

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CAROLINA MAYUMI ANTONIO OBUTTI

DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM ESTRUTURA DE AÇO UTILIZANDO
SOFTWARES

PONTAL DO PARANÁ

2022

CAROLINA MAYUMI ANTONIO OBUTTI

DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM ESTRUTURA DE AÇO UTILIZANDO
SOFTWARES

Trabalho de conclusão de curso apresentado
como requisito parcial para obtenção de título de
Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade
Federal do Paraná – Centro de Estudos do Mar.
Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali

PONTAL DO PARANÁ

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ATA DE REUNIÃO

TERMO DE APROVAÇÃO

Carolina Mayumi Antonio Obutti

“DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM ESTRUTURA DE AÇO UTILIZANDO SOFTWARES”

Monografia aprovada como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos membros:

Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali
Profa. Orientadora - CPP-CEM/UFPR

Prof. Dr. Henrique Machado Kroetz
CPP-CEM - UFPR

Carlos Alexandre Seruti
Prof. Me. Carlos Alexandre Seruti
UNIVIX

Pontal do Paraná, 13 de maio de 2022.



Documento assinado eletronicamente por **CARLOS EDUARDO ROSSIGALI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 13/05/2022, às 16:41, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **HENRIQUE MACHADO KROETZ, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 12/09/2022, às 12:29, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



A autenticidade do documento pode ser conferida [aqui](#) informando o código verificador **4498564** e o código CRC **C6B4BBD2**.

*À Augusto Tetuo Obuti (in memoriam),
que continua me inspirando todos os dias.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, por me apoiarem e acreditarem em mim quando eu não o fiz. E a toda minha família pelo apoio incondicional.

Agradeço também meu orientador Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali pela dedicação e orientação, que foi essencial para concluir este trabalho. Deixo meus sinceros agradecimentos a todos professores que encontrei em minha jornada, em especial à Profa. Dra. Elizabete Yukiko Nakanishi Bavastri.

Também, agradeço meus amigos e colegas universitários por todos os momentos que passamos juntos.

RESUMO

A construção por ser um dos ramos mais competitivos no mundo, busca soluções construtivas duráveis, econômicas e que possam ser realizadas dentro de prazos pré-estabelecidos. Assim, uma das possibilidades é a opção de construções em aço que tem como grande vantagem execuções mais rápidas do que as convencionais em concreto armado, por isso é um dos materiais mais empregados em estruturas de galpões. Dessa forma, o objetivo geral deste trabalho é dimensionar um galpão em estrutura metálica pelo *software* CYPECAD 3D e verificar se o consumo de aço obtido pelo programa é compatível com o encontrado nas literaturas correntes. Para o dimensionamento foram utilizadas as recomendações da NBR (8800) (ABNT, 2008), e no cálculo das cargas de vento utilizou-se o *software* Visual Ventos. Os resultados obtidos em relação ao consumo de aço foram satisfatórios em relação ao critério apresentado por Chaves (2007), porém não satisfazem o estabelecido por D'Alambert (2012).

Palavras-chaves: aço, galpão, estrutura metálica, *softwares*

ABSTRACT

Since construction is one of the world's most competitive sectors and it seeks durable and economical construction solutions that can be carried out within pre-established deadlines. Thus, one of the possibilities is the option of constructions in steel, which has the great advantage of faster executions than conventional reinforced concrete, which is why it is one of the materials most used in hangar structures. Thus, the general objective of this work is to design a metal structure hangar using the CYPECAD 3D *software* and and verify if the consumption of steel produced by the software is compatible with what is found in current literature. For the design, the recommendations of NBR (8800) ABNT (2008) were used, and in the calculation of wind loads the *software* Visual Ventos was used. The results obtained about steel consumption were satisfactory in relation to the criterion presented by Chaves (2007), however, they do not satisfy the established by D'Alambert (2012).

Key-words: steel, hangar, steel structure, software

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – Diagrama tensão x deformação.	17
FIGURA 2 – Produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural.	18
FIGURA 3 – Exemplo de perfis de chapa dobrada.	20
FIGURA 4 – Ligação soldada e parafusada entre perfis.	21
FIGURA 5 – Tipos de galpões de acordo com a disposição da cobertura. (a) Galpão de vão simples. (b)Galpão de vãos múltiplos.	22
FIGURA 6 – Componentes de um galpão.	23
FIGURA 7 – Tipos de pórticos de acordo com sua deformabilidade.	24
FIGURA 8 – Tesouras. (a) Tesoura em arco; (b) tesoura triangular; (c) tesoura com banzos paralelos; (d) tesoura trapezoidal.	24
FIGURA 9 – Pilares. (a) Pilar de alma cheia; (b) pilar treliçado; (c) Pilar de alma cheia com suporte para viga de rolamento.	25
FIGURA 10 – Isopletas da velocidade básica V_o	28
FIGURA 11 – Área líquida em elemento com furo.	34
FIGURA 12 – Flambagem global e local em um elemento comprimido.	36
FIGURA 13 – Gráfico de consumo de aço x vão livre.	41
FIGURA 14 – Gráfico de consumo de aço em kg/m ²	42
FIGURA 15 – Planta baixa do galpão industrial.	43
FIGURA 16 – Pórtico frontal e de fundo.	44
FIGURA 17 – Maquete eletrônica do galpão.	44
FIGURA 18 – Configurações iniciais. (a) Dados gerais; (b) configuração dos estados limites de acordo com as normas técnicas; (c) Categorias de uso e ações.	46
FIGURA 19 – Metade do pórtico.	47
FIGURA 20 – Pórticos copiados a cada 6 m.	47
FIGURA 21 – Pórticos B, C, D e E.	48
FIGURA 22 – Treliça utilizada no projeto.	48
FIGURA 23 – Pórticos vinculados.	49
FIGURA 24 – Disposição das terças.	49
FIGURA 25 – Atribuição de flambagem no CYPECAD 3D.	50
FIGURA 26 – Cargas da telhas de cobertura e fechamento lateral.	51
FIGURA 27 – Sobrecarga.	52
FIGURA 28 – Informações geométricas do galpão inseridas no Visual Ventos.	52
FIGURA 29 – Isopletas na região de Goioerê-PR.	53
FIGURA 30 – Cargas de vento.	54

FIGURA 31 – Resultado pré-dimensionamento.	55
FIGURA 33 – Galpão com estrutura final.	56
FIGURA 32 – Dimensionamento ótimo.	56
FIGURA 34 – Detalhamento parafusos da base do pilar.	58
FIGURA 35 – Deslocamentos máximos para peças da treliça e pilar.	59

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Propriedades mecânicas do aço.	16
TABELA 2 – Propriedades mecânicas dos aço-carbono.	16
TABELA 3 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.	17
TABELA 4 – Coeficientes de ponderação das ações. $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$	30
TABELA 5 – Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis.	31
TABELA 6 – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.	37
TABELA 7 – Deslocamentos máximos.	40
TABELA 8 – Perfis obtidos no dimensionamento.	57
TABELA 9 – Deslocamentos máximos.	59
TABELA 10 – Deslocamentos máximos.	60
TABELA 11 – Composição dos estágios de carregamento.	61

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo geral	14
1.2.2	Objetivos específicos	14
2	REVISÃO DA LITERATURA	15
2.1	NORMAS TÉCNICAS	15
2.2	AÇO	15
2.2.1	Propriedades do aço	15
2.2.2	Classificação dos aços	16
2.2.3	Diagrama tensão x deformação	17
2.3	PEÇAS UTILIZADAS EM ESTRUTURAS METÁLICAS	18
2.3.1	Perfis laminados	18
2.3.1.1	Chapas	18
2.3.1.2	Barras e tubos	19
2.3.1.3	Perfis laminados	19
2.3.1.4	Perfis soldados	19
2.3.1.5	Trilhos	19
2.3.2	Fios e cordoalhas	19
2.3.3	Perfis de chapa dobrada	19
2.4	LIGAÇÕES	20
2.4.1	Parafusos	20
2.4.2	Soldagem	21
2.5	SISTEMA ESTRUTURAL DE GALPÕES	22
2.6	COMPONENTES DE UM GALPÃO	22
2.6.1	Pórticos transversais	23
2.6.2	Vigas de cobertura	23
2.6.3	Viga de alma cheia	23
2.6.4	Tesouras	24
2.6.5	Pilar	24
2.6.6	Fechamento lateral e de cobertura	25
2.6.7	Contraventamento	26
2.7	AÇÕES E CARREGAMENTOS	26
2.7.1	Ações permanentes	26

2.7.2	Ações variáveis	26
2.7.2.1	Forças devidas ao vento - NBR 6123:2013	27
2.7.3	Ações excepcionais	28
2.7.4	Coeficientes de ponderação	29
2.7.5	Estados-limites	29
2.7.5.1	Combinações últimas	29
2.7.5.2	Combinações de serviço	31
2.8	DIMENSIONAMENTO	32
2.8.1	Barras tracionadas	32
2.8.2	Barras comprimidas	35
2.8.3	Barras submetidas a momento fletor e força cortante	37
2.9	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	40
2.10	PARÂMETROS PARA VERIFICAÇÃO DA TAXA DE CONSUMO DE AÇO	41
3	METODOLOGIA	43
3.1	LOCALIZAÇÃO E UTILIZAÇÃO	43
3.2	PROJETO ARQUITETÔNICO	43
3.3	DIMENSIONAMENTO	45
3.3.1	Configurações iniciais	45
3.3.2	Modelagem dos pórticos	45
3.3.3	Flecha limite	49
3.3.4	Vinculação externa e flambagem	50
3.3.5	Cargas solicitantes na estrutura	50
3.3.5.1	Cargas de vento	51
3.3.5.2	Combinação de cargas	54
3.3.6	Verificação de cálculo	55
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
4.1	PERFIS UTILIZADOS	57
4.2	CONEXÕES	57
4.3	FLECHAS MÁXIMAS	59
4.4	CONSUMO DE AÇO	60
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	62
	REFERÊNCIAS	63

ANEXOS		65
ANEXO A	66
ANEXO B	72

1 INTRODUÇÃO

A construção civil é considerada um dos mercados mais competitivos do mundo atualmente, busca soluções duráveis, econômicas, eficientes e que sejam realizadas nos prazos pré-estabelecidos. Para suprir essas necessidades, têm-se as estruturas metálicas. O aço é um dos elementos mais empregados em estruturas, e o que assegura a sua elevada aplicação está relacionado às suas propriedades e características que executa como material estrutural. Havendo como vantagens o fato de possuir elevada resistência, alta agilidade na construção da obra, reduzida carga sobre a fundação, diminuição na duração de montagem e limpeza do canteiro (ISIDRO NETO; FREITAS GAMA; ARAUJO SANTOS, 2021).

A utilização do aço vem aumentando nos últimos anos. O seu custo é considerado baixo, têm um bom comportamento contra incêndios, o seu método construtivo é difundido e ainda possui uma alta assertividade no dimensionamento (DEON; PASSOS, 2019).

Assim, a importância do estudo do dimensionamento de um edifício é garantir a preservação e a segurança para a ocupação ao longo de toda a sua vida útil, assegurando o conforto visual e a impossibilidade de colapsos na estrutura. Para se obter os esforços, é possível a utilização de *softwares*, pois essas ferramentas conferem agilidade para a obtenção de resultados fundamentais para o dimensionamento. O CYPECAD 3D é uma possibilidade para a realização do cálculo dos componentes estruturais em aço (RABELO; PEREIRA JUNIOR, 2019; CYPECAD3D, 2022; SOUSA, 2020).

O objetivo deste trabalho é verificar se o dimensionamento e a otimização que o software CYPECAD 3D realiza, é válido ao se comparar com os dados encontrados na literatura corrente a respeito de consumo de aço.

1.1 JUSTIFICATIVA

Este estudo justifica-se pela importância do projeto possuir um dimensionamento ideal, fazendo uso do *software* CYPECAD 3D que é amplamente utilizado em projetos estruturais. É fundamental considerar a questão econômica e de segurança, com um projeto de melhor custo-benefício ao selecionar a estrutura metálica, considerando que há um largo crescimento no emprego de estruturas metálicas em edificações na área da construção civil (ANJOS NASCIMENTO COE, 2021; ROSSATTO, 2015).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Dimensionar um galpão em aço na cidade de Goioerê - PR, utilizando o *software* CYPECAD 3D, e comparar os resultados obtidos com a revisão da literatura proposta por Chaves (2007) e D’Alambert (2012).

1.2.2 Objetivos específicos

- Elaborar projeto arquitetônico do galpão;
- Analisar as cargas atuantes na edificação;
- Dimensionar um galpão pelo CYPECAD 3D;
- Comparar consumo de aço com dados disponibilizados por Chaves (2007) e D’Alambert (2012).

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 NORMAS TÉCNICAS

O dimensionamento deste projeto seguiu as recomendações das normas técnicas brasileiras, em específico a NBR 8800(ABNT, 2008), NBR 6120(ABNT, 2019) e NBR 8681(ABNT, 2004).

A NBR 8800(ABNT, 2008)-Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, estabelece requisitos que devem ser respeitados com base no método dos estados-limites. A NBR 6120(ABNT, 2019)-Ações para o cálculo de estruturas de edificações, estabelece as ações mínimas a serem consideradas para o dimensionamento de edificações, com exceção das ações que possuem normas específicas. E a NBR 8681(ABNT, 2004)-Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, fixa os requisitos para verificar a segurança da estrutura na construção civil, e estabelece definições e critérios para quantificar ações e resistências no projeto estrutural.

2.2 AÇO

O aço é a liga ferro-carbono contendo geralmente 0,008% até 2,11% de carbono, além de elementos residuais provenientes do processo de fabricação (CHIAVERINI, 1996). O carbono influencia diretamente na resistência e ductilidade do aço, quanto maior o teor de carbono, mais resistente e menos dúctil a peça se torna.

2.2.1 Propriedades do aço

Para projetar e executar obras com estrutura metálica é essencial conhecer as propriedades mecânicas do aço. Estas propriedades descrevem como o material funciona quando sujeito a esforços e determinam sua capacidade de resistir e transmitir os mesmos, sem que se rompam ou sofram deformações excessivas.

De acordo com Bellei, Pinho e Pinho (2008) para todos os aços estruturais podem ser adotadas as seguintes características físicas na faixa normal de temperaturas:

TABELA 1 – Propriedades mecânicas do aço.

Módulo de elasticidade	$E = E_a = 200.000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu_a = 0,3$
Módulo de elasticidade transversal	$G = 77.000 \text{ MPa}$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Massa específica	$\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008)

2.2.2 Classificação dos aços

Pfeil e Pfeil (2009) classificam os aços de acordo com a composição química, separando-os em dois grupos: aço-carbono e aço de baixa liga.

Bellei (1998) define o aço como sendo um composto de ferro com pequenas quantidades de carbono, silício, enxofre, fósforo, manganês, etc., onde o carbono é o material que exerce o maior efeito nas propriedades do aço. É possível dividir os aços-carbono em três classes em função do teor de carbono:

- I - Baixo carbono: $C \leq 0,30\%$;
- II - Médio carbono: $0,30\% < C \leq 0,50\%$;
- III - Alto carbono: $C \geq 0,50\%$.

Para construção civil o mais indicado é a utilização de aço de baixa liga, pois possui ductilidade mais alta e podem ser soldados sem precauções especiais (MATTOS DIAS, 1997).

As propriedades mecânicas dos aço-carbono mais utilizados em estruturas podem ser conferidas na Tabela 2.

TABELA 2 – Propriedades mecânicas dos aço-carbono.

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A36	0,25-0,29	250	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	—	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)

Fonte: Pfeil e Pfeil (2009)

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009) aços de baixa liga são os aços-carbono acrescidos de elementos de liga, que provoca aumento da resistência do aço permitindo que sejam soldados sem grandes preocupações.

A Tabela 3 contém os aços de baixa liga mais utilizados na construção civil.

TABELA 3 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.

Especificação	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM 572 Gr 50	345	450
ASTM A588	345	485
ASTM A992	345	450

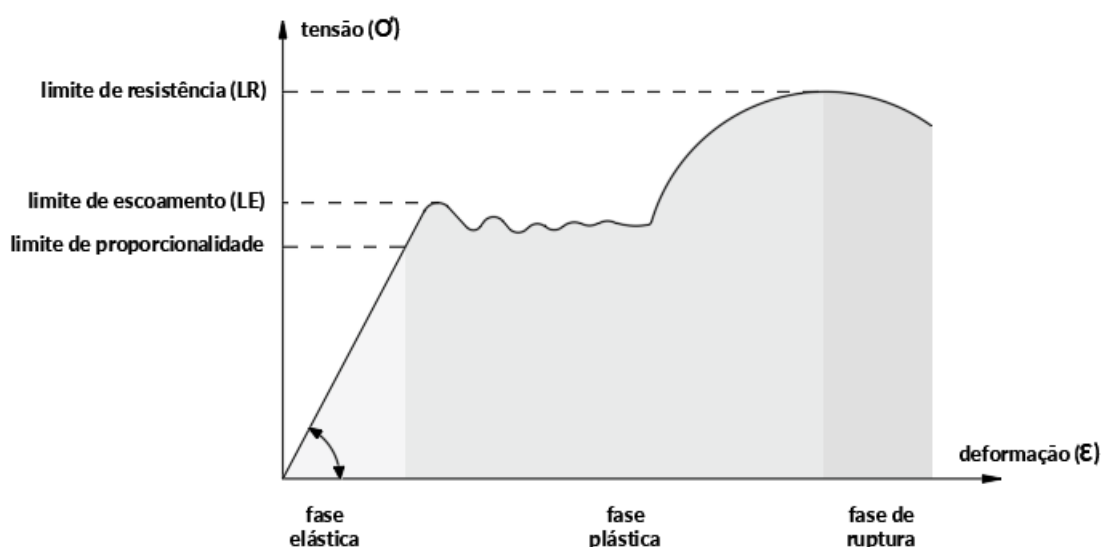
FONTE: Pfeil e Pfeil (2009)

2.2.3 Diagrama tensão x deformação

Para obter propriedades mecânicas dos aços é realizado ensaio de tração simples a temperatura atmosférica (PFEIL; PFEIL, 2009). A barra solicitada à tração passa por três fases, estas sendo a elástica, plástica e de ruptura, como mostra a Figura 1. Durante a fase elástica o aço obedece à Lei de Hooke, ou seja, a deformação é proporcional à tensão aplicada. A constante de proporcionalidade é denominada módulo de elasticidade. Após o limite de proporcionalidade ser alcançado, é iniciada a fase plástica, onde a peça é deformada com a tensão constante, a qual é denominada limite de escoamento (LE). O limite de escoamento é calculado dividindo a carga máxima suportada pela área da seção transversal inicial do corpo de prova (MATTOS DIAS, 1997).

Ainda durante a fase plástica ocorre o rearranjo interno do aço, e o material passa pelo encruamento tornando-se mais duro, então novamente é possível observar variação da tensão com a deformação, porém de forma não linear até a ruptura do corpo de prova. O valor máximo da tensão é chamado de limite de resistência.

FIGURA 1 – Diagrama tensão x deformação.



Fonte: (MATTOS DIAS, 1997)

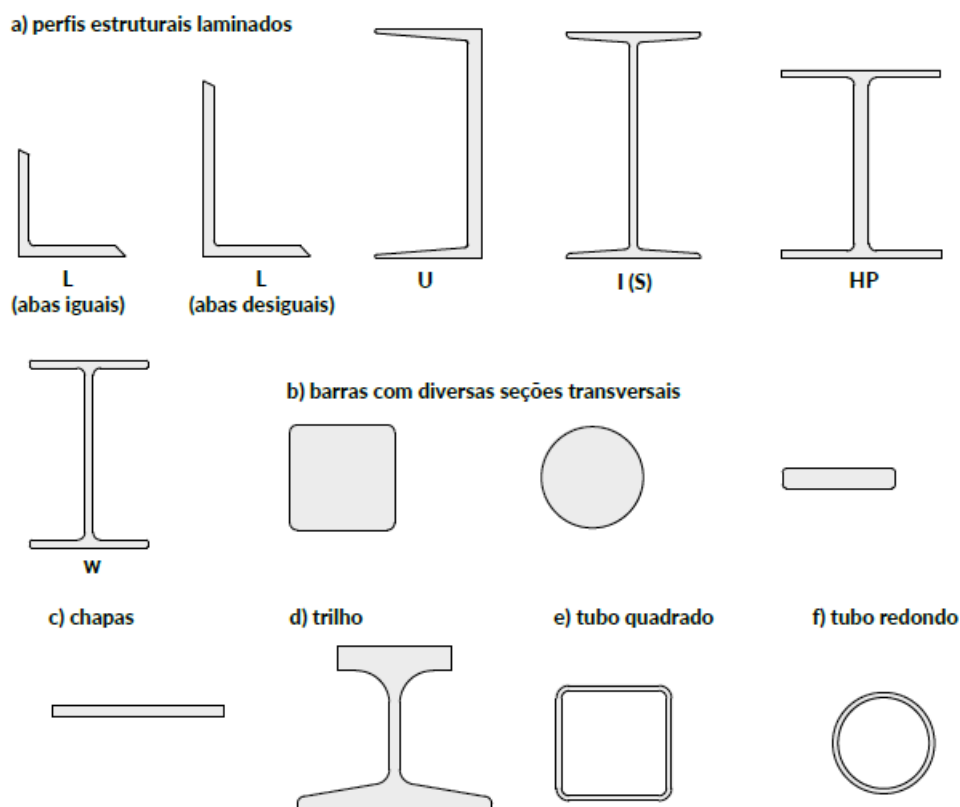
2.3 PEÇAS UTILIZADAS EM ESTRUTURAS METÁLICAS

Peças estruturais são produtos usinados que são utilizados para formar uma estrutura metálica, podem ser obtidos por diversos processos, estes sendo: laminação, trefilação, dobramento de chapa e associação de perfis por solda.

2.3.1 Perfis laminados

Perfis laminados são peças únicas obtidas pela laminação a quente contínua de um bloco de aço (PRAVIA; FICANHA; FABEANE, 2013). Na Figura 2 estão representados os principais produtos siderúrgicos laminados para estruturas.

FIGURA 2 – Produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural.



Fonte: Autoria própria.

2.3.1.1 Chapas

"As chapas são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento)"(PFEIL; PFEIL, 2009). Chapas grossas são as que possuem espessura superior a 5,0 mm, já as finas se dividem em duas subcategorias, as laminadas a quente onde a espessura varia de 1,2-5,0 mm e as laminadas a frio com espessura de 0,3-2,65 mm.

2.3.1.2 Barras e tubos

As barras são produtos laminados nos quais as dimensões da seção transversal são menores em relação ao comprimento. Como visto na Figura 2 podem ser redondas, quadradas ou chatas.

Os tubos são similares a barras, porém possuem o centro fora da sua seção transversal vazada. Podem ser redondos, quadrados ou retangulares.

2.3.1.3 Perfis laminados

Os perfis laminados possuem alta eficiência estrutural, podem ser H, I, C (também conhecidas como perfil U) e L (cantoneiras). Os perfis H, I e C são produzidas em grupos onde a altura (h) se mantém constante e a largura das abas (b) são variáveis.

2.3.1.4 Perfis soldados

Os perfis soldados são os compostos pela união de chapas por solda, podem ser H, I, C, caixão ou tubulares.

2.3.1.5 Trilhos

Trilhos são destinados a servir de apoio para as rodas metálicas dos trens ou pontes rolantes (PFEIL; PFEIL, 2009).

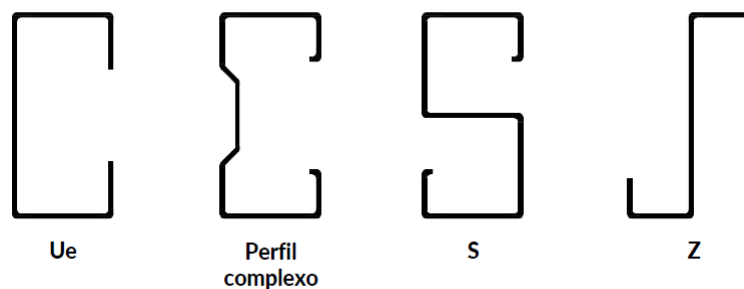
2.3.2 Fios e cordoalhas

"Fios e arames são obtidos por trefilação"(PFEIL; PFEIL, 2009), sendo um processo onde o metal é submetido à tração até que alcance as dimensões desejadas. Os fios podem ser aplicados em cabos de protensão e molas, as cordoalhas são aplicadas para dar sustentação de peças estruturais e os cabos são empregados em moitões para multiplicação de forças.

2.3.3 Perfis de chapa dobrada

Os perfis de chapa dobrada são obtidos a partir da dobragem a frio de chapas metálicas de aços dúcteis em prensas especiais com gabaritos que limitam o raio máximo de dobragem (PFEIL; PFEIL, 2009). Podem ser formados diferentes tipos de perfis, como visto da Figura 3.

FIGURA 3 – Exemplo de perfis de chapa dobrada.



Fonte: Autoria própria.

No Brasil a norma utilizada para perfis de chapa dobrada é a NBR 14762:2001 - Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formado a Frio.

2.4 LIGAÇÕES

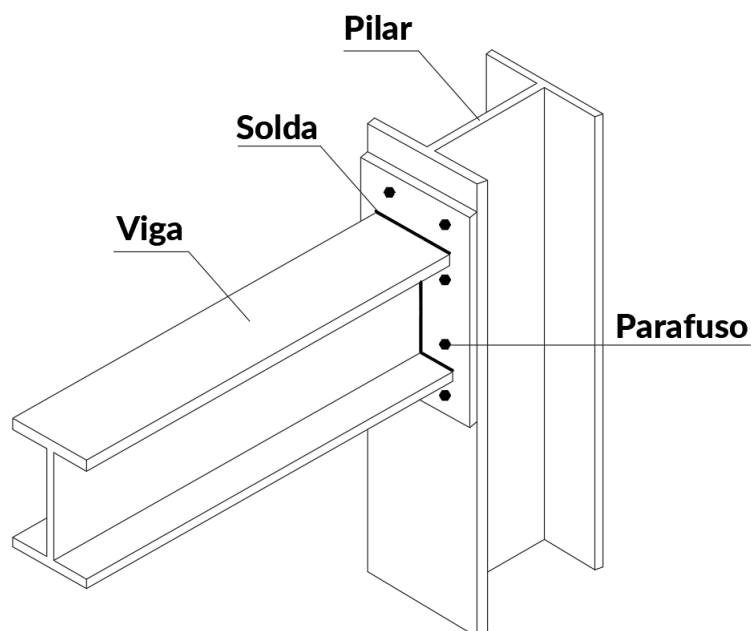
Segundo Pravia, Ficanha e Fabeane (2013) as uniões entre estruturas de aço são feitas por meio de conectores (como enrijecedores, chapas e cantoneiras) e por meio de ligações (como soldas e parafusos). A forma de ligação entre as peças é fator importante na concepção estrutural, principalmente no custo da obra. O tipo de conexão deve ser escolhido levando em consideração alguns fatores como o comportamento da conexão, limitações construtivas, montagem e facilidade de fabricação (MATTOS DIAS, 1997). Existem duas formas principais de ligação: por parafusos ou por soldas (Figura 4).

2.4.1 Parafusos

Os parafusos são colocados em furos que atravessam as peças a ligar e conferem uma conexão flexível (PFEIL; PFEIL, 2009). As principais vantagens do seu uso são a rapidez nas ligações de campo, economia de energia, uso de pouca mão de obra e melhor resposta à fadiga. Em contrapartida, é necessário a verificação de áreas líquidas e esmagamento das peças, e previsão de falta de material *in loco* (BELLEI, 1998).

Os comuns são geralmente feitos de aços-carbono ASTM A307 e possuem baixa resistência. Para Mattos Dias (1997) não é possível considerar a resistência por atrito entre as chapas, pois há movimento entre os elementos conectados, já que esses parafusos são instalados de forma manual e sem controle de torque. São empregados em estruturas em que as cargas são pouco intensas e de natureza estática, como em estruturas leves, terças e vigas de tapamento.

FIGURA 4 – Ligação soldada e parafusada entre perfis.



Fonte: Autoria própria.

Parafusos de alta resistência são forjados utilizando aço ASTM A325 e recebem tratamento térmico para aumentar sua resistência. Neste tipo de conexão deve ser realizado controle de torque para proporcionar maior rigidez à ligação e impedir a movimentação das partes conectadas (MATTOS DIAS, 1997). São aplicados em estruturas que recebem grandes cargas e nas principais estruturas sujeitas a cargas dinâmicas, como pilares e vigas de cobertura.

2.4.2 Soldagem

Mattos Dias (1997) define soldagem como "técnica empregada para a união de dois ou mais componentes de uma peça estrutural, conservando a continuidade do material e suas propriedades mecânicas e químicas". Esse tipo de ligação confere maior rigidez, redução de custo de fabricação e de quantidade de aço e melhor acabamento. As soldas podem ser por filete ou entalhe. A primeira é realizada externamente aos elementos a serem conectados, já a segunda requer que a peça seja preparada para que a solda seja posicionada entre os elementos.

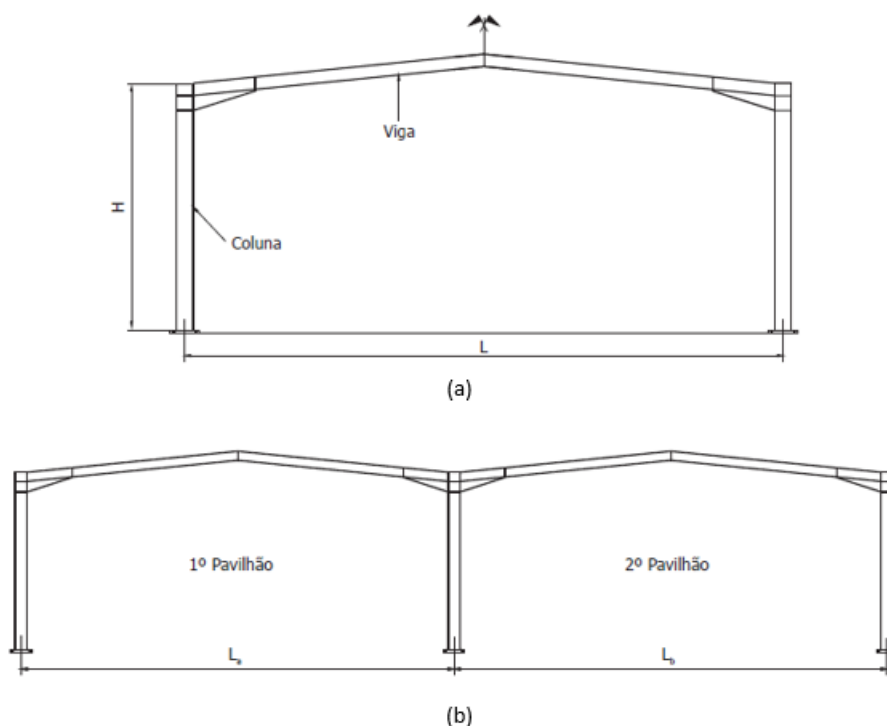
De acordo com Pfeil e Pfeil (2009) o tipo de solda mais empregada é a de energia elétrica por eletrodo manual revestido. É um método de conexão versátil que pode ser executado tanto em indústrias, quanto em campo.

As conexões por soldagem são consideradas rígidas.

2.5 SISTEMA ESTRUTURAL DE GALPÕES

Os galpões são constituídos de estruturas formadas por pórticos espaçados de forma regular, com grandes áreas cobertas apoiadas em sistemas de vigas e terças ou tesouras e treliças, são utilizados para fins comerciais, industriais, agrícolas, entre outros. Os edifícios industriais podem ser distinguidos pela disposição da cobertura (Figura 5).

FIGURA 5 – Tipos de galpões de acordo com a disposição da cobertura. (a) Galpão de vão simples. (b) Galpão de vãos múltiplos.



Fonte: (D'ALAMBERT, 2012)

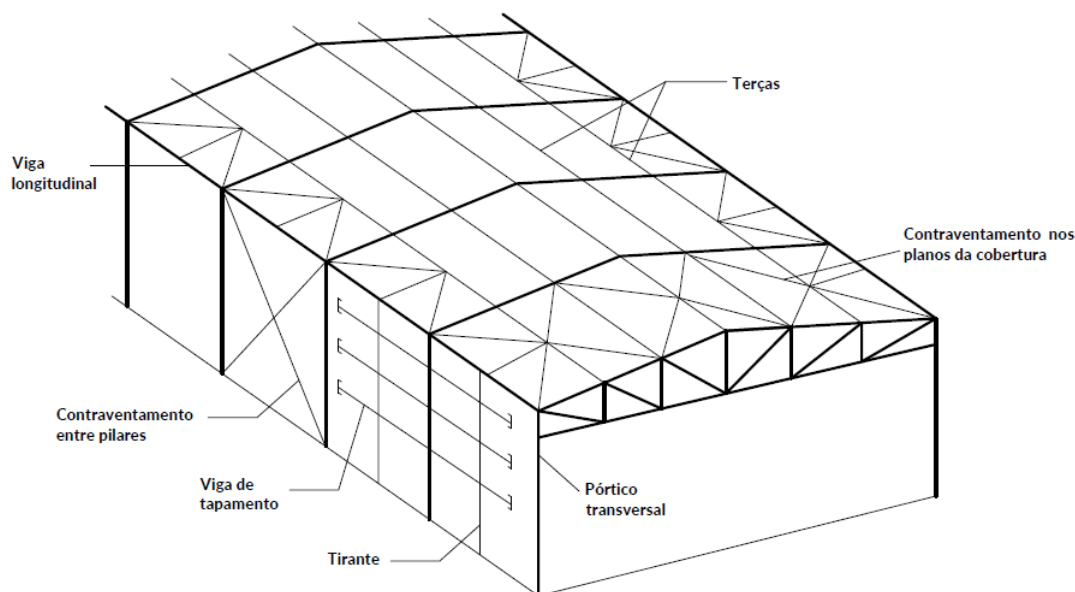
Outra forma de classificar os galpões é quanto a sua estrutura portante:

- Pórticos de alma cheia;
- Pórticos treliçados.

2.6 COMPONENTES DE UM GALPÃO

Na Figura 6 estão dispostos os componentes de um galpão, os quais serão abordados neste trabalho.

FIGURA 6 – Componentes de um galpão.



Fonte: Adaptado de Pfeil (2009).

2.6.1 Pórticos transversais

Pórticos transversais são estruturas lineares planas, com solicitações coplanares, e formadas por barras conectadas entre si (SALES et al., 2005). São compostos por vigas, pilares, treliças e apoios, que são espaçados de acordo com a utilização do edifício. De acordo com Mattos Dias (1997) os pórticos podem ser diferenciados em:

- Pórticos deformáveis: são aqueles em que o deslocamento de um ou mais de seus nós decorre da deformação por flexão das barras (Figura 7). Neste caso as barras possuem conexões rígidas.
- Pórticos indeformáveis: são aqueles em que o deslocamento de todos os seus nós decorre da deformação axial das barras (Figura 7). Os pórticos são travados em X, Y ou K com conexões flexíveis, o que ocasiona uma edificação menor peso.

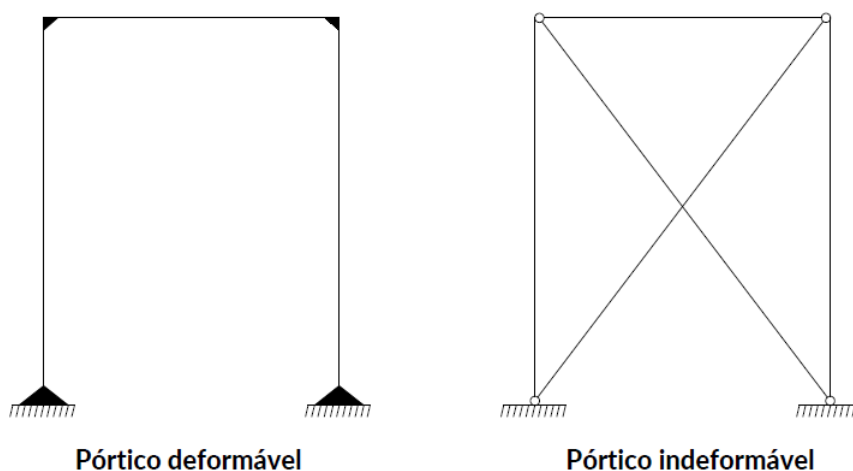
2.6.2 Vigas de cobertura

As vigas de cobertura exercem a função de receber cargas de cobertura (como o peso das telhas, das terças, chuvas, entre outros) e transmiti-las às colunas (BELLEI, 1998). Elas podem ser de alma cheia ou vazadas, ou em tesoura e treliça.

2.6.3 Viga de alma cheia

As vigas de cobertura de alma cheia são formadas por perfis laminados, soldados ou vazados. Para conceder contenção lateral é necessário utilizar contraventamen-

FIGURA 7 – Tipos de pórticos de acordo com sua deformabilidade.



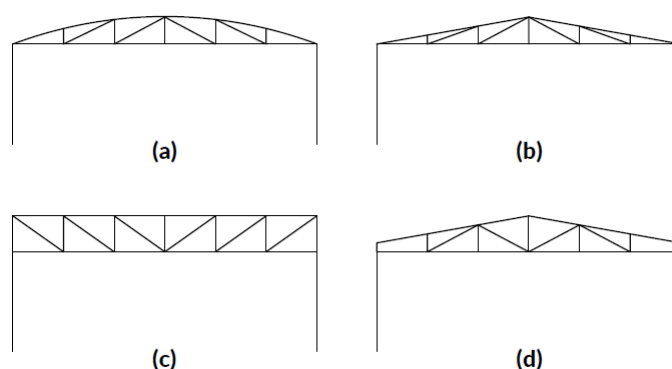
Fonte: Autoria própria.

tos no plano da cobertura e terças, ou ainda realizar a instalação de mão-francesa que é um elemento estrutural inclinado conectando a viga à terças formando um triângulo.

2.6.4 Tesouras

Tesoura é uma estrutura rígida formada por várias peças conectadas entre si, podendo suportar cargas com ou sem auxílio de suporte intermediário, a depender do tamanho do vão. A ligação das peças pode ser realizada por solda ou parafusos. Quando carregadas as barras são submetidas apenas à esforços axiais. Elas podem ser em arcos, triangulares, com banzos paralelos ou trapezoidais (Figura 8).

FIGURA 8 – Tesouras. (a) Tesoura em arco; (b) tesoura triangular; (c) tesoura com banzos paralelos; (d) tesoura trapezoidal.



Fonte: Autoria própria.

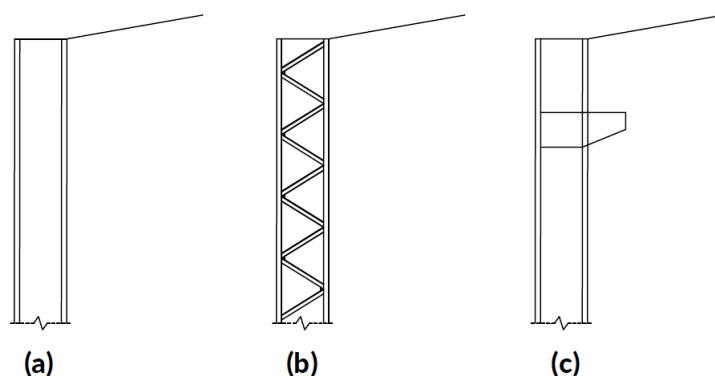
2.6.5 Pilar

Os pilares são barras retas onde os esforços solicitantes predominantes são as forças normais de compressão (SALES et al., 2005). Também podem estar sujeitos

à flexo-compressão e tração com flexão. Os pilares exercem a função de levar toda a carga da estrutura para a fundação. Os primários recebem a maior parte das cargas e os secundários suportam parcelas menores, geralmente são utilizados como pilares de tapamento.

Assim como as vigas, os pilares podem ser de alma cheia ou treliçados (Figura 9).

FIGURA 9 – Pilares. (a) Pilar de alma cheia; (b) pilar treliçado; (c) Pilar de alma cheia com suporte para viga de rolamento.



Fonte: Autoria própria.

2.6.6 Fechamento lateral e de cobertura

O fechamento do edifício atua protegendo a estrutura contra eventos externos e intempéries. Para o fechamento de cobertura geralmente são utilizadas telhas metálicas, e para o fechamento lateral utilizam-se telhas metálicas ou alvenaria (CHAVES, 2007). Os principais tipos de chapas utilizadas são:

- Aço galvanizado;
- Fibrocimento;
- Alumínio;
- Sanduíche.

Terças são postas entre vigas de pórticos ou tesouras, para sustentar as chapas de cobertura. Estão sujeitas a ações variáveis, como o vento. As cargas recebidas são transmitidas para os pórticos transversais.

As vigas de tapamento são posicionadas entre pórticos ou colunas com a finalidade de receber chapas de fechamento. Estas recebem carregamento de ventos, carga própria e das chapas de fechamento.

2.6.7 Contraventamento

Para Bellei (1998) contraventamentos são barras posicionadas com a finalidade de dar estabilidade ao conjunto durante a fase de montagem, além de assegurar rigidez espacial. Os contraventamentos podem ser horizontais quando posicionados nas terças ou nas cordas, ou verticais quando estão entre pilares. São sujeitos a esforços de tração e/ou compressão.

2.7 AÇÕES E CARREGAMENTOS

Cargas são ações que podem deformar a estrutura, podem atuar em conjunto e de forma isolada. A NBR 8800 (ABNT, 2008) classifica as ações em:

- Permanentes;
- Variáveis;
- Excepcionais.

2.7.1 Ações permanentes

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define ações permanentes como sendo "as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção". Podem ser considerados cargas permanentes o peso próprio da estrutura e instalações permanentes.

2.7.2 Ações variáveis

As ações variáveis podem ser descritas como "as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção", de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Os carregamentos variáveis podem ter diversas causas, as principais são:

- Sobrecargas de pisos e coberturas;
- Equipamentos e divisórias móveis;
- Pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas;
- Ação do vento;
- Variação da temperatura da estrutura.

A norma que especifica as ações do vento é a NBR 6123 (ABNT, 1988), e a que especifica as cargas para o cálculo estrutural é a NBR 6120 (ABNT, 2019).

2.7.2.1 Forças devidas ao vento - NBR 6123:2013

A ação do vento é de suma importância para o cálculo estrutural, não levar em consideração seus efeitos podem colocar a estrutura sob risco de colapso. De acordo com Blessmann (1995) o movimento de ar sobre a superfície terrestre (vento) é causado por diferenças na pressão atmosférica, ocasionadas pelo aquecimento irregular da Terra pelo Sol, originando diferenças na temperatura do ar. As ações do vento devem ser calculadas e aplicadas de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988).

A força do vento sobre uma edificação é calculada por:

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) q A \quad (2.1)$$

Onde:

C_{pe} = coeficiente de pressão externa

C_{pi} = coeficiente de pressão interna

q = pressão dinâmica do vento

A = área da superfície plana de incidência

A pressão dinâmica do vento " q " (N/m^2) é calculada com base na velocidade característica do vento V_k e dos fatores que a influenciam:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (2.2)$$

E a velocidade característica do vento é dada por:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (2.3)$$

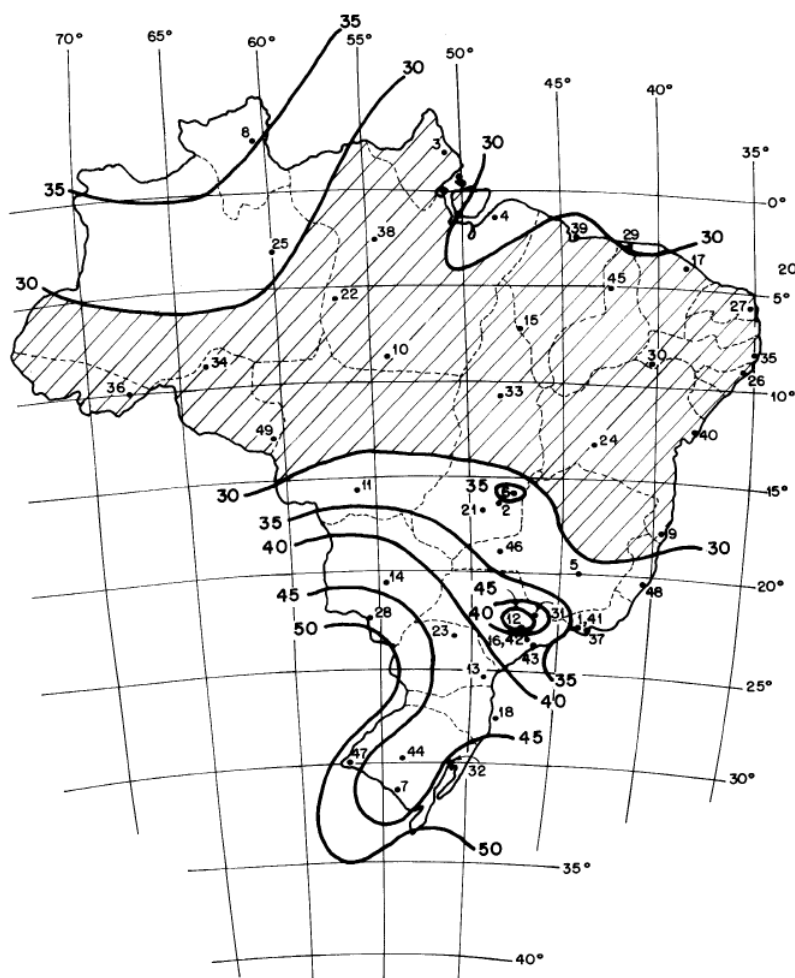
Onde:

V_o = velocidade básica do vento

S_1 = fator topográfico

S_2 = fator referente à rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 = fator estático

FIGURA 10 – Isopletas da velocidade básica V_o .

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

A velocidade básica do vento é determinada "pela velocidade de uma rajada de 3s, excedida uma média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano" NBR 6123 (ABNT, 1988). A Figura 10 mostra as isopletas da velocidade básica.

Os fatores S_1 , S_2 e S_3 devem ser determinados segundo as características da edificação, do terreno e da localização.

O coeficiente de pressão interna C_{pi} é determinado pela permeabilidade da edificação e o coeficiente de pressão externa C_{pe} é dado pelas dimensões e forma da obra.

2.7.3 Ações excepcionais

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define as ações excepcionais como "as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência", são causadas por explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos.

2.7.4 Coeficientes de ponderação

A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que a ponderação das ações pelo coeficiente γ_f , dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3} \quad (2.4)$$

Onde γ_{f1} considera a variabilidade das ações, γ_{f2} considera a simultaneidade de atuação das ações e γ_{f3} considera erros de avaliação dos efeitos. Os valores de ponderação são representados na Tabela 4.

2.7.5 Estados-limites

Os estados-limites estão relacionados à combinação de ações que podem atuar simultaneamente em uma edificação, solicitando as peças a variados carregamentos durante sua vida útil. Os estados-limites se dividem em estados-limite último (ELU) e estados-limite de serviço (ELS). A NBR 8800 (ABNT, 2008), exige que nenhum estado-limite aplicado seja excedido para que a estrutura cumpra os objetivos que foi projetada.

As combinações são realizadas para determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, para isso é realizada a combinação de ações que podem ocorrer ao mesmo tempo na estrutura. Para verificar os estados-limites últimos e de serviço são utilizadas as combinações últimas e de serviço respectivamente (NBR 8800:2008).

2.7.5.1 Combinações últimas

Os estados limites últimos são utilizados no dimensionamento dos perfis para calcular a resistência da estrutura. As combinações últimas são classificadas em normais, excepcionais, especiais.

As combinações últimas normais são consequência do uso previsto da edificação (NBR 8800:2008). As ações permanentes de ações variáveis principais devem ser ponderadas com seus valores característicos, e as ações secundárias com seus valores reduzidos de combinação. Para o dimensionamento é utilizada a combinação que apresentar o pior caso possível.

Para cada combinação aplica-se a Equação 2.5.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (2.5)$$

Onde:

γ_{gi} coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_{qj} coeficientes de ponderação das ações variáveis;

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

$F_{Qj,k}$ valor característico da ação variável especial;

ψ_{0j} fator de combinação das ações variáveis.

As combinações últimas especiais são as combinações utilizadas para ações variáveis que excedem os efeitos produzidos pelas combinações normais (PRAVIA; FICANHA; FABEANE, 2013). Deve ser considerada a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.6)$$

Onde:

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial;

$\psi_{0j,ef}$ representa fatores de combinação efetivos de cada ação que pode atuar com $F_{Q1,k}$.

Os valores de γ_{gi} e ψ_{0j} podem ser obtidos nas Tabelas 4 e 5 respectivamente.

TABELA 4 – Coeficientes de ponderação das ações. $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g)					
	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 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q)					
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	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 (ABNT, 2008)

TABELA 5 – Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis.

Ações		γ_F		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
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	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	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	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	0,6	0,4

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

As combinações últimas de construção são consideradas quando há risco de ocorrência de estados-limites último na etapa de construção (ABNT, 2008). Nas combinações devem constar as ações permanentes e ações variáveis principais com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com seus valores reduzidos de combinação.

Para seu cálculo deverá ser utilizada a Equação 2.6.

2.7.5.2 Combinações de serviço

Os estados-limites de serviço dizem respeito ao conforto, boa utilização e durabilidade da estrutura em relação à ocupação da construção. As combinações de serviço podem ser classificadas da seguinte forma pela NBR 8800 (ABNT, 2008):

- Quase permanentes: atuam durante a maior parte da vida útil da estrutura. Para efeito de cálculo aplica-se a Equação 2.7, onde $F_{Gi,k}$ representa valores característicos das ações permanentes e $\psi_{2j} F_{Qj,k}$ são os valores quase permanentes.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.7)$$

- Frequentes: São as que se apresentam repetidas vezes na estrutura na ordem de 10^5 vezes em 50 anos. Para efeito de cálculo aplica-se a Equação 2.8, onde F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1}$.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.8)$$

- Raras: atuam no máximo algumas horas durante a vida útil da estrutura. Para efeito de cálculo aplica-se a Equação 2.9, onde F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Q1}$.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (2.9)$$

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

$F_{Qj,k}$ valor característico da ação variável especial;

$F_{Q1,k}$ valor característico da ação variável especial;

ψ_{2j} fator de combinação das ações variáveis;

ψ_1 fator de combinação das ações variáveis.

2.8 DIMENSIONAMENTO

O objetivo do dimensionamento estrutural é garantir que o edifício seja seguro de forma a evitar colapso, grandes deslocamentos e vibrações. A concepção de um projeto estrutural consta de anteprojeto, dimensionamento e detalhamento. O anteprojeto é a fase na qual é avaliada a viabilidade técnica e financeira do projeto, e também é realizado um esboço de acordo com as necessidades do cliente, o dimensionamento é a etapa onde são definidas as dimensões das peças estruturais e as ligações, e no detalhamento são elaborados os desenhos executivos e as especificações dos componentes estruturais (PFEIL; PFEIL, 2009).

As peças que compõem a estrutura da edificação estão sujeitas a uma série de esforços, para garantir a segurança é necessário analisar cada barra com relação às solicitações.

2.8.1 Barras tracionadas

Pravia, Ficanha e Fabeane (2013) descrevem que os elementos tracionados são aqueles sujeitos tração axial. Geralmente esses elementos são usados como tirantes, contraventamentos, banzos, diagonais, montantes e outros. A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que para o dimensionamento a seguinte condição deve ser atendida:

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

onde:

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

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

A força axial resistente de cálculo, exceto para barras redondas rosqueadas e barras ligas por pinos, é o menor valor obtido, levando em consideração os estados-limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida (ABNT NBR 8800:2008).

- Para escoamento da seção bruta:

$$N_{t, Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

- Para ruptura da seção líquida:

$$N_{t, Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.11)$$

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 de resistência para escoamento da seção bruta. Adota-se 1,10 para combinação última normal;

γ_{a2} é o coeficiente de ponderação de resistência para ruptura da seção líquida. Adota-se 1,35 para combinação última normal.

A área líquida efetiva de uma barra é dada por:

$$A_e = C_t A_n \quad (2.12)$$

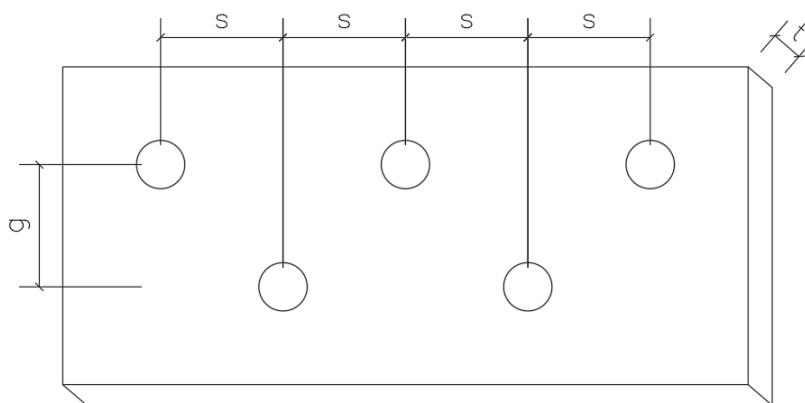
onde:

A_n é a área líquida;

C_t é um coeficiente de redução da área líquida.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) em regiões com furos alinhados a área líquida, A_n , é calculada subtraindo-se as áreas dos furos na seção reta da peça da área bruta, A_g . Em peças com furos alternados ou em diagonal, deve ser encontrada a menor área líquida possível, realizando vários caminhos de ruptura. A área líquida é dada pela Equação 2.13.

FIGURA 11 – Área líquida em elemento com furo.



Fonte: Autoria própria.

$$A_n = \left[b - \sum (\phi_{furo}) + \sum (s^2/4g) \right] t \quad (2.13)$$

ϕ_{furo} é o diâmetro do furo em milímetros mais 3,5 mm para furos por punção ou 1,5 mm para furos por broqueamento;

s é o espaçamento longitudinal entre furos de filas diferentes;

g é o espaçamento transversal entre duas fileiras de furos;

t é a espessura da chapa

O coeficiente de redução de área líquida deve ser considerado 1,0 quando a força de tração for transmitida diretamente para os elementos da seção transversal da barra. Para barras onde nem todos os elementos estão conectados, deverão ser considerados a excentricidade da conexão (e_c) e o comprimento efetivo da conexão (l_c). A Equação 2.14 mostra como deve ser obtido o coeficiente de redução de área líquida.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (2.14)$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que o coeficiente de redução deve estar entre 0,6 e 0,9 não sendo possível realizar as conexões em caso contrário. Para chapas planas soldadas devem ser seguidas as seguintes relações:

$$\begin{aligned} C_t &= 1,0, \text{ para } l_w \geq 2b \\ C_t &= 0,87, \text{ para } 2b > l_w \geq 1,5b \\ C_t &= 0,75, \text{ para } 1,5 > l_w \geq b \end{aligned} \quad (2.15)$$

onde:

l_w é o comprimento dos cordões de solda;

b é a largura da chapa.

2.8.2 Barras comprimidas

Barras comprimidas são as que recebem compressão axial, os elementos que geralmente estão sujeitos a esses esforços são os pilares, componentes de treliça, contraventamentos e peças de travamento. A flambagem é o principal motivo de colapso relacionado a este esforço, podendo ocorrer de forma global quando ocorre entre as extremidades dos elementos, ou local quando ocorre em pontos específicos da barra (Figura 12).

Segundo a NRB 8800 (ABNT, 2008) a resistência de cálculo deve ser maior que a resistência solicitante, de acordo com a seguinte equação:

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

onde:

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

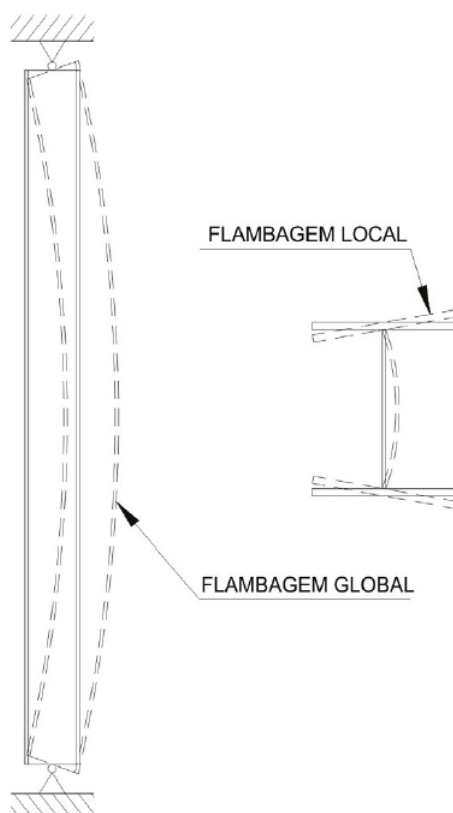
$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo deverá ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.16)$$

onde:

FIGURA 12 – Flambagem global e local em um elemento comprimido.



Fonte: Pravia, Ficanha e Fabeane (2013)

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 d seção transversal.

O fator de redução χ dado pela Equação 2.17, está associado ao índice de esbeltez reduzido, determinado pela Equação 2.18.











$$\begin{aligned} \lambda_0 \leq 1,5 : \quad \chi &= 0,658\lambda_0^2 \\ \lambda_0 > 1,5 : \quad \chi &= \frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (2.18)$$

onde N_e é a força axial de flambagem elástica e seu valor pode ser obtido conforme o Anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os de coeficientes flambagem por flexão para elementos isolados, K_x ou K_y , são apresentados na Tabela 6. A NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda que para os elementos contraventados seja adotado o coeficiente de flambagem igual a 1,0.

TABELA 6 – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.

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

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.8.3 Barras submetidas a momento fletor e força cortante

Na NBR 8800 (ABNT, 2008) é definido que as barras submetidas a momento fletor e força cortante devem atender às seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

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

onde:

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

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

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

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo.

Vigas de alma não-esbelta são as formadas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas têm índice de esbeltez (λ) igual ou inferior ao parâmetro de esbeltez no início do escoamento (λ_r), seções tubulares circulares as quais possuem relação entre diâmetro e espessura menor a $0,45 E/f_y$, e seções T (NBR 8800:2008). Para os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT) são utilizadas as seguintes expressões:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.19)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.20)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.21)$$

$$M_{pl} = Z f_y \quad (2.22)$$

onde:

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

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento;

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

C_b fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme;

λ_p parâmetro de esbeltez de plastificação;

λ_r parâmetro de esbeltez no início do escoamento;

Z é módulo de resistência plástico.

Para o cálculo de flambagem lateral da alma (FLA) e de flambagem lateral da mesa (FLM) são utilizadas as seguintes equações:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.23)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.24)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.25)$$

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) para validar a análise elástica, deve ser garantido que $M_{Rd} \leq 1,5W f_y / \gamma_{a1}$, onde W é o módulo de resistência elástica mínima da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão. A norma também define que o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme em trechos em balanço com restrição de deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre é igual a 1, para os demais casos aplica-se a expressão:

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad (2.26)$$

onde:

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

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção a um quarto do comprimento destravado;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção a três quartos do comprimento destravado;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

O parâmetro de monossimetria da seção transversal para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, é calculado pela Equação 2.27, para os demais casos é adotado o valor igual a 1,00.

$$R_m = 0,5 + 2\left(\frac{I_{yc}}{I_y}\right)^2 \quad (2.27)$$

A força cortante resistente de cálculo é dada em função do tipo de perfil que está sendo analisado. Para barras I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma, V_{Rd} é dado por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.28)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.29)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.30)$$

onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w};$$

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

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}};$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y;$$

k_v é 5,0 para almas sem enrijecedores transversais e $5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ para todos os outros casos

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento;

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;

A_w é a área efetiva de cisalhamento, dado pelo produto da altura total da seção transversal d e a espessura da alma t_w .

2.9 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

Os deslocamentos máximos δ_{max} que uma estrutura pode apresentar são descritos no Anexo C da NBR 8800 (ABNT, 2008). O deslocamento vertical é gerado por sobrecarga, ventos longitudinais e peso próprio, e os horizontais por ventos e pontes rolantes (CHAVES, 2007). Os valores de deslocamentos podem ser obtidos de acordo com a Tabela 7.

TABELA 7 – Deslocamentos máximos.

Descrição	δ_{max}
Travessas de fechamento e terças de cobertura	L/180
Vigas de cobertura	L/250
Galpões em geral	H/300

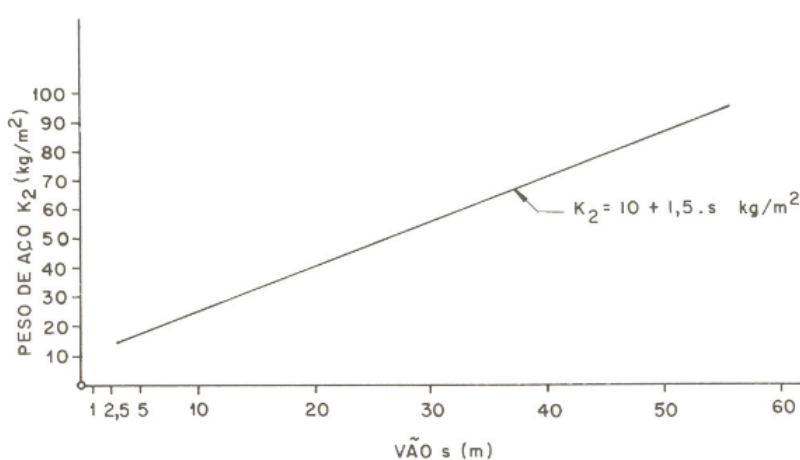
Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.10 PARÂMETROS PARA VERIFICAÇÃO DA TAXA DE CONSUMO DE AÇO

De acordo com Chaves (2007) a taxa de consumo de aço é o parâmetro mais utilizado para estimar ou avaliar a eficiência estrutural de um sistema estrutural.

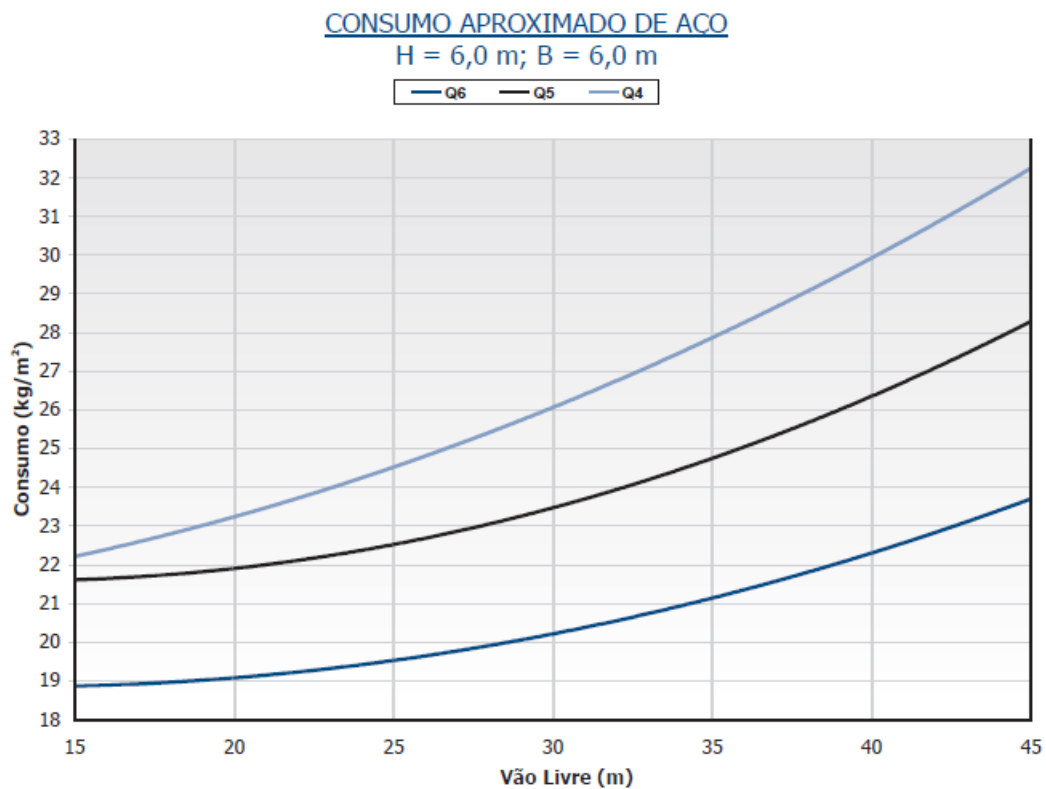
Chaves (2007) apresenta diversos gráficos para obter a taxa de consumo de aço para diversos tipos de galpões. Para este trabalho será utilizado o gráfico apresentado na Figura 13, para determinar o consumo de aço de galpões leves, com ou sem ponte rolante. Chaves (2007) considera todos os elementos que compõe a estrutura metálica do galpão.

FIGURA 13 – Gráfico de consumo de aço x vão livre.



Fonte: Chaves (2007)

D'Alambert (2012) apresenta gráficos para estimar o consumo de aço em kg/m² para galpões constituídos de pórticos de alma cheia considerando o peso dos pórticos, peso das placas de base e travamentos necessários para a estabilização vertical e horizontal. Os gráficos desconsideram o peso dos elementos de fechamento lateral. O projeto realizado neste trabalho é de um galpão com altura (H) de 6,0 m, distância entre os pórticos de (B) de 6,0 m e vão livre de 15,0 m, então utilizou-se a o gráfico apresentado na Figura 14.

FIGURA 14 – Gráfico de consumo de aço em kg/m².

Fonte: D'Alambert (2012)

3 METODOLOGIA

A metodologia de elaboração deste trabalho consistiu-se inicialmente no aprendizado sobre a manipulação no *software* CYPECAD 3D e também no *software* Visual Ventos. O CYPECAD 3D é um programa que avalia o dimensionamento das estruturas pelo método dos estados-limites, já o Visual Ventos é utilizado para calcular as cargas de ventos em edificação, com base na NBR 6123 (ABNT, 1988).

3.1 LOCALIZAÇÃO E UTILIZAÇÃO

O galpão foi projetado como armazenamento de insumos agrícolas na região de campo no município de Goioerê (oeste do Paraná). Dessa maneira, sabendo-se o local de construção e o tipo de uso, é possível definir as condições de cargas atuantes na edificação.

3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico foi realizado para atender o propósito de utilização do galpão. Assim decidiu-se criar um projeto de 450 m², com as dimensões de 30x15 m e 6 m de altura. A planta baixa está representada na Figura 15. Para facilitar o acesso de veículos criaram-se duas entradas fixas de 11,25 m² na parte principal (fachada) e na posterior (fundo).

FIGURA 15 – Planta baixa do galpão industrial.

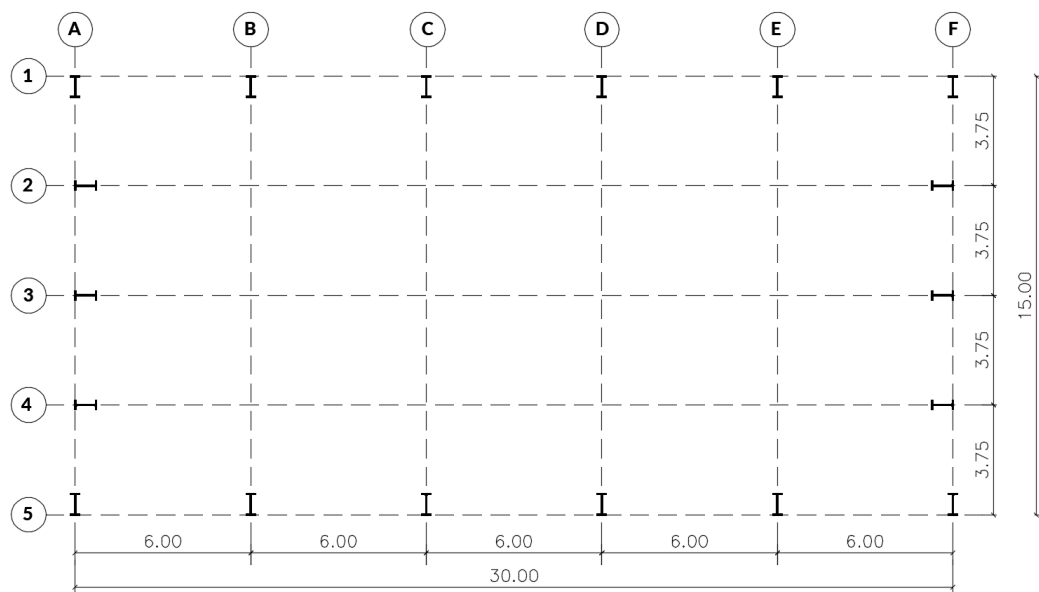
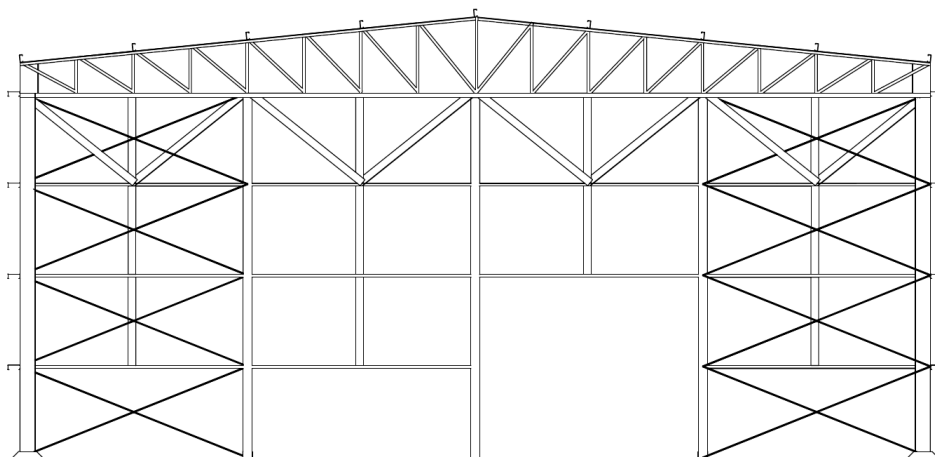


Figura: Autoria própria.

Os pórticos que constituem o galpão foram espaçados com 6 m de distancia e são compostos por pilares, vigas de cobertura treliçadas, além de contraventamentos e correntes para garantir a estabilidade e facilidade de montagem. Na fachada principal e nas do fundo foram adicionados pilares e contraventamentos (Figura 16). A cobertura foi realizada considerando telhas trapezoidais sanduíche galvanizadas e com preenchimento de EPS com 100 mm de espessura apoiadas em terças. Já o fechamento lateral foi composto por telhas trapezoidais galvanizadas, apoiadas em vigas de fechamento.

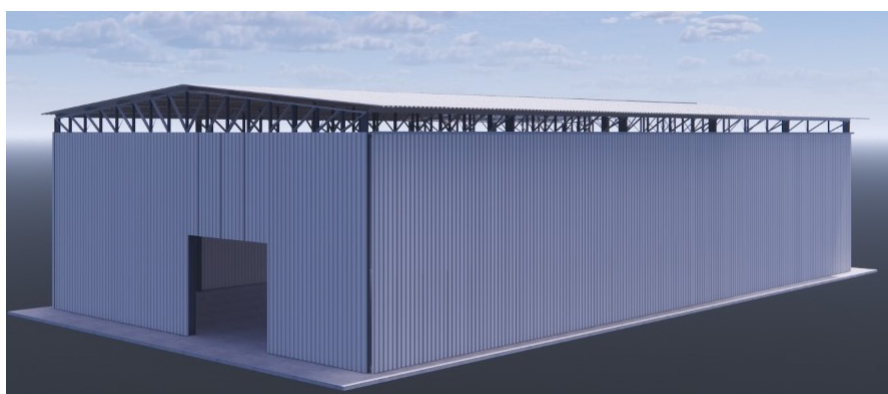
FIGURA 16 – Pórtico frontal e de fundo.



Fonte: Autoria própria.

Para elaboração do projeto arquitetônico utilizaram-se os *softwares* SketchUp e AutoCad para realizar os desenhos em 3D e 2D respectivamente. A Figura 17 mostra uma visão tridimensional em maquete eletrônica do galpão.

FIGURA 17 – Maquete eletrônica do galpão.



Fonte: Autoria própria.

3.3 DIMENSIONAMENTO

Para realizar o dimensionamento das barras utilizou-se o *software CYPECAD 3D* configurado para atender os requisitos das normas técnicas. As cargas de vento foram obtidas pelo *software Visual Ventos*. A estruturação do projeto foi gerada pelo *software CYPECAD 3D* e ajustados posteriormente no *AutoCad*.

3.3.1 Configurações iniciais

Ao iniciar o projeto as primeiras tarefas a serem realizadas são as configurações de normas, tipo de aço, uso da estrutura e configuração dos estados limites. As configurações adotadas estão presentes na Figura 18.

Para compor a estrutura foram utilizados dois tipos de aço, o A-572 Gr 50 e o ASTM A-36, cujas características estão disponíveis na seção 2.3.1.

3.3.2 Modelagem dos pórticos

A modelagem da estrutura no CYPECAD 3D é realizada atribuindo nós e barras, posteriormente é escolhida a peça e sua disposição espacial. Para iniciar a modelagem dos pórticos, desenhou-se a metade da estrutura do pórtico, composto por um pilar e metade da treliça (Figura 19).

Os perfis utilizados para o pré-dimensionamento da estrutura foram selecionados a partir de catálogos comerciais. Para os pilares foram atribuídos perfis I, e para treliças o perfil U nos banzos superior e inferior, e duplo U soldado formado por duas cantoneiras L de abas iguais para as diagonais e montantes.

Posteriormente utilizou-se o comando "Simetria de elementos" para criar a segunda metade do pórtico, e em seguida foram realizadas cópias do pórtico a cada 6m (Figura 20). Dessa maneira, para alcançar maior organização no projeto foram atribuídas cores e agrupadas as barras com a mesma função.

FIGURA 18 – Configurações iniciais. (a) Dados gerais; (b) configuração dos estados limites de acordo com as normas técnicas; (c) Categorias de uso e ações.

(a)

Dados gerais

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Perfis

Aço laminado: A-572 345MPa
 Aço dobrado: A-36
 Madeira: Serrada - Coníferas - C20
 Alumínio: EN AW-5083 - F
 Concreto: C20, em geral

Concreto armado

Betão para pilares: C20, em geral
 Betão para vigas de laje: C20, em geral
 Betão para elementos de fundação: C20, em geral
 Aço de varões: CA-50 e CA-60
 Características do agregado: Granito (15 mm), 30 mm

Recobrimentos: [] Desperdícios de aço: []

Ações

Com sismo dinâmico

Resistência ao fogo: []
 Estados limites (combinações): []
 Hipóteses adicionais: []
 Fundação: []
 Processo construtivo: []

Opções

Pilares: [] Fundação: []
 Vigas: [] Ligações: []

Terreno de fundação

Verificar deslizamento de sapatas

Aderência (a'): 0.000 kgf/cm²
 Ângulo de atrito terreno-sapata (d'): 25.00 graus

Combinações fundamentais: 2.00 kgf/cm²
 Combinações sísmicas e acidentais: 3.00 kgf/cm²

Ambiente

Vigas: CAA I
 Blocos: CAA I

Aceitar

(b)

Estados limites

Concreto: ABNT NBR 6118:2014
 Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014
 E.L.U. Aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010
 E.L.U. Aço laminado: ABNT NBR 8800:2008
 E.L.U. Madeira: NBR 7190

E.L.U. Alumínio: Eurocódigo 9

Neve: Altitude inferior ou igual a 1000 m

Tensões sobre o terreno

Ações características

Deslocamentos

Ações características

Configurar combinações para cada estado limite

Aceitar Cancelar

(c)

Hipóteses adicionais

Categorias de uso

3. Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

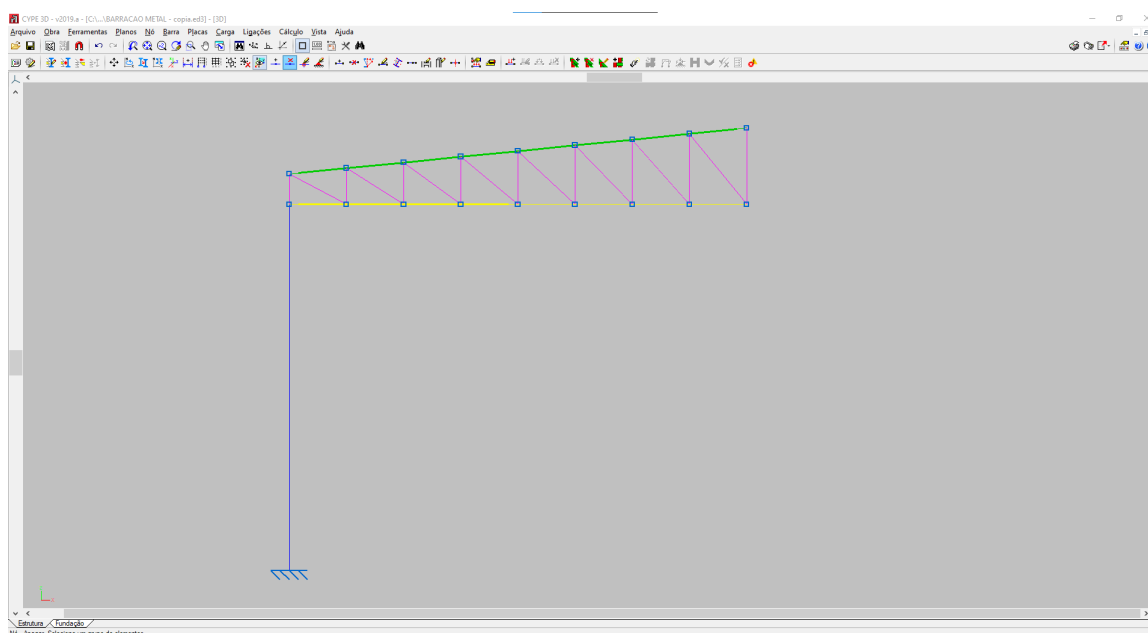
Ações

	Automáticas	Adicionais
Peso próprio	1	--
Cargas permanentes	-	1
Sobrecarga	-	1
Temperatura	-	0
Retração	-	0
Vento	-	4
Sismo	-	0
Neve	-	0
Empuxos do terreno	-	0
Acidental	-	0

Aceitar Cancelar

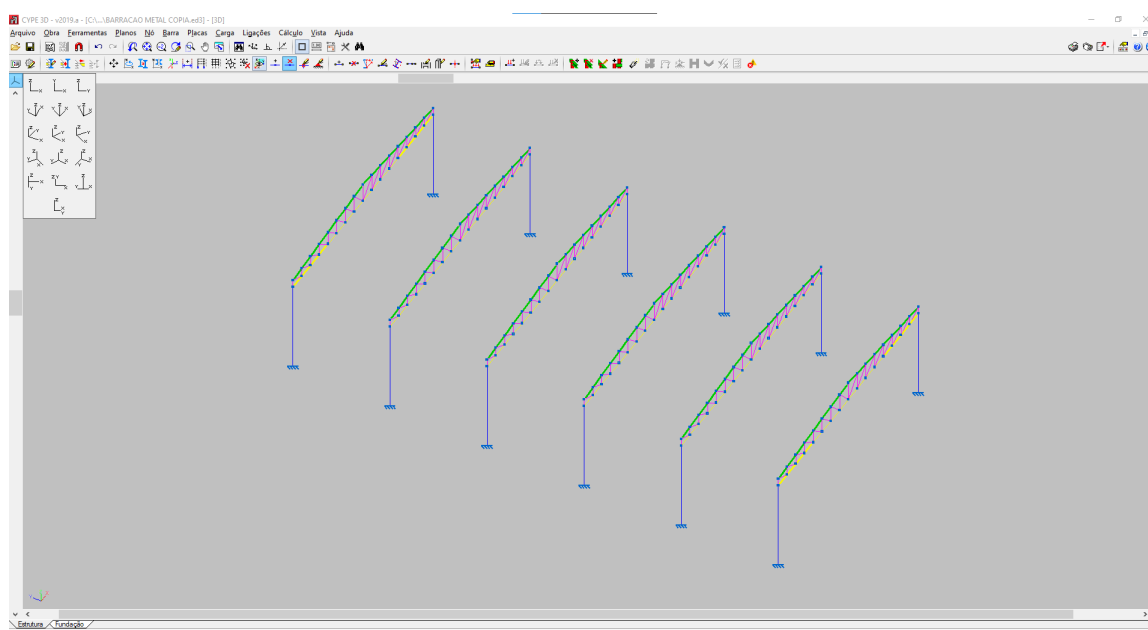
Fonte: Autoria própria.

FIGURA 19 – Metade do pórtico.



Fonte: Autoria própria.

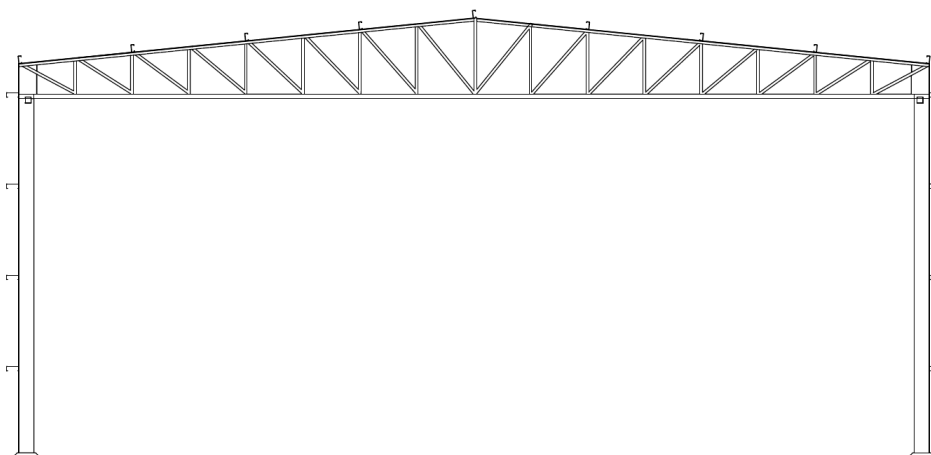
FIGURA 20 – Pórticos copiados a cada 6 m.



Fonte: Autoria própria.

Para os pórticos nos eixos A e F, os quais podem ser analisados na Figura 16, inseriram-se pilares secundários para garantir menor deslocamento da estrutura e apoio para o posicionamento do fechamento lateral. Os pórticos localizados nos eixos B, C, D e E estão representados na Figura 21.

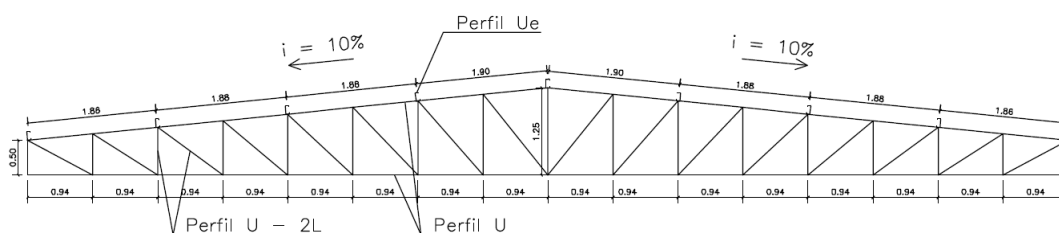
FIGURA 21 – Pórticos B, C, D e E.



Fonte: Autoria própria.

Para as terças adotaram-se perfis Ue, posicionados intercaladamente sob os montantes. A Figura 22 mostra as características da treliça modelada para este projeto. Os pilares são compostos por perfis laminados I, possuindo 6 m de altura.

FIGURA 22 – Treliça utilizada no projeto.

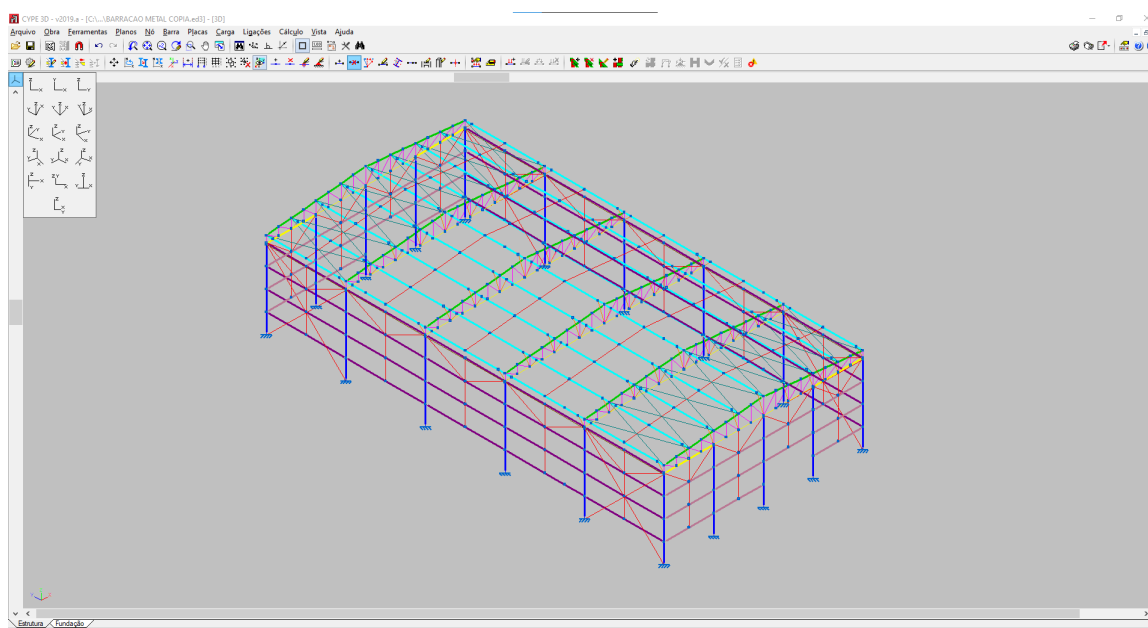


Fonte: Autoria própria.

Após posicionados os pórticos, acrescentaram-se os elementos de contra-ventamento, terças, vigas de tapamento lateral, correntes e mão francesas (Figura 23).

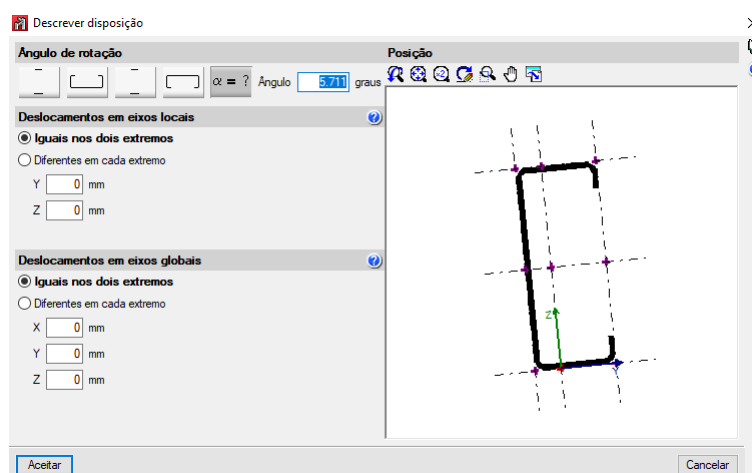
As disposição das terças sobre o banzo superior das treliças, deu-se atribuindo um ângulo $\alpha = 5,711^\circ$ para acompanhar a inclinação da cobertura, como mostra a Figura 24.

FIGURA 23 – Pórticos vinculados.



Fonte: Autoria própria.

FIGURA 24 – Disposição das terças.



Fonte: Autoria própria.

Criaram-se os contraventamentos em X entre os primeiros os pórticos A-B e E-F, na cobertura e na lateral (Figura 23).

3.3.3 Flecha limite

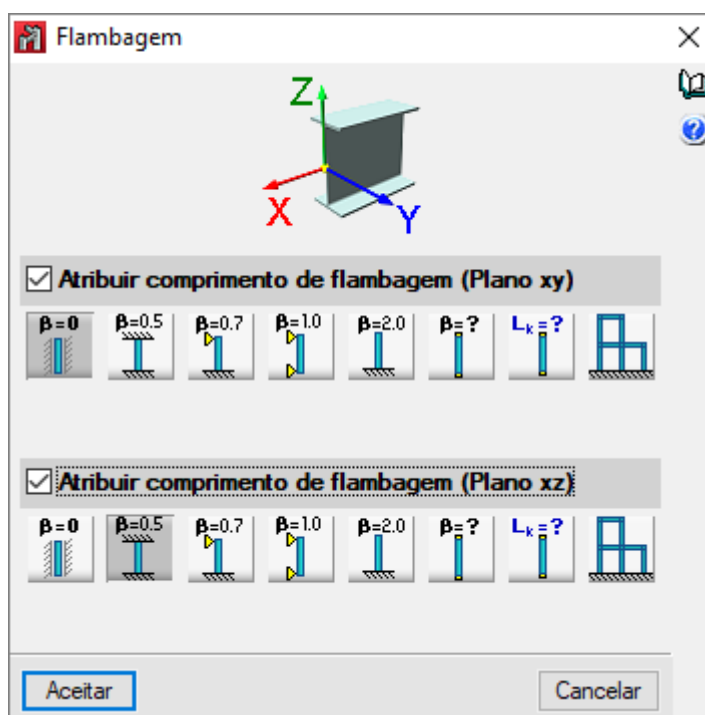
A flecha limite atribuída para os elementos estruturais foi configurada de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Para os pilares atribuiu-se um valor limite de $H/300$, para os componentes da treliça e mão francesa de $L/250$, e para as terças e vigas laterais de $L/180$, onde L é o comprimento da peça.

3.3.4 Vinculação externa e flambagem

Após adicionar todas as barras e definir a flecha limite para cada elemento, configurou-se as vinculações externas das barras. Os pilares receberam engastamento em sua base e rótulas no topo. As barras da treliça foram rotuladas em ambas extremidades, já que trabalham majoritariamente a tração e flexão, para se aproximar de um modelo de treliça ideal decidiu-se realizar esse tipo de vinculação. As terças foram rotuladas em cada ponto de intersecção com o banzo superior da treliça. As mãos francesas, contraventamentos e correntes foram rotuladas em suas extremidades.

Atribuíram-se as configurações de forma (Figura 25 de flambagem de cada peça isolada de acordo com a Tabela 6.

FIGURA 25 – Atribuição de flambagem no CYPECAD 3D.

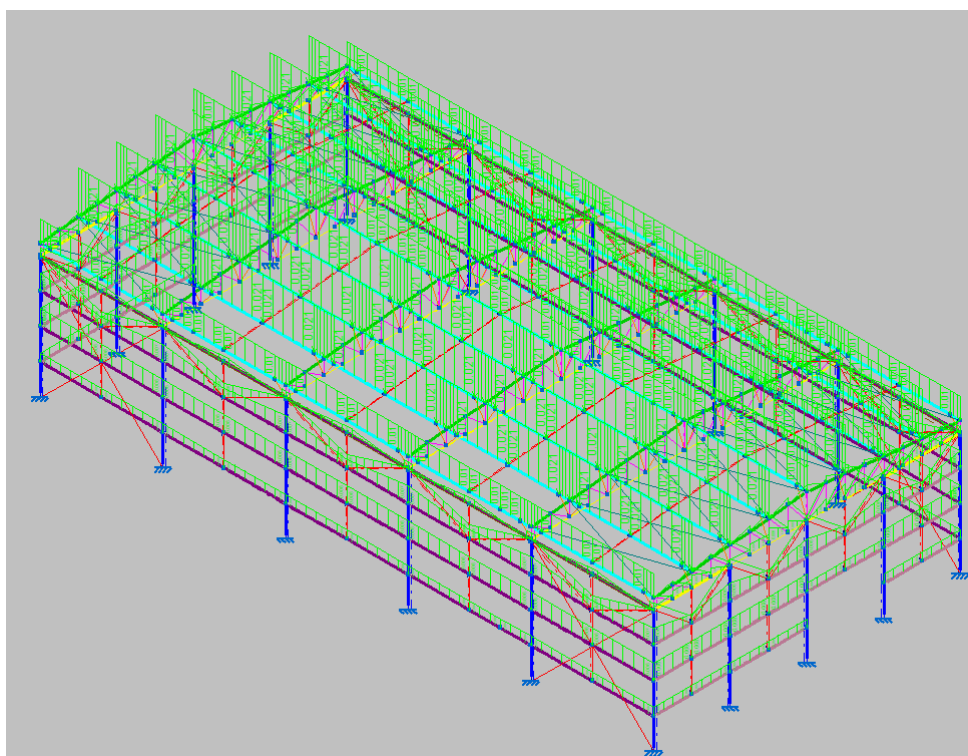


Fonte: Autoria própria.

3.3.5 Cargas solicitantes na estrutura

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura (PP), peso da cobertura (CP) e sobrecarga (SC). O peso próprio é gerado automaticamente pelo *software* CYPECAD 3D a partir das peças que formam a estrutura. O peso da cobertura é dado pelo fabricante da telha trapezoidal, nesta situação o valor obtido pelo catálogo da Kingspan para uma telha sanduíche de 100 mm de espessura é de 11,0kg/m². O fechamento lateral é composto pela telha trapezoidal 0,50 mm de espessura e com carga de 4,81kg/m². A Figura 26 mostra a estrutura com as cargas, representadas em verde, das telhas.

FIGURA 26 – Cargas da telhas de cobertura e fechamento lateral.



Fonte: Autoria própria.

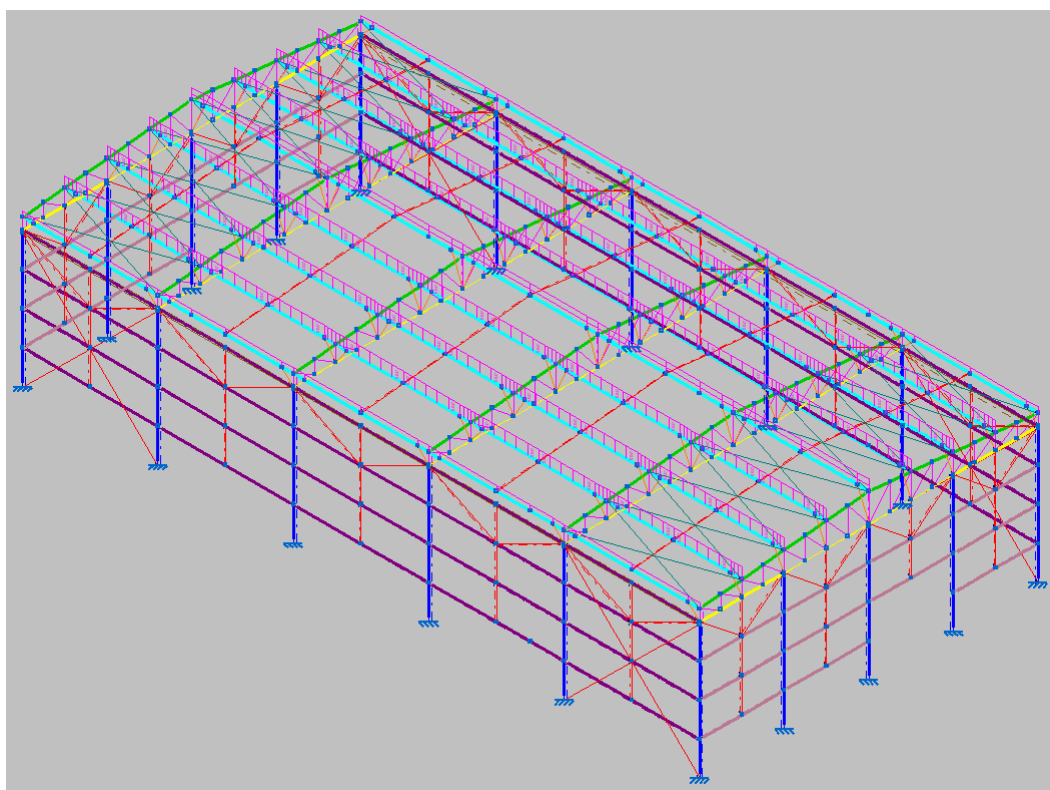
A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que deve ser aplicado um valor mínimo de sobrecarga de cobertura de 25kg/m^2 para galpões (Figura 27).

3.3.5.1 Cargas de vento

Para obter as cargas provenientes dos ventos na região de Goioerê-PR, utilizou-se o *software* Visual Ventos, que é um programa computacional gratuito, desenvolvido com base na NBR 6123 (ABNT, 1988). Os valores obtidos para as ações do vento a 0° e 90° foram aplicadas na cobertura e nas quatro paredes do galpão. Aplicaram-se também os valores adicionados do C_{pi} de $-0,30$.

A primeira etapa para obter os valores da carga de vento é adicionar informações geométricas do galpão, como visto na Figura 28.

FIGURA 27 – Sobrecarga.



Fonte: Autoria própria.

FIGURA 28 – Informações geométricas do galpão inseridas no Visual Ventos.

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria | Velocidade Básica

Dimensões

Medidas

b 15 m a 30 m h 6 m Distância entre pórticos

b1 7,50 m a1 7,50 m p 6 m

a2 7,50 m β 5,71° h1 0,75 m

Confirmar

Área das aberturas

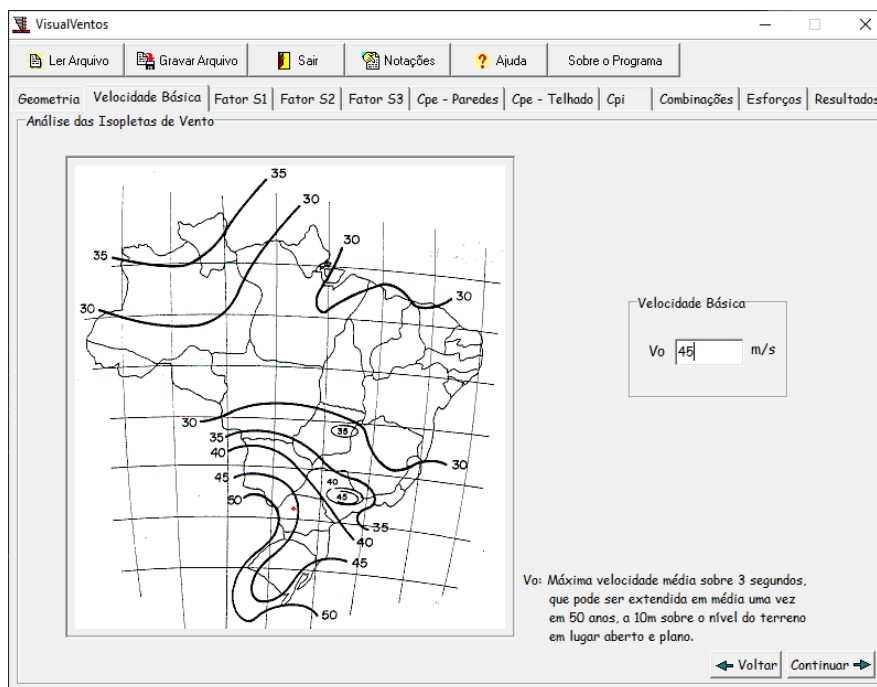
Face	Fixa	Móvel
A1	0 m ²	0 m ²
A2	0 m ²	0 m ²
A3	0 m ²	0 m ²
B1	0 m ²	0 m ²
B2	0 m ²	0 m ²
B3	0 m ²	0 m ²
C1	0 m ²	0 m ²
C2	11,25 m ²	0 m ²
D1	0 m ²	0 m ²
D2	11,25 m ²	0 m ²

Continuar

Fonte: Autoria própria.

A segunda etapa consiste em analisar as isopletas de ventos e identificar no mapa onde fica a localização do galpão. Goioerê se encontra na região noroeste do estado do Paraná e a isopleta que contempla essa localização é a de 45 m/s (Figura

FIGURA 29 – Isopletas na região de Goioerê-PR.



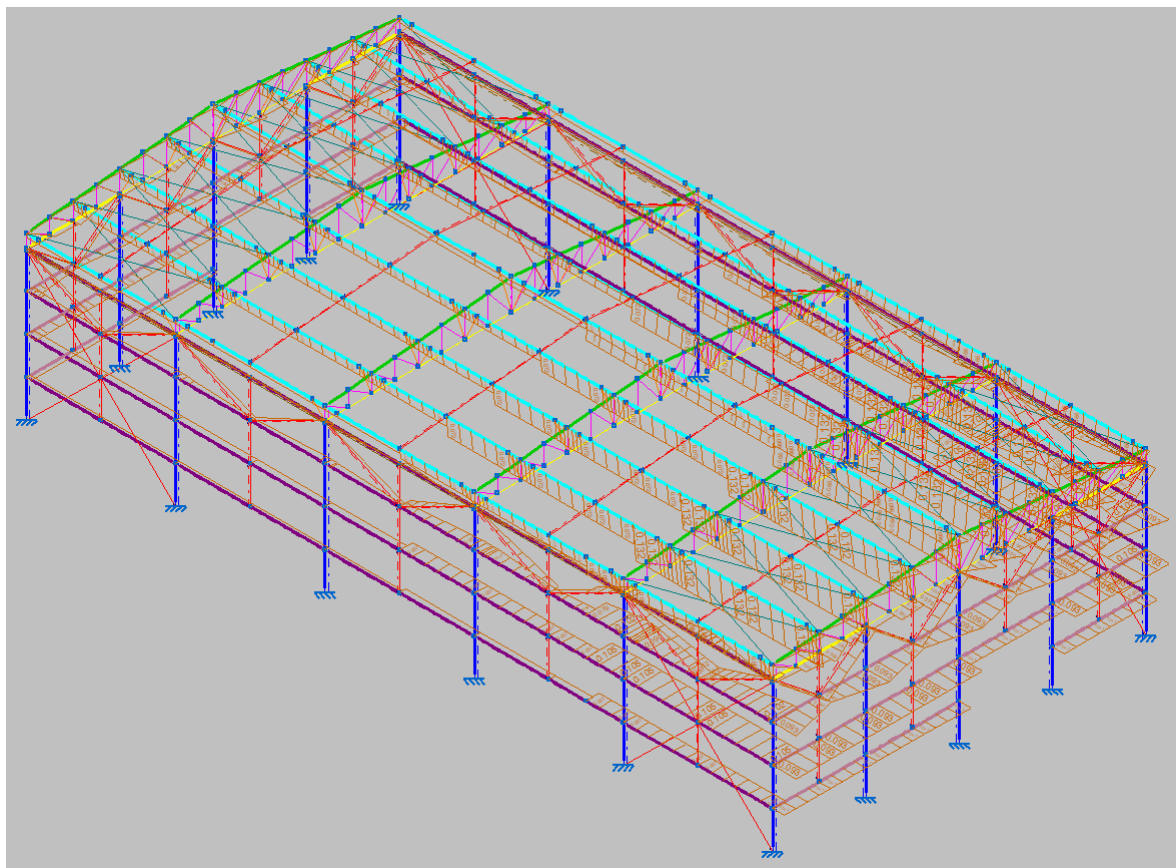
Fonte: Autoria própria.

29).

O fator topográfico do terreno é considerado plano ou fracamente acidentado, para essa condição o valor do fator $S_1 = 1,0$. Para obter o fator de rugosidade (S_2) classificou-se o terreno na categoria III como terreno plano com poucos obstáculos e média de altura de 3 m, e a edificação como classe B, com sua maior dimensão entre 20 m e 50 m. O fator $S_2 = 0,88$. Por último definiu-se o fator estatístico $S_3 = 1,0$.

A pressão dinâmica obtida é de $q = 0,88 \text{ kN/m}^2$. Os coeficientes de pressão externa para paredes e cobertura podem ser vistos no Anexo 1. Na Figura 30 são representadas as cargas de ventos aplicadas no galpão. O relatório completo de ventos pode ser encontrado no Anexo A.

FIGURA 30 – Cargas de vento.



Fonte: Autoria própria.

3.3.5.2 Combinação de cargas

A partir das cargas adicionadas no *software* CYPECAD 3D, o programa realiza a combinação de cargas de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). As combinações geradas são:

PP + CP

PP + CP + SC

PP + CP + V0

PP + CP + SC + V0

PP + CP + V90

PP + CP + SC + V90

PP + CP + V0 - 0,30

PP + CP + SC + V0 - 0,30

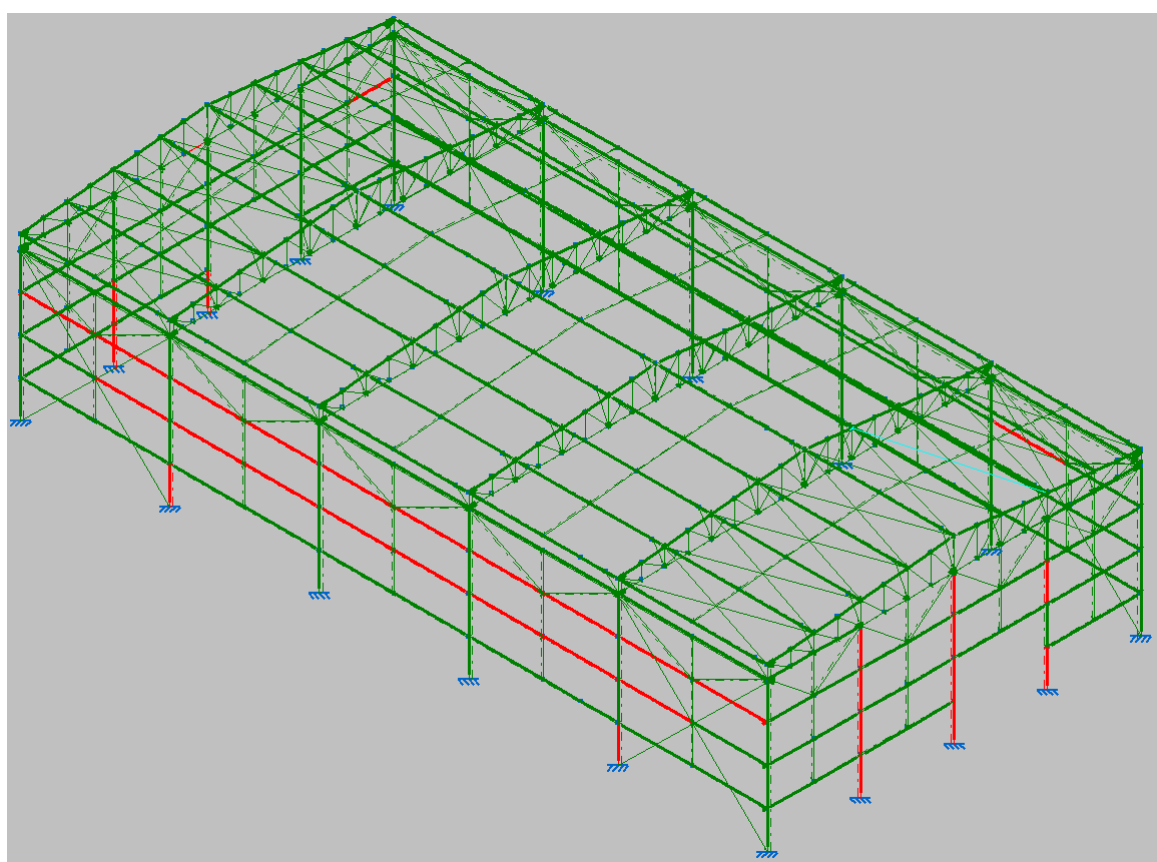
PP + CP + V90 - 0,30

PP + CP + SC + V90 - 0,30

3.3.6 Verificação de cálculo

Para verificar se as peças escolhidas no pré-dimensionamento são suficientes para manter a estrutura segura, realizou-se o cálculo estrutural pelo CYPECAD 3D. A Figura 31 mostra as barras que atendem os requisitos em verde e as que não atendem em vermelho.

FIGURA 31 – Resultado pré-dimensionamento.

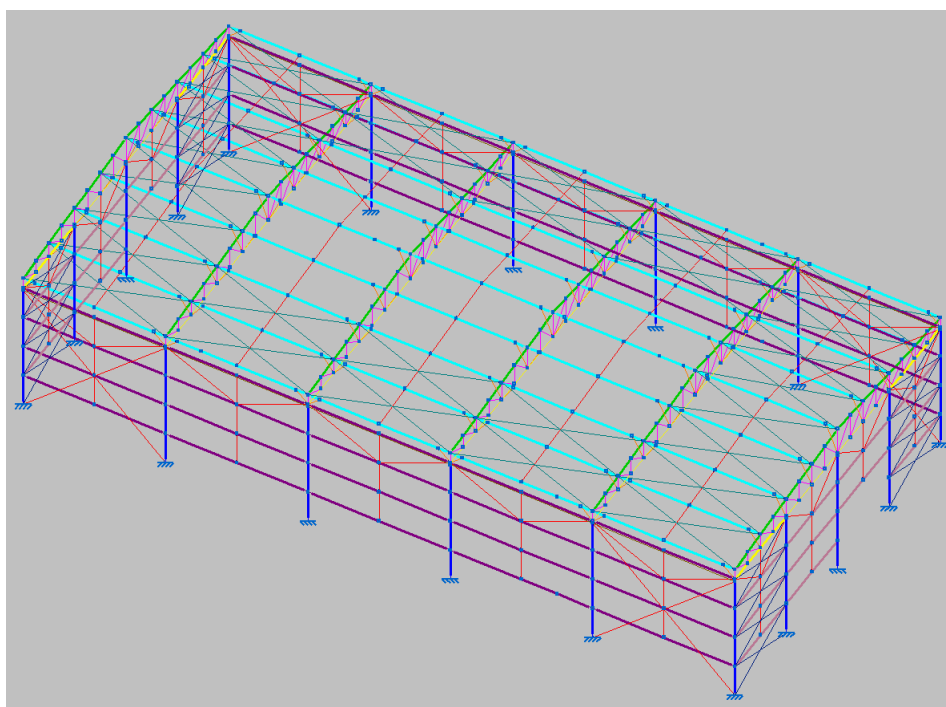


Fonte: Autoria própria.

Os pilares frontais e de fundo não atenderam a requisitos de resistência à flexão com relação ao eixo X, à flexo-compressão e a interações de esforços e momento de torção. Os pilares laterais em vermelho não foram aprovados dada a falta de resistência à flexão com relação ao eixo X. As vigas de fechamento lateral não foram aprovadas devido a não resistir à flexo-tração, flexão com relação ao eixo X e flexo-compressão.

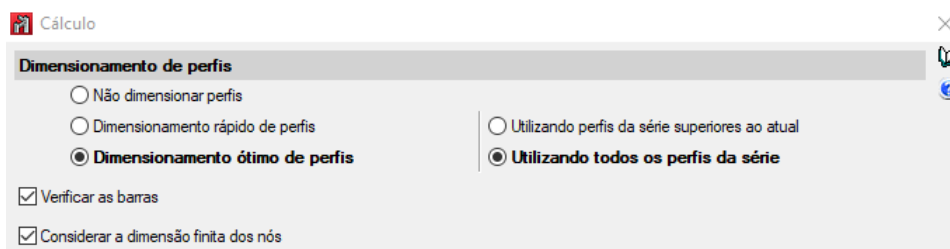
Para dimensionar as peças de forma a se obter o melhor rendimento estrutural e financeiro atendendo aos requisitos mínimos determinados por normas, utilizou-se o artifício de "Dimensionamento ótimo de perfis" utilizando todos os perfis da série disponíveis nos catálogos do *software*(Figura 32).

FIGURA 33 – Galpão com estrutura final.



Fonte: Autoria própria.

FIGURA 32 – Dimensionamento ótimo.



Fonte: Autoria própria.

Após o dimensionamento otimizado ser concluído, analisou-se o deslocamento de cada elemento no pórtico mais solicitado. Para o topo de pilar obteve-se um deslocamento maior que o permitido ($H/300$), para reduzir o movimento do pórtico, inseriu-se contraventamentos na parte frontal e na cobertura, como mostra a Figura 33.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Serão apresentados os resultados obtidos pelo *software* CYPECAD 3D e uma análise comparativa do consumo de aço para galpões de acordo com o trabalho de Chaves (2007) e D'Alambert (2012). No Anexo B apresenta-se o resumo do dimensionamento realizado pelo CYPECAD 3D.

4.1 PERFIS UTILIZADOS

Para compor a estrutura utiliza-se diversos tipos de perfil e dimensões. Na Tabela 8 consta o tipo de perfil e qual sua utilização.

TABELA 8 – Perfis obtidos no dimensionamento.

Elemento estrutural	Perfil
Pilar	I 250x44.8
	I 250x17.9
Banzo superior	U 100x50x3.42
Banzo inferior	U 100x80x6.30
Terças	Ue 100x50x17x3.35
Diagonais	Duplo U L 1.3/4x3/16"
Montante	U 300X85X25X3.35
	Duplo U L 1.3/4x3/16"
Vigas fechamento lateral	Ue 150x60x20x3.35
Contraventamento lateral	R16
Contraventamento de cobertura	R12
Mão francesa	L 1/2x1/8"
Correntes cobertura	L 1/2x1/8"
Correntes laterais	L 5x1/4"

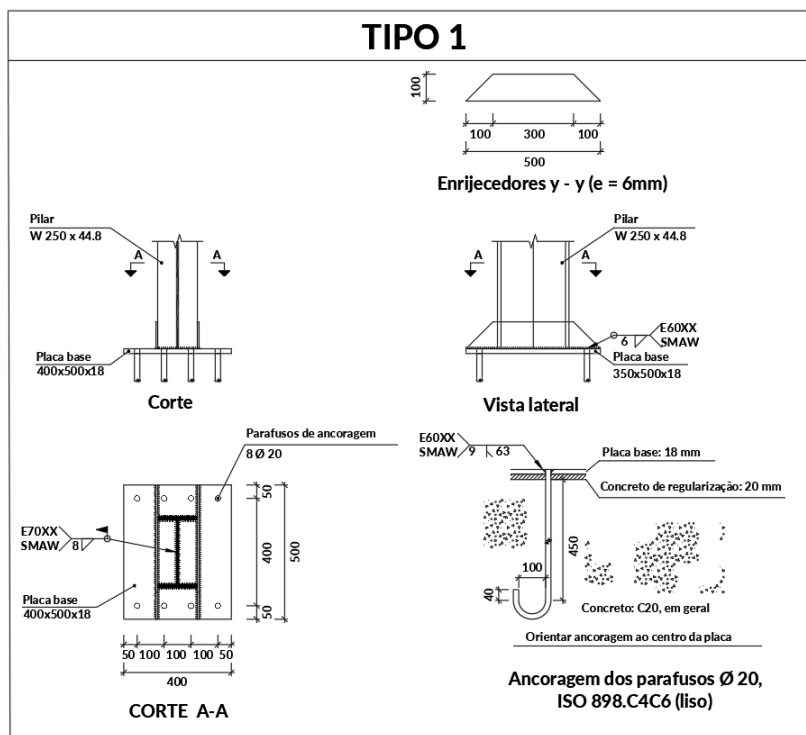
Fonte: Autoria própria

4.2 CONEXÕES

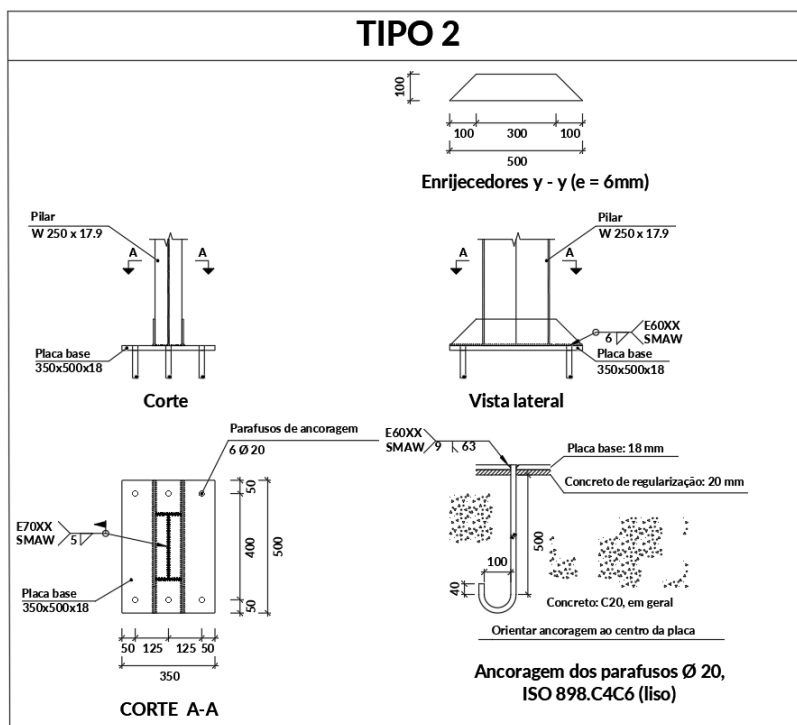
A conexão da base do pilar e a fundação se dá por meio de ligação parafusada e soldada. O perfil I é soldado em uma placa de base, a qual é parafusada no concreto. O dimensionamento da base do pilar realizou-se de forma automática pelo *software*. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 34. As conexões das demais peças foram executadas com solda.

FIGURA 34 – Detalhamento parafusos da base do pilar.

(a)



(b)



Fonte: Autoria própria.

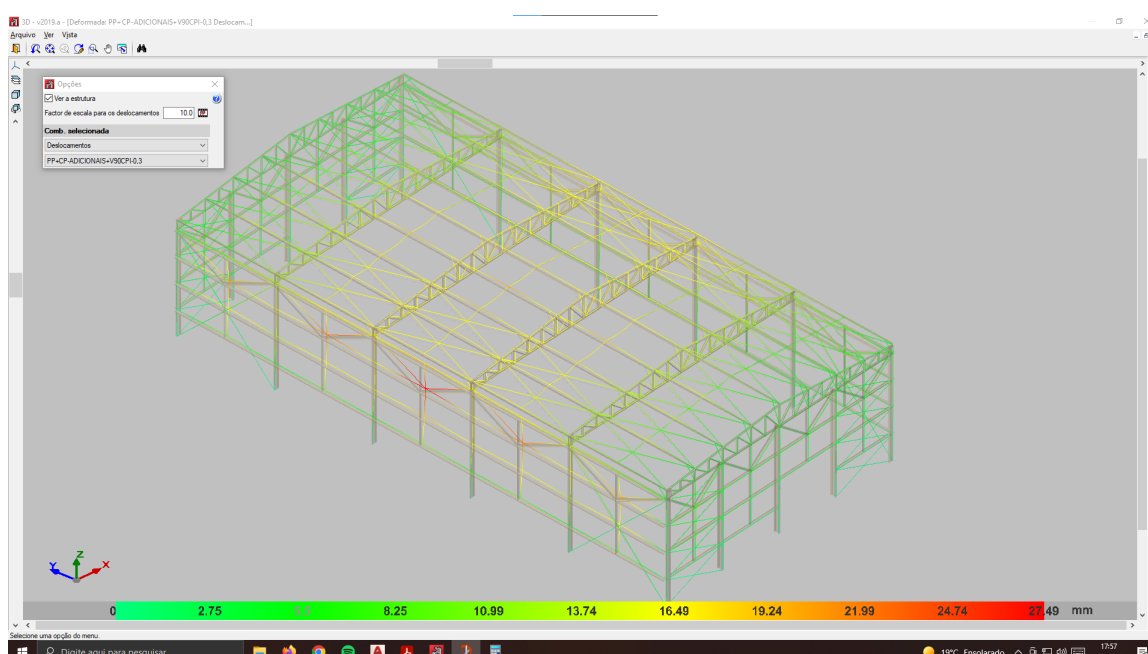
O detalhamento "Tipo 1" diz respeito à conexão realizada para os pilares localizados nos eixos 2, 3 e 4; o "Tipo 2" são para os pilares nos eixos 1 e 5. Os eixos

podem ser visualizados na Figura 15.

4.3 FLECHAS MÁXIMAS

Para assegurar a estabilidade da estrutura, conforto e bem-estar, avaliam-se os valores limites de deslocamento descritos na seção 2.10, com os valores obtidos após o dimensionamento. Os deslocamentos máximos dos nós foram avaliados para o pórtico mais solicitado com a combinação que gera os maiores deslocamentos, apresentado na Figura 35. A combinação que mostrou maior solicitação foi a que simula a ocorrência de simultânea do peso próprio, cargas de permanentes, cargas de vento $90^\circ C_{pe} -0,3$ e a sobrecarga.

FIGURA 35 – Deslocamentos máximos para peças da treliça e pilar.



Fonte: Autoria própria.

A Tabela 9 mostra os valores limites e os obtidos em projeto. As flechas máximas se encontram dentro do limite estabelecido pela norma, desta forma é possível dizer que o galpão é estável.

TABELA 9 – Deslocamentos máximos.

Descrição	Deslocamento limite	Deslocamento máximo
Pilar	$6000/300 = 20$ mm	18,25 mm
Banzo superior	$7500/250 = 30$ mm	18,02 mm
Banzo inferior	$15000/250 = 60$ mm	17,76 mm
Terça de cobertura	$6000/180 = 33,33$ mm	21,51 mm
Viga de fechamento lateral	$6000/180 = 33,33$ mm	16,533 mm

Fonte: Autoria própria

4.4 CONSUMO DE AÇO

O CYPECAD 3D gera relatórios detalhados mostrando a quantidade de material utilizado por massa, comprimento e volume. Além disso, mostra a área de superfície a ser pintada. Na Tabela 10 é mostrada a quantidade de aço utilizada neste galpão.

TABELA 10 – Deslocamentos máximos.

Perfil	Massa (kg)
I 250x17.9	1305,61
I 250x44.5	1627,78
L 1/2x1/8"	89,91
L 5x1/4"	2265,88
R16	310,24
R12	312,67
L 1.3/4x3/16"	1269,15
Ue 300x85x25x3.35	78,54
U 100x50x3.42	458,10
U 150x60x20x3.35	1064,21
Ue 100x50x17x3.35	1503,64
Ue 150x60x20x3.35	2440,57
Total de aço	12726,3 kg
Taxa de consumo	28,28 kg/m²

Fonte: Autoria própria

A taxa de consumo de aço é a razão entre a quantidade total de aço em kg pela área total da edificação em m². A taxa de aço obtida para este galpão de 28,28 kg/m².

Chaves (2007) apresenta gráfico (Figura 13) para estimar o consumo de aço K_2 , que pode ser calculado pela Equação 4.1 onde "s" é o vão livre do pórtico. O vão livre deste galpão é de 15m, portanto a taxa de aço é de $K_2 = 32,5 \text{ kg/m}^2$.

$$K_2 = 10 + 1,5s \quad (4.1)$$

A partir do resultado obtido (Tabela 10 e Figura 13) verifica-se que a taxa de aço para o galpão dimensionado pelo CYPECAD 3D, é menor que a taxa estimada pela Equação 4.1 dada Chaves (2007), e assim demonstrando que o dimensionamento utilizando o *software* CYPECAD 3D é satisfatório com o estudo de Chaves (2007).

Para obter a taxa de consumo de aço apresentada por D'Alambert (2012), é necessário definir qual estágio de ações do galpão dimensionado. Os parâmetros Q4, Q5 e Q6 são referentes ao estágio de ações. D'Alambert (2012) define os estágios de ação como os diferentes níveis de carga nos pórticos para determinadas velocidades

de vento e distância entre os pórticos. Na Tabela 11 descrevem-se os estágios de carregamento para Q4, Q5 e Q6. A velocidade do vento obtida por meio do *software* Visual Ventos é de 45m/s, portanto é utilizado o estágio de ações Q4 para realizar as análises.

TABELA 11 – Composição dos estágios de carregamento.

Estágio de ações	Velocidade do vento (m/s)	Distância entre os pórticos B (m)
Q4	45	6,0
	35	9,0
	30	12,0
Q5	40	6,0
	35	6,0
	30	9,0
Q6	30	6,0

Fonte: D'Alambert (2012)

Analisando o gráfico da Figura 14 é obtido um consumo de aço de aproximadamente 22 kg/m².

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O objetivo principal deste trabalho é dimensionar um galpão localizado na cidade Goioerê (PR) e avaliar se o *software* CYPECAD 3D é indicado para o dimensionamento de estruturas metálicas por meio da análise do consumo de aço quando comparada com a literatura.

A manipulação do *software* CYPECAD 3D se mostrou satisfatória, sendo uma ferramenta de fácil aplicação, e tendo como vantagem de realizar as análises com base nas normas brasileiras.

Conclui-se que o *software* CYPECAD 3D apresenta uma otimização favorável em relação ao consumo de aço quando comparado com o resultado obtido pela Equação 4.1 apresentada por Chaves (2007). No entanto, quando comparado com a taxa de consumo de aço apresentada por D'Alambert (2012) o galpão dimensionado apresenta um consumo de aço superior ao ideal.

A partir dessa análise também é possível concluir que apesar do *software* possuir um sistema de otimização, é necessário que o calculista avalie se os perfis dimensionados são coerentes para a construção real do edifício e se as peças não estão superdimensionadas. É importante ressaltar também, que é indispensável um bom conhecimento das normas técnicas a serem aplicadas para tomar decisões assertivas sobre as configurações de cada peça, já que erros nesta etapa podem comprometer todo o dimensionamento.

A utilização do Visual Ventos provou-se satisfatória, uma vez que simplifica os cálculos realizados para determinar as cargas de ventos.

A partir da análise realizada sobre a utilização do CYPECAD 3D, considera-se interessante realizar o dimensionamento selecionando as peças a serem utilizadas de forma manual e comparar o resultado obtido com este trabalho. É relevante analisar se é possível obter uma taxa de consumo de aço menor ou igual a apresentada por D'Alambert (2012) a partir de outras configurações estruturais, como a disposição dos contraventamentos, e realizando a otimização de perfis proposta pelo CYPECAD 3D.

REFERÊNCIAS

- ANJOS NASCIMENTO COE, Izadora dos. **Estruturas metálicas: automatizando o dimensionamento para esforços axiais**. [S.l.: s.n.], 2021. Citado na p. 13.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6120 NBR**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, mai. 2019. P. 6. Citado nas pp. 15, 26.
- _____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. [S.l.], 1988. P. 69. Citado nas pp. 26–28, 43, 51.
- _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. [S.l.], 2004. P. 22. Citado na p. 15.
- _____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. [S.l.], 2008. P. 247. Citado nas pp. 5, 6, 15, 26, 28–32, 34–38, 40, 49, 51, 54.
- BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. São Paulo: PINI, 1998. Citado nas pp. 16, 20, 23, 26.
- BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: PINI, 2008. Citado nas pp. 15, 16.
- BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. [S.l.]: Editora da UFRGS, 1995. Citado na p. 27.
- CHAVES, Michel Roque. Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves, 2007. Citado nas pp. 5, 6, 14, 25, 40, 41, 57, 60, 62.
- CHIAVERINI, Vicente. **Aços e Ferros Fundidos**. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1996. Citado na p. 15.
- CYPECAD3D. **Informação do software CYPECAD 3D**. [S.l.: s.n.], 2022. Citado na p. 13.
- D'ALAMBERT, Flávio. **Manual Gerdau: galpões em pórticos com perfis estruturais laminados**. [S.l.], 2012. Disponível em: <<https://www2.gerdau.com.br/download/file/751>>. Citado nas pp. 5, 6, 14, 22, 41, 42, 57, 60–62.

DEON, Rodrigo; PASSOS, Juliano N. **Estudo comparativo entre estruturas de concreto armado e estrutura metálica de uma edificação através do software CYPECAD**. [S.l.]: Ignis: Periódico Científico de Arquitetura e Urbanismo, Engenharias e Tecnologia da Informação, 2019. Citado na p. 13.

ISIDRO NETO, João; FREITAS GAMA, Maycon de; ARAUJO SANTOS, Renan de. **Utilização do aço na construção civil**. [S.l.: s.n.], 2021. Citado na p. 13.

MATTOS DIAS, Luís Andrade de. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo: Zigurate Editora, 1997. Citado nas pp. 16, 17, 20, 21, 23.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. São Paulo: LTC, 2009. Citado nas pp. 16–21, 32.

PRAVIA, Zacarias Martin Chamberlain; FICANHA, Ricardo Argenton; FABEANE, Ricardo. **Projeto e cálculo de estruturas de aço. Edifício industrial detalhado**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013. Citado nas pp. 18, 20, 30, 32, 36.

RABELO, João Marcos; PEREIRA JUNIOR, Nelson Martins. **Dimensionamento de Galpão em Estruturas Metálicas pelo software CypeCad 3D**. [S.l.: s.n.], 2019. Citado na p. 13.

ROSSATTO, Bárbara Maier. **estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado: estudo de caso**. Santa maria: [s.n.], 2015. Citado na p. 13.

SALES, José Jairo de et al. **Sistemas Estruturais: Teoria e Exemplos**. [S.l.: s.n.], 2005. Citado nas pp. 23, 24.

SOUSA, Yuri Sá Oliveira. **O uso do software Iramuteq na análise de dados de entrevistas**. [S.l.]: Revista Pesquisas e Práticas Psicossociais, 2020. Citado na p. 13.

ANEXOS

ANEXO A –

Relatório

Observação: Os resultados aqui expostos devem ser avaliados por um profissional com experiência

VisualVentos <http://www.ertools.upf.br>

Este software está registrado no INPI No. 00062090

Dados Geométricos

$$b = 15,00 \text{ m}$$

$$a = 30,00 \text{ m}$$

$$b1 = 2 * h$$

$$b1 = 2 * 6,00$$

$$b1 = 12,00\text{m}$$

ou

$$b1 = b/2$$

$$b1 = 15,00/2$$

$$b1 = 7,50\text{m}$$

Adota-se o menor valor, portanto

$$b1 = 7,50 \text{ m}$$

$$a1 = b/3$$

$$a1 = 15,00/3$$

$$a1 = 5,00\text{m}$$

ou

$$a1 = a/4$$

$$a1 = 30,00/4$$

$$a1 = 7,50\text{m}$$

Adota-se o maior valor, porém $a1 \leq 2 * h$

$$2 * 6,00 = 12,00 \text{ m}$$

Portanto

$$a1 = 7,50 \text{ m}$$

$$a2 = (a/2) - a1$$

$$a2 = (30,00/2) - 7,50$$

$$a2 = 7,50 \text{ m}$$

$$h = 6,00 \text{ m}$$

$$h1 = 0,75 \text{ m}$$

$$\beta = 5,71^\circ$$

$$d = 6,00 \text{ m}$$

Área das aberturas

Fixas

$$\text{Face A1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C1} = 0,00 \text{ m}^2$$

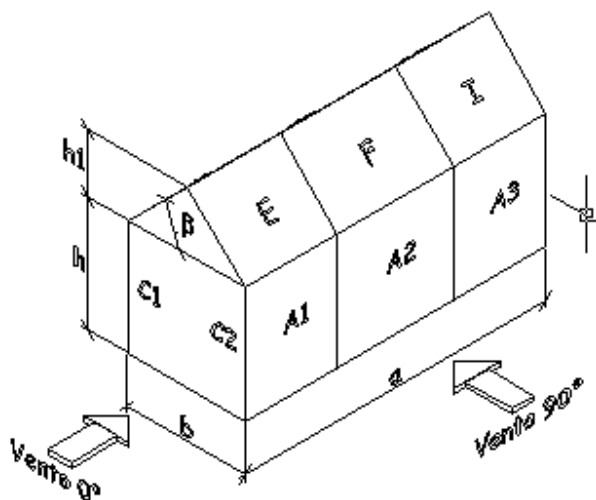
$$\text{Face C2} = 11,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D2} = 11,25 \text{ m}^2$$

Movéis

Face A1 = 0,00 m²
 Face A2 = 0,00 m²
 Face A3 = 0,00 m²
 Face B1 = 0,00 m²
 Face B2 = 0,00 m²
 Face B3 = 0,00 m²
 Face C1 = 0,00 m²
 Face C2 = 0,00 m²
 Face D1 = 0,00 m²
 Face D2 = 0,00 m²



Velocidade básica do vento

$V_0 = 45,00 \text{ m/s}$

Fator Topográfico (S1)

Terreno plano ou fracamente acidentado

$S_1 = 1,00$

Fator de Rugosidade (S2)

Categoria III

Classe B

Parâmetros retirados da Tabela 2 da NBR6123/88 que relaciona Categoria e Classe

$b = 0,94$

$Fr = 0,98$

$p = 0,10$

$S_2 = b * Fr * (z/10)^{exp p}$

$S_2 = 0,94 * 0,98 * (6,75/10)^{exp 0,10}$

$S_2 = 0,88$

Fator Estático (S3)

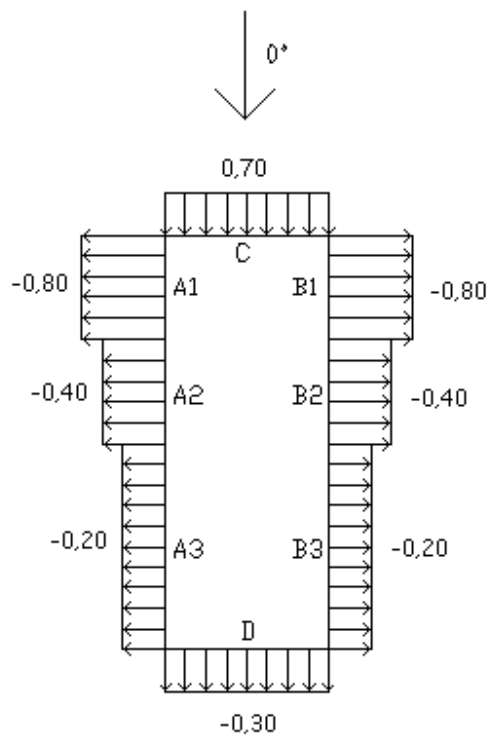
Grupo 3

$S_3 = 0,95$

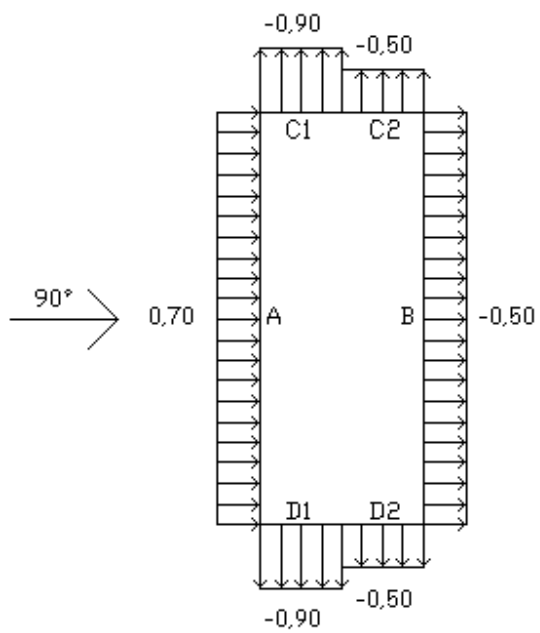
Coeficiente de pressão externa

Paredes

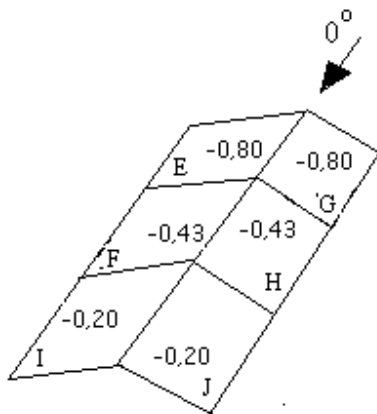
Vento 0°



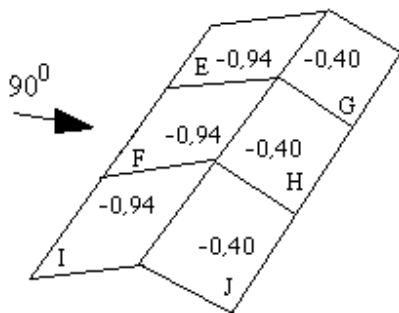
Vento 90°



Telhado
Vento 0°



Vento 90°



Cpe médio = -1,00

Coeficiente de pressão interno

Cpi 1 = -0,30

Cpi 2 = 0,00

Velocidade Característica de Vento

$$V_k = V_o * S1 * S2 * S3$$

$$V_k = 45,00 * 1,00 * 0,88 * 0,95$$

$$V_k = 37,79 \text{ m/s}$$

Pressão Dinâmica

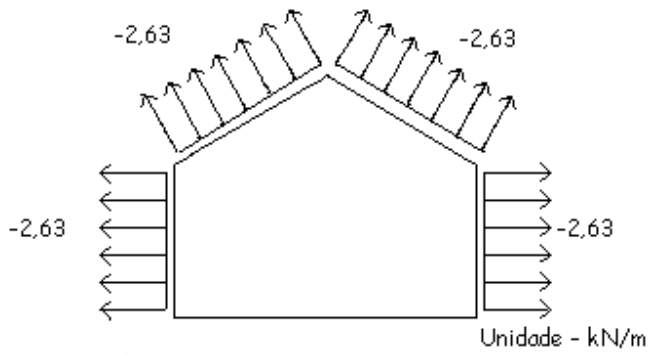
$$q = 0,613 * V_k^2$$

$$q = 0,613 * 37,79^2$$

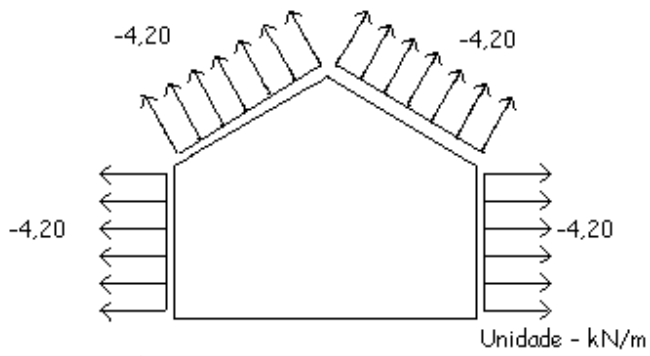
$$q = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

Esforços Resultantes

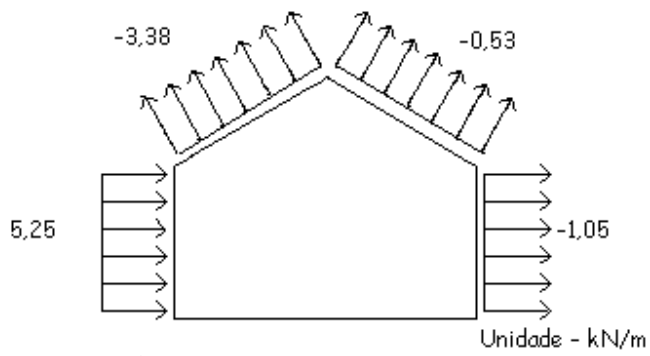
Vento 0° - Cpi = -0,30



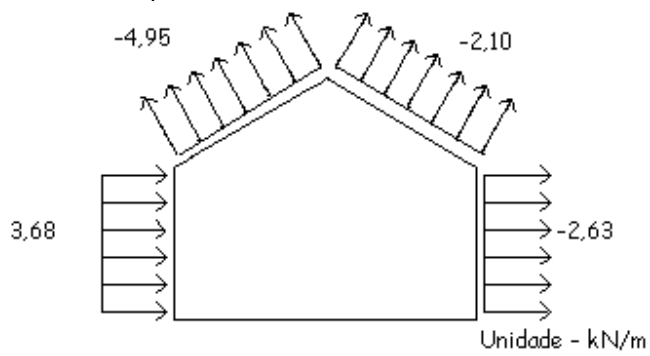
Vento 0° - $C_{pi} = 0,00$



Vento 90° - $C_{pi} = -0,30$



Vento 90° - $C_{pi} = 0,00$



ANEXO B –



1.- GEOMETRIA

1.1.- Barras

1.1.1.- Materiais utilizados

Materiais utilizados							
Material		E	v	G	f _y	α _t	γ
Tipo	Designação	(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(m/m°C)	(t/m ³)
Aço laminado	A-572 345MPa	2038736.0	0.300	784913.4	3516.8	0.000012	7.850
	A-36 250Mpa	2038736.0	0.300	784913.4	2548.4	0.000012	7.850
Aço dobrado	CF-26	2038736.0	0.300	784129.2	2650.4	0.000012	7.850
	A-36	2038736.0	0.300	784129.2	2548.4	0.000012	7.850

Notação:
E: Módulo de elasticidade
n: Módulo de poisson
G: Módulo de corte
f_y: Limite elástico
α_t: Coeficiente de dilatação
g: Peso específico

1.1.2.- Tabela resumo

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m ³)	Série (m ³)	Material (m ³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-572 345MPa A-36 250Mpa	I Cantoneira R Cantoneira	W 250 x 17.9	72.000	108.000		0.166	0.374		1305.61	2933.39	
			W 250 x 44.8	36.000			0.207			1627.78		
			L 1/2 x 1/8"	163.622			0.011			89.91		
			L 5 x 1/4"	183.501			0.289			2265.88		
			R 16	196.563			0.040			310.24		
			R 12	352.181			0.040			312.67		
			L 1.3/4 x 3/16", Duplo U união genérica	202.094			0.162			1269.15		
				202.094			0.162			1269.15		
Aço dobrado	CF-26 A-36	C - BRASIL U C - BRASIL	C300X85X25X3.35	6.000	180.449	6.000	0.010	0.194	0.010	78.54	1522.31	78.54
			U100X50X3.42	90.449			0.058			458.10		
			U100X80X6.30	90.000			0.136			1064.21		
			C100X50X17X3.35	270.000			0.192			1503.64		
			C150X60X20X3.35	322.500			0.311			2440.57		
				592.500			0.502			3944.21		
				772.949			0.696			5466.52		
				778.949			0.706			5545.06		

1.1.3.- Quantitativos de superfícies



Perfis de aço: Quantitativos das superfícies a pintar					
Tipo	Série	Perfil	Superfície unitária (m ² /m)	Comprimento (m)	Superfície (m ²)
Aço laminado	I	W 250 x 17.9	0.896	72.000	64.541
		W 250 x 44.8	1.109	36.000	39.917
	Cantoneira	L 1.3/4 x 3/16", Duplo U união genérica	0.356	202.094	71.865
		L 1/2 x 1/8"	0.051	163.622	8.312
		L 5 x 1/4"	0.508	183.501	93.218
	R	R 16	0.050	196.563	9.880
		R 12	0.038	352.181	13.277
	Subtotal				
Aço dobrado	C - BRASIL	C300X85X25X3.35	1.002	6.000	6.013
		C100X50X17X3.35	0.430	270.000	116.161
		C150X60X20X3.35	0.582	322.500	187.768
	U	U100X50X3.42	0.384	90.449	34.746
		U100X80X6.30	0.491	90.000	44.171
	Subtotal				
Total					689.870

2.- LIGAÇÕES

2.1.- Especificações

Norma:

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Artigo 6: Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas.

Materiais:

- Perfis (Material base): A-572 345MPa.

- Material de adição (soldas): Eletrodos das séries E60XX e E70XX. Para os materiais utilizados e o procedimento de solda SMAW (Arco elétrico com eletrodo revestido), cumprem-se as condições de compatibilidade entre materiais exigidas pelo item 6.2.4 ABNT NBR 8800:2008.

Definições para soldas em ângulo:

- Garganta efetiva: é igual à menor distância medida desde a raiz à face plana teórica da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Lado do cordão: é o menor dos dois lados situados nas faces de fusão do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Raiz da solda: é a interseção das faces de fusão (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Comprimento efetivo do cordão de solda: é igual ao comprimento total da solda com dimensões uniformes, incluídos os retornos (item 6.2.2.2 c) ABNT NBR 8800:2008).

Disposições construtivas:

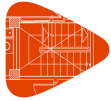
1) As prescrições consideradas neste projeto aplicam-se a ligações soldadas nas quais:

- Os aços das peças a unir têm um limite elástico não superior a 100 ksi [690 MPa] (item 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- As espessuras das peças a unir são pelo menos de 1/8 in [3mm] (item 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- As peças soldadas não são de seção tubular.

2) Em soldas de topo de penetração total ou parcial verifica-se que:



- O comprimento efetivo das soldas de penetração total ou parcial é igual ao seu comprimento total, o qual é igual ao comprimento da parte unida (item 6.2.2.1 b) ABNT NBR 8800:2008).
- Em soldas de penetração total, a garganta efetiva é igual à menor espessura das peças unidas (item 6.2.2.1 c) ABNT NBR 8800:2008).
- Em soldas de penetração parcial, a espessura mínima da garganta efetiva cumpre os valores da seguinte tabela:

Tabela 9 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Espessura mínima de garganta efetiva (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Menor que ou igual a 37.5	8
Menor que ou igual a 57	10
Menor que ou igual a 152	13
Maior que 152	16

- A espessura de garganta efetiva das soldas de penetração parcial determina-se segundo a tabela 5 ABNT NBR 8800:2008.

3) Em soldas em ângulo verifica-se que:

- O tamanho mínimo do lado de uma solda de ângulo cumpre os valores da seguinte tabela:

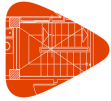
Tabela 10 ABNT NBR 8800:2008	
Menor espessura das peças a unir (mm)	Tamanho mínimo do lado de uma solda em ângulo ^(*) (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Maior que 19	8

^(*)Executada em uma só passada

- O tamanho máximo do lado de uma solda em ângulo ao longo das bordas de peças soldadas cumpre o especificado no item 6.2.6.2.2 ABNT NBR 8800:2008, o qual exige que:
 - ao longo das bordas de material com espessura inferior a 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material.
 - ao longo das bordas de material com espessura igual ou superior 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material menos 1.5 mm.
- O comprimento efetivo de um cordão de solda em ângulo cumpre que é maior que ou igual a 4 vezes o tamanho do seu lado, ou que o lado não se considera maior que o 25 % do comprimento efetivo da solda. Além disso, o comprimento efetivo de uma solda em ângulo exposta a qualquer solicitação de cálculo não é inferior a 40 mm (item 6.2.6.2.3 ABNT NBR 8800:2008).

4) No detalhe das soldas indica-se o comprimento efetivo do cordão (comprimento sobre o qual o cordão tem o seu tamanho completo). Para alcançar tal comprimento, pode ser necessário prolongar o cordão rodeando os cantos, com o mesmo tamanho de cordão.

5) As soldas de ângulo de ligações em 'T' com ângulos menores que 30° não se consideram como



efetivas para a transmissão das cargas aplicadas (item 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) Nos processos de fabricação e montagem deverão ser cumpridos os requisitos indicados no capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002. No que diz respeito à preparação do metal base, exige-se que as superfícies sobre as quais se depositará o metal de adição devem ser suaves, uniformes, e livres de fissuras e outras descontinuidades que afetariam a qualidade ou resistência da solda. As superfícies a soldar, e as superfícies adjacentes a uma solda, deverão estar também livres de lâminas, escamas, óxido solto ou aderido, escória, ferrugem, umidade, óleo, gordura e outros materiais estranhos que impeçam uma solda apropriada ou produzam emissões prejudiciais.

Verificações:

- A resistência de cálculo dos cordões de solda determina-se de acordo com o item 6.2.5 ABNT NBR 8800:2008.
- O método utilizado para a verificação da resistência dos cordões de solda é aquele em que as tensões calculadas nos cordões (resultante vetorial), consideram-se como tensões de corte aplicadas sobre a área efetiva (item 2.5.4.1 AWS D1.1/D1.1M:2002).
- A área efetiva de um cordão de solda é igual ao produto do comprimento efetivo do cordão pela espessura de garganta efetiva (itens 6.2.2.1 a) e 6.2.2.2 a) ABNT NBR 8800:2008).
- Na verificação da resistência dos cordões de solda considerou-se uma solicitação mínima de cálculo de 45kN (item 6.1.5.2 ABNT NBR 8800:2008).

2.2.- Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E60XX	Em oficina	De filete	6	35434
		De topo em bisel simples com região não chanfrada ampla	8	3016
			9	4524
E70XX	No local de montagem	De filete	5	9523
			8	5861

Placas de base				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	6	400x500x18	169.56
		12	350x500x18	296.73
	Enrijecedores passantes	36	500/300x100/0x6	67.82
	Total			534.11
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	48	Ø 20 - L = 408 + 228	75.35
		72	Ø 20 - L = 558 + 228	139.65
	Total			215.00