 192,88kN.m > 117,72kN.m$$

$$M_{FLT,n} = 117,72kN.m$$

4.2.4.1.2 Estado limite para flambagem local na mesa (FLM)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem local na mesa.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{165}{2 \times 9,7} = 8,50 \quad (157)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 10,75 \quad (158)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} = 0,83 \sqrt{\frac{200.000}{250 - (250 \times 0,3)}} = 28,06 \quad (159)$$

Quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{129,50}{1,1} = 117,72kN.m \quad (160)$$

4.2.4.1.3 Estado limite para flambagem local na alma (FLA)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem local na alma.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72 \quad (161)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 106,35 \quad (162)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 161,22 \quad (163)$$

Quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

$$M_{FLA,m} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{129,50}{1,1} = 117,72 \text{ kN.m} \quad (164)$$

Enfim, o momento fletor resistente de cálculo é de (M_{Rd}):

$$M_{Rd} = 117,72 \text{ kN.m}$$

4.2.4.2 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber a capacidade ao cisalhamento do perfil.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_v = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72 \quad (165)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 69,57 \quad (166)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 86,65 \quad (167)$$

Quando, $\lambda_v < \lambda_p$,

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (310 \times 5,8) \times 250 = 269,70 \text{ kN}$$

Força cortante resistente de cálculo:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{269,70}{1,1} = 245,18 \text{ kN} \quad (168)$$

4.2.4.3 Verificação da atuação simultânea

Para atuações simultâneas de esforços axiais de tração, de compressão ou de momentos fletores, deve-se obedecer a expressão:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = \frac{35,89}{451,15} = 0,08 < 0,2, \text{ então:} \quad (169)$$

$$\frac{N_{c,d}}{2\alpha N_{c,Rd}} + \frac{M_{xS,d}}{M_{xRd}} = \frac{35,89}{2\alpha 451,15} + \frac{70,24}{117,72} = 0,64 < 1,00, \text{ então OK.}$$

4.3 Dimensionamentos das vigas

Para dimensionar a viga, utiliza-se o mesmo procedimento de cálculo adotado no dimensionamento da coluna.

4.3.1 Verificação da esbeltez

Levando em conta que a limitação de esbeltez para barras comprimidas é a mesma que nas colunas, ou seja, é de 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{7648,5}{131,4} = 58,21 < 200, \text{ então OK.} \quad (170)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{2.549}{38,2} = 66,73 < 200, \text{ então OK.}$$

4.3.2 Verificação da capacidade à compressão

Conforme já calculado nas verificações para coluna, tem-se:

$$Q = Q_x Q_y = 0,94 \times 1 = 0,94 \quad (171)$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{xx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 200.000 \times 8,581 \times 10^7}{(1 \times 7.648,5)^2} = 2.895,44 \text{ kN} \quad (172)$$

Flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{yy} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 200.000 \times 7,27 \times 10^6}{(1 \times 2.549)^2} = 2.208,64 \text{ kN} \quad (173)$$

Flambagem por torção em relação ao eixo z:

$$N_{zz} = \frac{1}{\alpha_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad (174)$$

$$N_{zz} = \frac{1}{136,84^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times 200.000 \times 1,639 \times 10^{11}}{2.549^2} + 77.000 \times 132.000 \right]$$

$$N_{zz} = 3.201,95 \text{ kN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} , ou seja,
 $N_e = 2.208,64kN$.

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{QAgf_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,94 \times 4.970 \times 250}{2.208.640,00}} = 0,73 \quad (175)$$

Como $\lambda_o < 1,5$, fator de redução:

$$\chi = 0,658^{\frac{1}{\lambda_o}} = 0,658^{0,73} = 0,8 \quad (176)$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi QAgf_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,8 \times 0,94 \times 4.970 \times 250}{1,1} = 849,42kN \quad (177)$$

4.3.3 Verificação da capacidade à flexão

4.3.3.1 Estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem lateral com torção.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2,549}{38,20} = 66,73 \quad (178)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78 \quad (179)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (180)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{7,27 \times 10^6 \times 132.000}}{38,2 \times 132.000 \times 0,00367} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1,639 \times 10^{11} \times 0,00367^2}{7,27 \times 10^6}}} = 146,69$$

Momentos atuantes na viga

Considera-se a viga com as maiores solicitações de momento. Neste caso será a coluna B-C.

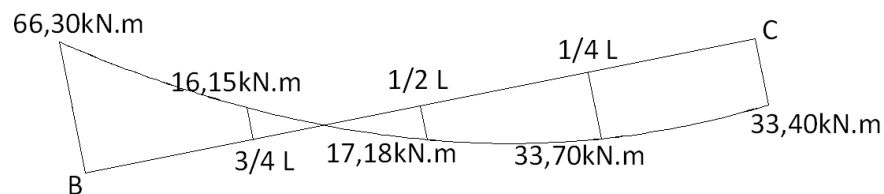


Figura 4.30 – Momentos atuantes: viga B-C.
Fonte: próprio autor.

Quando $\lambda_{FLT} < \lambda_r$:

Fator de modificação:

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \quad (181)$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 63,30}{2,5 \times 63,30 + 3 \times 16,15 + 4 \times 17,18 + 3 \times 33,70} \times 1 = 2,10$$

$C_b < 3,00 = 2,10 < 3,00$, então:

Momento resistente:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = (250 - (250 \times 0,3)) \times 553.600 = 96,88 \text{ kN.m} \quad (182)$$

Momento de plastificação:

$$M_{pl} = Zf_y = 615.400 \times 250 = 153,85 \text{ kN.m} \quad (183)$$

Momento resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{2,10}{1,1} \times \left[153,85 - (153,85 - 96,88) \times \frac{66,73 - 49,78}{146,69 - 49,78} \right] \leq \frac{153,85}{1,1} \quad (184)$$

$$M_{Rd} = 274,69 \text{ kN.m} > 139,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLT,n} = 139,86 \text{ kN.m}$$

4.3.3.2 Estado limite para flambagem local na mesa (FLM)

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{153,85}{1,1} = 139,86kN.m \quad (185)$$

4.3.3.3 Estado limite para flambagem local na alma (FLA)

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{153,85}{1,1} = 139,86kN.m \quad (186)$$

Utiliza-se o menor entre $M_{FLT,n}$, $M_{FLM,n}$ e $M_{FLA,n}$:

$$M_{Rd} = 139,86kN.m$$

4.3.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento

A força resistente de cálculo é o mesmo já verificado no dimensionamento da coluna, ou seja:

$$V_{Rd} = 245,18kN$$

4.3.5 Verificação da atuação simultânea

Para atuações simultâneas de esforços axial de tração, de compressão ou de momentos fletores, deve-se obedecer a expressão:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{29,68}{849,42} = 0,03 < 0,2, \text{ então:} \quad (187)$$

$$\frac{N_{c,d}}{2 \times N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} = \frac{29,68}{2 \times 849,42} + \frac{66,30}{139,86} = 0,49 < 1,00, \text{ então OK.}$$

4.4 Verificações dos deslocamentos horizontais e verticais

Segundo a NBR 8800:2008, os deslocamentos máximos permitidos são:

Viga de cobertura:

$$\frac{L}{250} = \frac{15000}{250} = 60mm \quad (188)$$

Pilares:

$$\frac{L}{300} = \frac{5000}{300} = 16,67mm$$

Considerando-se que para a verificação dos deslocamentos horizontais e verticais, devem ser utilizadas as solicitações sem majoração, os maiores deslocamentos encontrados foram para a coluna 14,91mm e para a viga de cobertura 12,52mm, ou seja, o perfil W 250 x 38,5 está dentro do limite permitido em norma.

4.5 Dimensionamento das terças de cobertura

4.5.1 Ações atuantes

Para saber as ações que atuaram nas terças, foram consideradas telhas trapezoidais, cujas características seguem abaixo:

- ✓ Altura da onda: 40mm

- ✓ Espessura da telha: 0,55mm
- ✓ Peso da telha: 50N/m²

Conforme bibliografia de Galpões para Usos Gerais (2010), o peso próprio das terças e tirantes pode ser estimado em 70N/m².

Peso próprio (terças+tirantes+telhas):

$$0,12kN/m^2 \times 2,549 = 0,30588kN/m \quad (189)$$

Sobrecarga:

$$0,25kN/m^2 \times 2,549 = 0,6373kN/m \quad (190)$$

Para considerar as ações atuantes na cobertura, em função do vento, utiliza-se os coeficientes C_{pe} médios.

$$\left(\frac{2,549m \times 0,69907kN}{m^2} \right) \times (-1,4) = 2,4947kN/m \quad (191)$$

4.5.2 Combinação das cargas

As combinações de cargas atuantes nas terças de cobertura seguem abaixo:

$$F_{D,1} = (1,25)F_{G,K} + (1,5)F_{Q,K} \quad (192)$$

$$F_{D,1} = (1,25) \times 0,30588kN/m + (1,5) \times 0,6373kN/m$$

$$F_{D,1} = 1,338kN/m$$

$$F_{D,2,x} = (1,00)F_{G,K} + (1,4)F_{W,K} \quad (193)$$

$$F_{D,2,x} = \frac{(1,00) \times 0,30588 \text{ kN}}{\text{m}} + (1,4) \times \left(-\frac{2,4947 \text{ kN}}{\text{m}} \right) \times (\cos 11^\circ)$$

$$F_{D,2,x} = -3,12 \text{ kN/m (Coord. Globais)}$$

$$F_{D,2,y} = (1,4) \times \left(-\frac{2,4947 \text{ kN}}{\text{m}} \right) \times (\sin 11^\circ) \quad (194)$$

$$F_{D,2,y} = -0,666 \text{ kN/m (Coord. Globais)}$$

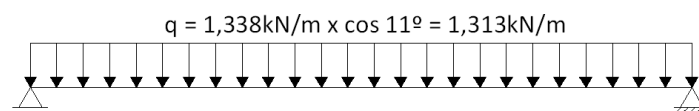
A NBR 6120 (1980), sugere que seja considerada uma carga concentrada de 1kN no ponto mais desfavorável do vão, isto é, no centro do vão e seja somado com o peso próprio.

$$F_{D,3} = (1,25)F_{G,K} + (1 \text{ kN aplicado no centro do vão da terça}) \quad (195)$$

$$F_{D,3} = (1,25) \times 0,30588 \text{ kN/m} + (1 \text{ kN})$$

$$F_{D,3} = 0,382 \text{ kN/m} + 1 \text{ kN}$$

Diagramas da terça em torno do eixo x e y, tendo em vista, o peso próprio e a sobrecarga.



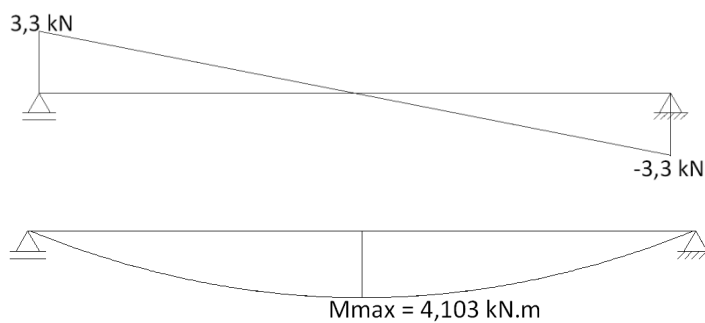


Figura 4.31 - Diagramas da terça em torno do eixo x.
Fonte: próprio autor.

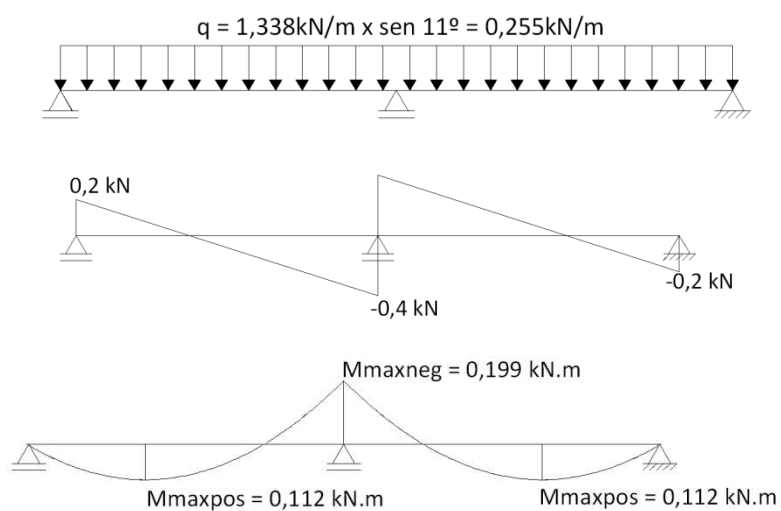


Figura 4.32 - Diagramas da terça em torno do eixo y.
Fonte: próprio autor.

Diagramas da terça em torno do eixo x e y, considerando as cargas do vento.

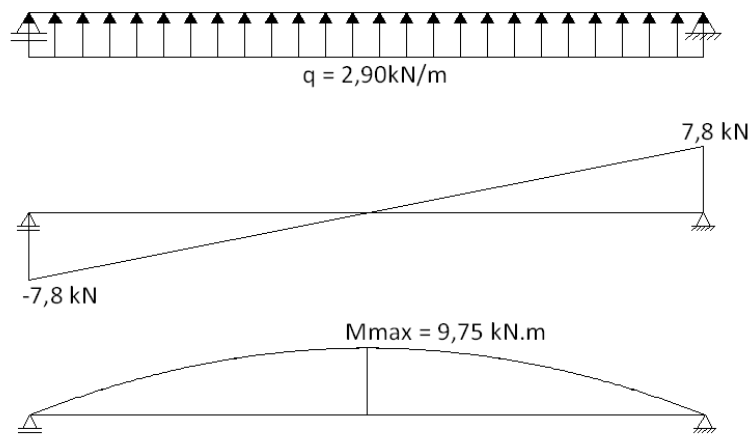


Figura 4.33 - Diagramas da terça em torno do eixo x.
Fonte: próprio autor.

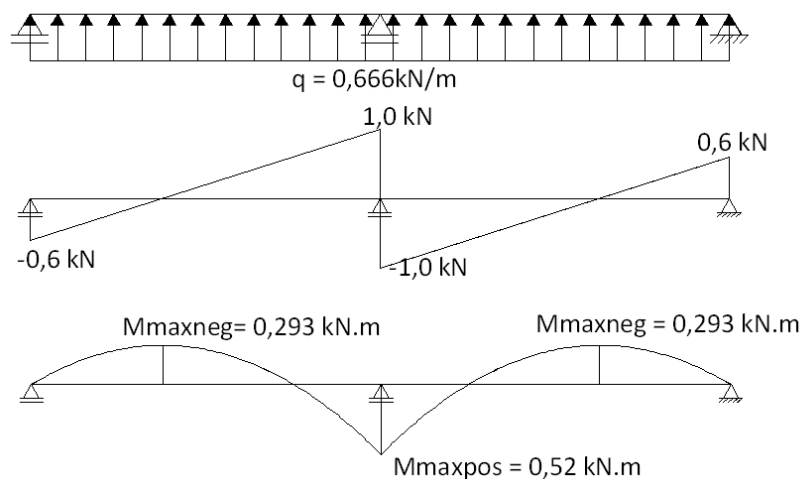


Figura 4.34 - Diagramas da terça em torno do eixo y
Fonte: próprio autor.

O perfil adotado para dimensionamento da terça é U 152 x 12,20 – altura(mm) x massa(kg/m).

Características do perfil:

- ✓ Massa Linear: 12,17kg/m.
- ✓ Área: $A = 15,50\text{cm}^2$.
- ✓ Dimensões: $b_f = 48,8\text{mm}$, $t_f = 8,71\text{mm}$ e $t_w = 5,08\text{mm}$.
- ✓ Eixo X - X: $I_x = 546,0\text{cm}^4$, $W_x = 71,7\text{cm}^3$ e $r_x = 5,94\text{cm}$, $Z_x = 84,1\text{cm}^3$.

- ✓ Eixo Y - Y: $I_y = 28,8\text{cm}^4, W_y = 8,2\text{cm}^3, r_y = 1,36\text{cm}$ e $Z_y = 16,3\text{cm}^3$.
- ✓ Propriedade de torção: $r_t = 1,82\text{cm}, I_t = J = 3\text{cm}^4$ e $C_w = 871\text{cm}^6$.

4.5.3 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo x

4.5.3.1 Estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem lateral com torção.

- a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2.500}{13,6} = 183,82 \quad (196)$$

- b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78 \quad (197)$$

- d) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E J} = \frac{(250 - (250 \times 0,3)) \times 71.700}{200.000 \times 30.000} = 0,00209125 \quad (198)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (199)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{2,88 \times 10^5 \times 30.000}}{13,6 \times 30.000 \times 0,00209125} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 0,871 \times 10^9 \times 0,00209125^2}{2,88 \times 10^5}}} = 221,21$$

Como $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$, o valor para $C_b = 1,00$.

Momento resistente:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = (250 - (250 \times 0,3)) \times 71.700 = 12,55 \text{ kN.m} \quad (200)$$

Momento de plastificação:

$$M_{pl} = Z f_y = 84.100 \times 250 = 21,03 \text{ kN.m} \quad (201)$$

Momento resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{1,00}{1,1} \times \left[21,03 - (21,03 - 12,55) \times \frac{183,82 - 49,78}{221,21 - 49,78} \right] \leq \frac{21,03}{1,1} \quad (202)$$

$$M_{Rd} = 13,09 \text{ kN.m} < 19,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLT,n} = 13,09 \text{ kN.m}$$

4.5.3.2 Estado limite para flambagem local na mesa (FLM)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem local na mesa.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{48,8}{8,71} = 5,60 \quad (203)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 10,75 \quad (204)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} = 0,83 \sqrt{\frac{200.000}{250 - (250 \times 0,3)}} = 28,06 \quad (205)$$

Quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

$$M_{FLM,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{21,03}{1,1} = 19,12 \text{ kN.m} \quad (206)$$

4.5.3.3 Estado limite para flambagem local na alma (FLA)

Deve-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem local na alma.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$h_w = d - (2xk) = 152,4 - (2 \times 21) = 110,4 \text{ mm} \quad (207)$$

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{110,4}{5,08} = 21,73 \quad (208)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 106,35 \quad (209)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 161,22 \quad (210)$$

Quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$:

$$M_{FLA,m} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{d1}} = \frac{21,03}{1,1} = 19,12 \text{ kN.m} \quad (211)$$

Enfim, o momento fletor resistente de cálculo é de (M_{Rd}):

$$M_{x,Rd} = 13,09 \text{ kN.m}$$

4.5.4 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y

4.5.4.1 Estado limite para flambagem local da alma (FLA)

Devem-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem local na alma.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{H_w}{t_w} = \frac{110,4}{5,08} = 21,73 \quad (212)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 31,68 \quad (213)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 39,60 \quad (214)$$

Como $\lambda_{FLA} < \lambda_p$:

Momento de plastificação:

$$M_{pl} = Z f_y = 16.300 \times 250 = 4,08 \text{ kN.m} \quad (215)$$

$$M_{FLA,m} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{4,08}{1,1} = 3,71 \text{ kN.m} \quad (216)$$

$$M_{y,Rd} = 3,71 \text{ kN.m}$$

4.5.5 Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo x

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{x,v} = \frac{h}{t_w} = \frac{110,4}{5,08} = 21,73 \quad (217)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{x,pl} = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 69,57 \quad (218)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{x,cr} = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 86,65 \quad (219)$$

Quando, $\lambda_v < \lambda_{pl}$,

$$V_{x,pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (152,4 \times 5,08) \times 250 = 116,13 \text{ kN} \quad (220)$$

Força cortante resistente de cálculo:

$$V_{x,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{116,13}{1,1} = 105,57 \text{ kN} \quad (221)$$

4.5.6 Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo y

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{y,v} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{48,8}{8,71} = 5,60 \quad (222)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{y,p} = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{1,2 \times 200.000}{250}} = 34,08 \quad (223)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{y,r} = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{1,2 \times 200.000}{250}} = 42,45 \quad (224)$$

Quando, $\lambda_v < \lambda_p$,

$$V_{y,pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (2 \times 48,8 \times 8,71) \times 250 = 127,51 \text{ kN} \quad (225)$$

Força cortante resistente de cálculo:

$$V_{y,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{127,51}{1,1} = 115,92 \text{ kN} \quad (226)$$

4.5.7 Verificação da atuação simultânea

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 = \frac{9,75}{13,09} + \frac{0,52}{3,71} \leq 1 \quad (227)$$

$$0,89 \leq 1,00 \rightarrow OK$$

4.5.8 Verificação da flecha nas terças de cobertura

Conforme o anexo C1 da NBR 8800:2008, os deslocamentos máximos permitidos para as terças de cobertura, considerando-se as combinações raras de serviço com ações variáveis do mesmo sentido das ações permanentes, devem ser $L/180$, e com as ações variáveis de sentido oposto às permanentes, $L/120$, sendo que L é o vão livre da terça.

Determinação das cargas atuantes de acordo com a pior combinação rara de serviço:

$$F_{serv} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + F_{Qi,K} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qi,K}) \quad (228)$$

$$F_{serv,1} = F_{Gi,K} + F_{Qi,K} + (0,6)F_{Wi,K}$$

$$F_{servY,1} = (0,30588 + 0,6373)xcos(11^\circ) - (0,6)x5,5 = -2,368kN/m$$

$$F_{servX,1} = (0,30588 + 0,6373)xcos(11^\circ) = 0,17997kN/m$$

O deslocamento máximo no centro do vão é:

$$\delta = \frac{5xql^4}{384xEI_x} = \frac{5x\left(\frac{0,02368kN}{cm}\right)x(500cm)^4}{384x\left(\frac{20000kN}{cm^2}\right)x546cm^4} = 1,76cm \quad (229)$$

$$\delta_{max} = \frac{500}{120} = 4,17 \text{ cm}$$

$\delta < \delta_{max}$, então OK

4.6 Dimensionamento das terças laterais

4.6.1 Ações atuantes

Para saber as ações que atuaram nas terças, foi considerado a mesma telha e o mesmo perfil utilizado para dimensionamento da terça de cobertura.

Conforme bibliografia de Galpões para Usos Gerais (2010), o peso próprio das terças e tirantes pode ser estimado em 70N/m².

A distância entre terças que será considerada é 2,50m.

Peso próprio (terças+tirantes+telhas):

$$0,12 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 = 0,30 \text{ kN/m} \quad (230)$$

Vento:

$$\left(\frac{2,50 \text{ m} \times 0,69907 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right) \times (-1,0) = -1,748 \text{ kN/m} \quad (231)$$

4.6.2 Combinação das cargas

$$F_{D,1} = (1,25)F_{G,K} + (1,5)F_{Q,K} \quad (232)$$

$$F_{D,1} = \frac{(1,25) \times 0,30 \text{ kN}}{\text{m}} + \frac{(1,5) \times 0 \text{ kN}}{\text{m}} = 0,375 \text{ kN/m}$$

$$F_{D,2,x} = (1,00)F_{G,K} + (1,4)F_{W,K} \quad (233)$$

$$F_{D,2,x} = \frac{(1,00) \times 0 \text{ kN}}{\text{m}} + (1,4) \times \left(-\frac{1,748 \text{ kN}}{\text{m}} \right) = -2,45 \text{ kN/m (Coord. Globais)}$$

$$F_{D,2,y} = (1,00) \times \left(-\frac{0,30}{\text{m}} \right) \times (1,4) \times (0) \quad (234)$$

$$F_{D,2,y} = -0,30 \text{ kN/m (Coord. Globais)}$$

Diagramas da terça em torno do eixo x e y, avaliando o peso próprio e a sobrecarga.

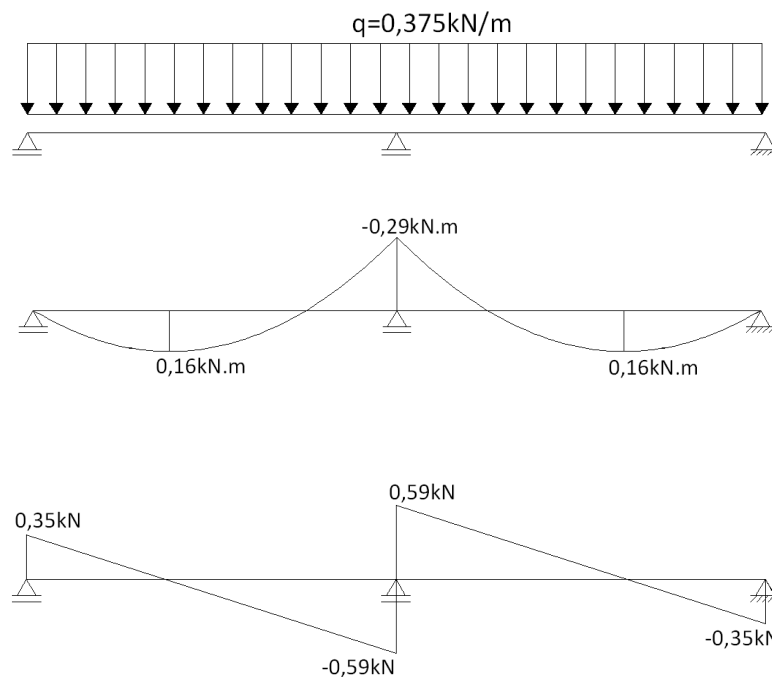


Figura 4.35 - Diagramas da terça em torno do eixo x.

Fonte: próprio autor.

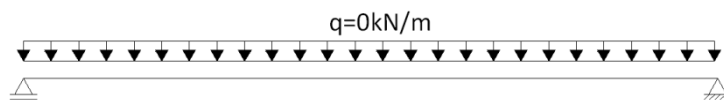


Figura 4.36 - Diagramas da terça em torno do eixo y.
Fonte: próprio autor.

Diagramas da terça em torno do eixo x e y, considerando as cargas do vento.

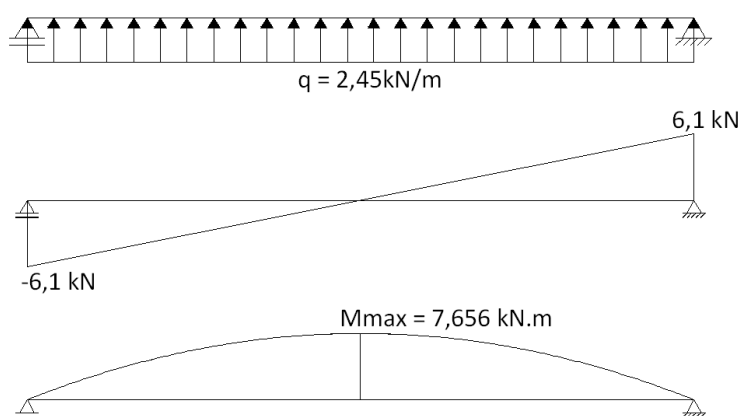


Figura 4.37 - Diagramas da terça em torno do eixo y.
Fonte: próprio autor.

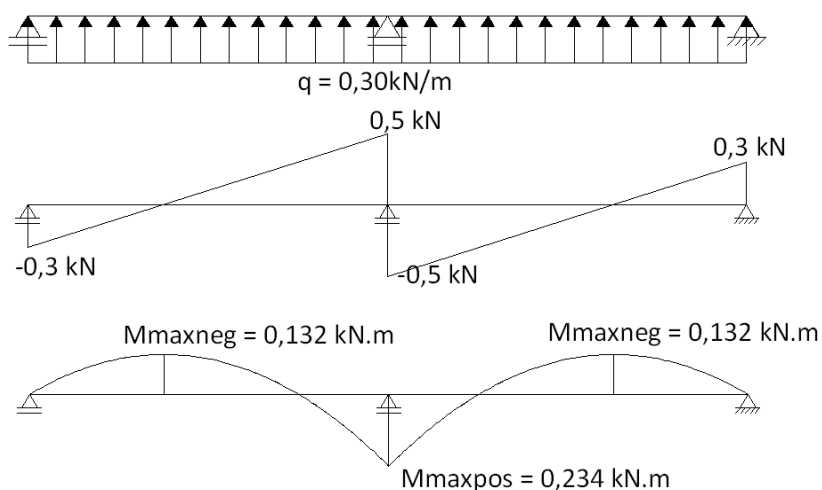


Figura 4.38 - Diagramas da terça em torno do eixo x.
Fonte: próprio autor.

O perfil adotado para dimensionamento da terça é U 152 x 12,20 – Altura(mm)
x massa(kg/m).

Características do perfil:

- ✓ Massa Linear: 12,17kg/m.
- ✓ Área: $A = 15,50\text{cm}^2$.
- ✓ Dimensões: $d = 152,4\text{mm}$, $b_f = 48,8\text{mm}$, $t_f = 8,71\text{mm}$ e $t_w = 5,08\text{mm}$.
- ✓ Eixo X - X: $I_x = 546,0\text{cm}^4$, $W_x = 71,7\text{cm}^3$ e $r_x = 5,94\text{cm}$, $Z_x = 84,1\text{cm}^3$.
- ✓ Eixo Y - Y: $I_y = 28,8\text{cm}^4$, $W_y = 8,2\text{cm}^3$, $r_y = 1,36\text{cm}$ e $Z_y = 16,3\text{cm}^3$.
- ✓ Propriedade de torção: $r_t = 1,82\text{cm}$, $I_t = J = 3\text{cm}^4$ e $C_w = 871\text{cm}^6$.

4.6.3 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y

4.6.3.1 Estado limite para flambagem lateral com torção (FLT)

Deve-se verificar alguns parâmetros para saber o momento máximo para flambagem lateral com torção.

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2.500}{13,6} = 183,82 \quad (235)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 49,78 \quad (236)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E J} = \frac{(250 - (250 \times 0,3)) \times 71.700}{200.000 \times 30.000} = 0,00209125 \quad (237)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (238)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{2,88 \times 10^5 \times 30.000}}{13,6 \times 30.000 \times 0,00209125} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 0,871 \times 10^9 \times 0,00209125^2}{2,88 \times 10^5}}} = 221,21$$

Como $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$, o valor para $C_b = 1,00$.

Momento de plastificação:

$$M_{pl} = Z f_y = 16.300 \times 250 = 4,08 \text{ kN.m} \quad (239)$$

$$M_{FLA} = \frac{4,08}{1,1} = 3,71 \text{ kN.m}$$

Assim, o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo x é igual a:

$$M_{x,Rd} = 3,71 \text{ kN.m}$$

4.6.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo y

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{yw} = \frac{H_w}{t_w} = \frac{110,40}{5,08} = 21,73 \quad (240)$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{kvxE}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 69,57 \quad (241)$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{pr} = 1,37 \sqrt{\frac{kvxE}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 86,65 \quad (242)$$

Quando, $\lambda_y < \lambda_p$,

$$V_{y,pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (152,4 \times 5,08) \times 250 = 116,13 \text{ kN} \quad (243)$$

$$V_{y,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{R1}} = \frac{116,13}{1,1} = 105,57 \text{ kN}$$

Verificação da capacidade ao cisalhamento em torno do eixo x:

d) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{x,v} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{48,8}{8,71} = 5,60 \quad (244)$$

e) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_{x,p} = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 69,57 \quad (245)$$

f) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_{x,r} = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{250}} = 86,65 \quad (246)$$

Quando, $\lambda_v < \lambda_p$,

$$V_{x,pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (2 \times 48,8 \times 8,71) \times 250 = 127,51 \text{ kN} \quad (247)$$

Força cortante resistente de cálculo:

$$V_{x,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{127,51}{1,1} = 115,92 \text{ kN} \quad (248)$$

4.6.5 Verificação da atuação simultânea

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 = \frac{0,234}{3,71} + \frac{7,656}{13,09} \leq 1 \quad (249)$$

$$0,65 \leq 1,00 \rightarrow OK$$

4.7 Dimensionamento dos Tirantes de cobertura

Serão utilizados tirantes formados por barras redondas e suas extremidades são rosqueadas. Geralmente, em galpões pequenos, como esse em estudo, utiliza-se barras $d_b = 12,5mm$.

Área efetiva da barra rosqueada:

$$A_b = 0,25 \times \pi \times d_b^2 \quad (250)$$

$$A_b = 0,25 \times \pi \times 12,5^2 = 122,72 mm^2$$

$$A_e = 0,75 \times 122,72 = 92,04 mm^2$$

4.7.1 Força de tração resistente

Força resistente à ruptura:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (251)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{92,04 \times 400}{1,35} = 27.270,80 N$$

Força de tração resistente para o escoamento da seção:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (252)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{122,72 \times 250}{1,1} = 27.890,90N$$

Assim, a menor força à tração encontrada é a força para ruptura de seção rosqueada da barra, isto é, $F_{t,Rd} = 27.270,80N$.

4.7.2 Cargas atuantes nos tirantes da cobertura

Peso próprio (terças+tirantes+telhas):

$$0,12kN/m^2 \times 2,5 = 0,3kN/m \quad (253)$$

Sobrecarga:

$$0,25kN/m^2 \times 2,5 = 0,625kN/m \quad (254)$$

Combinação crítica:

$$F_D = (1,25)F_{G,K} + (1,5)F_{Q,K} \quad (255)$$

$$F_D = (1,25) \times 0,3kN/m + (1,5) \times 0,625kN/m = 1,313kN/m$$

$$F_{D,K} = 1,313kN/m \times \text{sen}11^\circ = 0,25kN/m \quad (256)$$

Carga atuante no tirantes 1:

$$F_D = 0,25kN/m \times (2 \times 2,549m) = 1,2745kN \quad (257)$$

Carga atuante no tirantes 2:

$$T2 = \sqrt{2,549^2 + 2,5^2} = 3,57m \quad (258)$$

$$\beta = 45,56^\circ$$

$$F_D = \frac{0,25kN/m \times (2,5 \times 2,549m)}{(\sin 45,56^\circ \times 2)} = 1,11kN \quad (259)$$

$1,2745kN < 1,11kN < 27,27kN$, então OK.

4.8 Dimensionamento dos tirantes de tapamento lateral

Assim como nos tirantes de cobertura, serão utilizadas barras $d_b = 12,5mm$.

4.8.1 Cargas atuantes nos tirantes do tapamento lateral

Peso próprio (terças+tirantes+telhas de tapamento):

$$0,12kN/m^2 \times 2,5 = 0,3kN/m \quad (260)$$

Combinação crítica:

$$F_{D,1} = (1,25)F_{G,K} + (1,5)F_{Q,K} \quad (261)$$

$$F_{D,1} = (1,25) \times 0,3kN/m + (1,5) \times 0kN/m = 0,375kN/m$$

Carga atuante no tirantes 1:

$$F_D = 0,375 \text{ kN/m} \times (2,5 \text{ m}) = 0,938 \text{ kN} \quad (262)$$

Carga atuante no tirantes 2:

$$T2 = \sqrt{2,5^2 + 2,5^2} = 3,54 \text{ m} \quad (263)$$

$$\beta = 45,00^\circ$$

$$F_D = \frac{0,375 \text{ kN/m} \times (2 \times 2,5 \text{ m})}{(\sin 45,00^\circ \times 2)} = 1,33 \text{ kN} \quad (264)$$

$0,938 \text{ kN} < 1,33 \text{ kN} < 27,27 \text{ kN}$, então OK.

4.9 Dimensionamento dos elementos de contraventamento de cobertura

A força de tração que atua na diagonal é obtida por:

$$F_{DT} = (1,4) \times \left(\frac{0,699 \text{ Kn}}{\text{m}^2} \right) \times (2,549) \times \left(\frac{6,50 \text{ m}}{2} \right) = 8,11 \text{ kN} \quad (265)$$

A força na diagonal de contraventamento é obtida por:

$$N_{tsd} = 8,11 \text{ kN} \times \frac{\sqrt{5^2 + 2,549^2}}{5} = 9,10 \text{ kN} \quad (266)$$

Verificação para uma barra rosqueada de 12,5mm de diâmetro (valor mínimo recomendado pela ABNT NBR8800):

$$A_s = 0,25 \pi x d_s^2 \quad (267)$$

$$A_b = 0,25 \times \pi \times 1,25^2 = 1,23 \text{ mm}^2$$

Força de tração resistente para o escoamento da seção:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_b \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (268)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{1,23 \times 250}{1,1} = 27,95 \text{ N}$$

Força de resistente à ruptura:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75 A_b \times f_u}{\gamma_{a2}} \quad (269)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75 \times 1,23 \times 400}{1,35} = 27,33 \text{ N}$$

A capacidade resistente é quase o triplo da solicitada, Seria possível utilizar um diâmetro menor de barra, porém a norma não permite usar diâmetro menor que 12,5mm, então será utilizado o mínimo.

Não será necessário limitar o índice de esbeltez, desde que as barras rosqueadas estejam colocadas com alguma pré-tensão.

4.10 Dimensionamento dos elementos de contraventamento vertical

A força de tração que atua na diagonal é obtida por:

$$F_{diagonal} = (1,4) \times \left(\frac{0,699 \text{ Kn}}{\text{m}^2} \right) \times (6,50 \text{ m} + 5 \text{ m}) \times \left(\frac{7,50 \text{ m}}{4} \right) = 21,10 \text{ kN} \quad (270)$$

Força na diagonal:

$$N_{t,Ed} = 21,10kN \times \frac{\sqrt{5^2 + 5^2}}{5} = 29,84kN \quad (271)$$

Verificação para uma barra rosqueada de 20mm de diâmetro:

$$A_b = 0,25 \times \pi \times d_b^2 \quad (272)$$

$$A_b = 0,25 \times \pi \times 2,0^2 = 3,14cm^2$$

Força de tração resistente para o escoamento da seção:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_b \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (273)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{3,14 \times 250}{1,1} = 71,39N$$

Força resistente à ruptura na seção:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75 A_b \times f_u}{\gamma_{a2}} \quad (274)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75 \times 3,14 \times 400}{1,35} = 69,78N$$

Não se limitará o índice de esbeltez, desde que as barras rosqueadas sejam colocadas com alguma pré-tensão.

4.11 Dimensionamento da placa de base

Sabendo que a coluna foi dimensionada com o perfil W 250 x 38,5 e tem as seguintes características $d = 262\text{mm}$, $b_f = 147\text{mm}$, $t_w = 6,6\text{mm}$ e $t_f = 11,2\text{mm}$, podemos estimar um tamanho de chapa de base para calcular as verificações.

As maiores solicitações transmitidas à base do pilar pela coluna são: $C=35,89\text{kN}$, $T=28,52\text{kN}$, $M=70,24\text{kN.m}$ e $H=33,94\text{kN}$.

Será estimada a utilização de uma chapa de base com dimensões de $L=55\text{cm}$ $B=45\text{cm}$, utilizando o aço ASTM A36 com $F_y=25\text{kN/cm}^2$ e $F_u=40\text{kN/cm}^2$.

Cálculo para L:

$$f_c = 0,35f_{ck} = 0,35 \times 2,5 = 0,875 \quad (275)$$

$$L = \frac{N}{2xBxf_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2xBxf_c}\right)^2 + \frac{6M}{Bxf_c}} \quad (276)$$

$$L = \frac{35,89}{2 \times 45 \times 0,875} + \sqrt{\left(\frac{35,89}{2 \times 45 \times 0,875}\right)^2 + \frac{6 \times 7,024}{45 \times 0,875}}$$

$$L = 33,17\text{cm} < 55\text{cm}, \text{então OK.}$$

Cálculo de f_c :

$$f_{c_{max}} = \frac{N}{LxB} + \frac{6xM}{BxL^2} \quad (277)$$

$$f_{c_{max}} = \frac{35,89}{55 \times 45} + \frac{6 \times 7,024}{45 \times 55^2} = 0,015 + 0,310 = 0,325 < 0,875$$

$$f_{c_{min}} = \frac{N}{LxB} - \frac{6xM}{BxL^2} \quad (278)$$

$$f_{c_{min}} = \frac{35,89}{55 \times 45} - \frac{6 \times 7,024}{45 \times 55^2} = -0,295\text{kN/cm}^2$$

$$f_{c_{max}} + f_{c_{min}} = 0,325 + 0,295 = 0,62 \text{ kN/cm}^2 \quad (279)$$

Cálculo de C:

$$C = \frac{f_{c_{max}} \times L}{f_{c_{max}} + f_{c_{min}}} = \frac{0,325 \times 55}{0,62} = 28,83 \text{ cm} \quad (280)$$

Cálculo da espessura da placa:

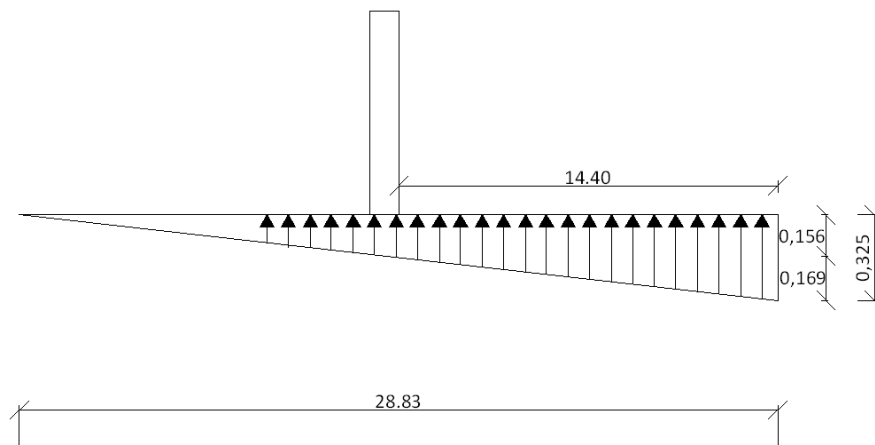


Figura 4.39 - Esforços na placa de base.

Fonte: próprio autor.

$$M_p = \frac{0,156 \times 14,4^2}{2} + \frac{0,169 \times 14,4^2}{3} = 27,85 \text{ kN.cm} \quad (281)$$

$$t = 2,6 \times \sqrt{\frac{M_p}{F_y}} = 2,6 \times \sqrt{\frac{27,85}{25}} = 2,74 \text{ cm} \cong 28 \text{ mm} \quad (282)$$

Então, as dimensões da placa de base são 28 x 450 x 550.

4.12 Dimensionamento dos chumbadores da chapa de base

Para saber o diâmetro necessário no dimensionamento do chumbador, foi necessária a seguinte sequência de cálculos:

$$F_u = 40,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_t = 0,38 \times F_u = 0,38 \times 40 = 15,2 \text{ kN/cm}^2 \quad (283)$$

$$F_v = 0,20 \times F_u = 0,20 \times 40 = 8,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (284)$$

$$\frac{C}{3} = \frac{28,83}{3} = 9,61 \text{ cm}$$

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 55 - 9,61 - 7,2 = 38,19 \text{ cm} \quad (285)$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = \frac{55}{2} - \frac{28,83}{3} = 17,89 \text{ cm} \quad (286)$$

$$T = \frac{M - Na}{y} = \frac{7,024 - 35,89 \times 17,89}{33,72} = 189,26 \text{ kN} \quad (287)$$

Utilizando dois chumbadores com $d_c = 32 \text{ mm}$, sua área é de $A = 7,92 \text{ cm}^2$ foram feitas as seguintes verificações:

$$f_t = \frac{189,26}{2 \times 7,92} = 11,9 < 15,2 \quad (288)$$

Considerando o maior esforço horizontal na base da coluna, ou seja, 33,94kN, deve ser feita a seguinte consideração:

$$f_v = \frac{33,94}{2 \times 7,92} = 2,14 < 8 \quad (289)$$

$$f = \sqrt{ft^2 + 3fv^2} = \sqrt{11,9^2 + 3 \times 2,14^2} = 12,46 < 15,2 \quad (290)$$

Assim, podemos saber que o chumbador com 32 mm é o suficiente para suprir as necessidade da base, porém ainda devemos calcular a altura e a dobra do mesmo.

Dimensões dos chumbadores:

Sabendo que a força de tração na base do pilar é de 35,89kN e que será utilizado aço ASTM A36 cujo o limite de escoamento a ruptura é de 40kN/cm² e com uma resistência característica do concreto de 2,0kN/cm². O diâmetro do chumbador é de 32mm.

Para chumbadores com extremidade maior que 90°, pode-se usar as expressões abaixo:

$$Tu = 0,56 \times Fu \times A_{ch} = 0,56 \times 40 \times 7,92 = 177,41 \text{ kN} \quad (291)$$

$$L_n = \frac{Tu}{1,4 \times f_{ck} \times d_c} = \frac{177,41}{1,4 \times 2,0 \times 3,2} = 19,80 \cong 20 \text{ cm} \quad (292)$$

$$L_c = 12 \times d_c = 12 \times 3,2 = 22,8 \text{ cm} \cong 38,4 \text{ cm} \quad (293)$$

Então adota-se 40cm de altura do chumbador na ancoragem e 20cm dobrado.

Distância entre chumbadores:

$$X = 5 \times d_c = 5 \times 3,2 = 16 \text{ cm} \cong 16 \text{ cm} \quad (294)$$

A distância adotada entre chumbadores será de 16 mm.

4.13 Dimensionamento da solda de ligação na base do pilar

Para dimensionar o comprimento e a espessura da solda na base do pilar, é necessário fazer diversas verificações.

$$h = 26,2 - 1,12 = 25,08 \text{ cm} \quad (295)$$

Módulo resistente do perfil:

$$W_s = b x h + \frac{b x h^2}{3} = 14,7 x 25,08 + \frac{25,08^2}{3} = 578,34 \text{ cm}^3 \quad (296)$$

Comprimento da solda:

$$P_s = (2 x 25,08) + (4 x 14,7) = 108,96 \text{ cm} \quad (297)$$

Tensão solicitante a flexão:

$$f_b = \frac{7,024}{578,34} = 12,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (298)$$

Tensão solicitante ao cisalhamento:

$$f_v = \frac{33,94}{108,96} = 0,31 \text{ kN/cm}^2 \quad (299)$$

$$f_s = \sqrt{12,14^2 + 3 x 0,31^2} = 12,15 \text{ kN/cm}^2 \quad (300)$$

O tamanho da solda, deverá ser de 16mm.

4.14 Dimensionamento das ligações

4.14.1 Dimensionamento das ligações no centro da coluna

Foram utilizadas duas chapas com dimensões de 300 x 150mm, com uma espessura maior que a maior espessura do perfil, ou seja, será adotado 16mm de espessura. Devido a utilização dessa espessura de chapa a NBR 8800:2008 estabelece que a solda tenha uma espessura mínima da garganta efetiva de 6mm.

A chapa será soldada em todo o seu contorno, ou seja, terá uma extensão de 900mm, porém será feita uma verificação quanto a sua resistência neste caso. O metal da solda utilizado foi E60, que tem uma força resistência de 415MPa.

Verificação quando ao esforço axial:

Força solicitante:

$$Sd = 1,5 \times 35,89 = 53,84 \text{ kN} \quad (301)$$

Força resistente:

$$0,60 \times A_w \times f_w / \gamma_{w2} = (0,60 \times 90 \times 0,6 \times 0,7) \times 41,5 / 1,35 = 697,20 \text{ kN} \quad (302)$$

Verificação considerando o momento na ligação:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3.340 \times 1,5}{462} = 10,89 \text{ kN/cm}^2 \quad (303)$$

Força solicitante:

$$N_{Sd} = 10,84x \frac{90x0,6}{2} = 292,68kN \quad (304)$$

Força resistente:

$$N_{Rd} = \frac{f_y x A_w}{\gamma} = \frac{41,5x90x0,6}{1,35} = 1.660kN \quad (305)$$

Então, como a força resistente é maior que a solicitante, então a solda resiste às solicitações.

Na ligação entre o perfil e a chapa, não será necessário calcular, pois o comprimento da solda será maior que a ligação entre chapas já calculado anteriormente, com isso já foi comprovado que esta a favor da segurança, ou seja, passou no dimensionamento.

4.14.2 Dimensionamento das ligações no encontro da viga com a coluna

Foi utilizado uma chapa com dimensões de 300 x 150mm, com uma espessura maior que a maior espessura do perfil, ou seja, será adotado 16mm de espessura. Devido a utilização dessa espessura de chapa a NBR 8800/2008 estabelece que a solda tenha uma espessura mínima da garganta efetiva de 6mm.

A chapa será soldada em todo o contorno do perfil, ou seja, terá uma extensão de 105,58cm, porém será feita uma verificação quanto a sua resistência neste caso. O metal da solda utilizado foi E60, que tem uma força resistência de 415MPa.

Verificação quando ao esforço axial:

Força solicitante:

$$Sd = 1,5 \times 29,69 = 44,54 \text{ kN} \quad (306)$$

Força resistente:

$$0,60 \times A_w \times f_w / \gamma_{w2} = (0,60 \times 105,58 \times 0,6 \times 0,7) \times 41,5 / 1,35 = 817,89 \text{ kN} \quad (307)$$

Verificação considerando o momento na ligação:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6,665 \times 1,5}{462} = 21,64 \text{ kN/cm}^2 \quad (308)$$

Força solicitante:

$$N_{Sd} = 21,64 \times \frac{105,58 \times 0,6}{2} = 685,42 \text{ kN} \quad (309)$$

Força resistente:

$$N_{Rd} = \frac{f_y \times A_w}{\delta} = \frac{41,5 \times 105,58 \times 0,6}{1,35} = 1.947,36 \text{ kN} \quad (310)$$

Então, como a força resistente é maior que a solicitante, então a solda resiste às solicitações.

4.15 Quantidade de aço na estrutura

Para uma melhor concepção quanto à quantidade de aço necessária para execução do modelo dimensionado, será feito um comparativo com a bibliografia de MIC-STI, 1986, que apresenta uma estimativa de aço necessária em um pavilhão,

através de uma fórmula nos permite saber em média quanto aço será necessário na estrutura.

$$K_2 = 10 + 1,5xs = 10 + 1,5x15 = 32,5kg/m^2 \quad (311)$$

O pavilhão em estudo tem uma área de $450m^2$, ou seja, pela estimativa da bibliografia serão necessários $32,5kg/m^2 \times 450m^2 = 14.625kg$ de aço.

Após levantamento de quantidade de aço necessário para o pavilhão dimensionado, foi encontrado em média o consumo de aço conforme segue na tabela abaixo:

Tabela 4.1 – Consumo médio de aço

Elemento	Tipo perfil	(Kg)
Viga	W250x38,5	4213,0
Pilar	W250x38,5	4428,0
Terças	U152x12,2	5609,0
Tirantes	Ø12,5mm	289,0
Contraventamento	Ø12,5mm	213,0
Contraventamento	Ø20mm	638,0
Placa de base	Variável	1210,0

Total: 16.600,00Kg

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por fim, após avaliar os tipos mais usuais de estruturas em aço foi optado pelo perfil de alma cheia, pois este se caracteriza por rapidez na execução (montagem *in loco*), sendo um dos objetivos do trabalho.

A NBR 8800:2008 teve grandes alterações em relação a versão anterior, sendo que atualmente a norma recomenda que as estruturas sejam calculadas através do método dos estados limites últimos. Assim, foi desenvolvida toda uma sequência de cálculo para dimensionamento do pavilhão em estudo, sempre considerando esta nova norma.

Devido aos deslocamentos horizontais e verticais serem muito elevados, quando considerada a base rotulada, optou-se pela base engastada, podendo-se, então, reduzir na escolha das dimensões do perfil no pórtico da estrutura. Com esta mudança, porém, o consumo de aço na base aumentou, pois quando a base é engastada ocorre momento, ou seja, existem esforços elevados na sua base e o engaste deve supri-los.

Nesse contexto foram feitas comparações entre o consumo total de aço necessário no pavilhão em estudo com um gráfico disponibilizado pela MIC-STI (1986). Aquele apresentou em média um consumo de 12 % a mais de aço que na bibliografia consultada. Considerando que a mesma é de 1986, tem-se que a estimava em função da norma antiga.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Realizar a mesma concepção estrutural, porém com ligações parafusadas;
- b) Estudar a mesma concepção estrutural, porém com pórticos treliçados;
- c) Fazer comparações de custos entre o sistema de pórtico treliçado e alma cheia;
- d) Utilizar seções variáveis de perfil de alma cheia no decorrer da viga e/ou pilar, a fim de reduzir custos na estrutura.

REFERÊNCIAS

ARAGÃO, M. M. *Ligações em Estruturas Metálicas – Generalidades (IME)*. Rio de Janeiro, 2008.

ARAGÃO, M. M. *Estruturas Metálicas – Ligações soldadas (IME)*. Rio de Janeiro.

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

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

_____. NBR 6120: *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.

BELLEI, I. H. *Edifícios Industriais em aço: Projeto e cálculo*. São Paulo, 2003.

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

GUANABARA, M. K. *Dimensionamento de estruturas metálicas: Rotina computacional para seleção de perfis metálicos*. Porto Alegre, 2010.

INSTITUTO AÇO BRASIL. *Galpões para Usos Gerais*. Rio de Janeiro, 2010.

INSTITUTO AÇO BRASIL. *Interfaces Aço-concreto*. Rio de Janeiro, 2009. 2ª edição.

MADEIRA, A. R. *Estrutura em aço para pavilhão industrial: comparação entre soluções em elementos treliçados e de alma cheia*. Porto Alegre, 2009.

MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA E DO COMÉRCIO. SECRETARIA DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (MIC-STI). *Manual Brasileiro para cálculo de estruturas Metálicas*. Vol. 1. Brasília, 1986.

PFEIL, W; Pfeil, M. *Estruturas de aço: Dimensionamento Prático de Acordo com NBR 8800:2008*. Rio de Janeiro, 2009.

SANTOS, A.F. dos. *Estruturas Metálicas – Projeto e Detalhes para Fabricação*. São Paulo, 1977.

UERGS – *Orientação sobre a nova ortografia da língua portuguesa do Brasil*. Porto Alegre, 2008.

ANEXOS

ANEXO A

Modelo do pavilhão (planta baixa).

ANEXO B

Modelo do pavilhão (corte).

ANEXO C

Tabela A-2 - Resistência admissível do filete de solda ao Cisalhamento R_s (kN / cm), em função dos eletrodos E60 e E70 – AISC-ASD – $F_v = 0,3 F_w$

$$R_{fil} = h_s F_v I$$

$$F_v = 0,3 F_w$$

$$\text{Fazendo } a = I = 1\text{cm}$$

$$E60 = 0,3 \times 41,5 = 12,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$E70 = 0,3 \times 48,5 = 14,55 \text{ kN/cm}^2$$

a (mm)	Solda Manual			Solda a arco submerso		
	Garganta efetiva $h_s=0.707a$ (cm)	Eletrodo		Garganta efetiva – h_s (cm)	Eletrodo	
		E60 R_s	E70 R_s		E60 R_s	E70 R_s
3	0,212	2,70	3,10	0,3	3,80	4,40
5	0,354	4,50	5,20	0,5	6,30	7,40
6	0,425	5,40	6,30	0,6	7,60	8,80
8	0,566	7,20	8,40	0,8	10,0	11,8
10	0,707	9,00	10,4	1,00	12,5	14,6
13	0,919	11,6	13,6	1,20	15,2	17,7
16	1,131	14,3	16,7	1,41	17,9	20,8
19	1,343	17,0	19,9	1,62	20,6	23,9
22	1,555	19,7	23,0	1,84	23,8	27,7

(1) - Para solda manual $h_s=0,707 a$

(2) - Para solda a arco submerso $h_s = a$ para $a < 9.3\text{mm}$

ANEXO D

Planta Baixa projeto dimensionado.

ANEXO E

Vista lateral projeto dimensionado.

ANEXO F

Vista frontal e fundos projeto dimensionado.

ANEXO G

Detalhes da base, ligações (central e coluna).