

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**  
**DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE MECÂNICA**  
**CURSO DE ENGENHARIA MECÂNICA**

**BRUNO SOARES DOS SANTOS**

**COMPARATIVO ENTRE MODELOS DE PÓRTICOS E CONTRAVENTAMENTOS DE  
ESTRUTURAS METÁLICAS**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO**

**2019**

BRUNO SOARES DOS SANTOS

**COMPARATIVO ENTRE MODELOS DE PÓRTICOS E CONTRAVENTAMENTOS  
DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Engenharia Mecânica da Coordenação de Engenharia Mecânica – COEME – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, Câmpus Pato Branco, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Mecânico.

Orientador: Prof. Me. Roberto Nunes da Costa

Co-orientador: Prof. Me. Mauricio Pegoraro

PATO BRANCO

2019

## FOLHA DE APROVAÇÃO

### Comparativo Entre Modelos De Pórticos E Contraventamentos De Estruturas Metálicas

Bruno Soares dos Santos

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado no dia 28/11/2019 como requisito parcial para a obtenção do Título de Engenheiro Mecânico, do curso de Engenharia Mecânica do Departamento Acadêmico de Mecânica (DAMEC) da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Câmpus Pato Branco (UTFPR-PB). O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora julgou o trabalho **APROVADO**.

---

Prof. Dr. Diego Rizzotto Rossetto  
UTFPR – Departamento de Mecânica

---

Prof. Me. Nayane Lais Schran Garbin  
UTFPR – Departamento de Mecânica

---

Profa. Me. Roberto Nunes da Costa  
UTFPR – Departamento de Mecânica  
Orientador

---

Prof. Dr. Paulo Cezar Adamczuk  
Responsável pelo TCC do Curso de Eng. Mecânica

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha mãe, Reinilda Soares, pois sem o seu apoio e carinho, nada disto seria possível.

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar quero deixar os meus sinceros agradecimentos aos meus orientadores e amigos, Professor Mauricio Pegoraro e Professor Roberto Nunes pelo incentivo, disponibilidade e comprometimento em transmitir seu conhecimento.

Ao Professor Diego Rossetto, pela amizade e que me acompanhou pontualmente, dando todo auxílio necessário para a realização deste trabalho.

Ao Professor Robson Trentin, pela atenção, incentivo e ajuda.

Ao meu irmão querido Diego, por ser tão companheiro e não me deixar ser vencido pelo cansaço.

Ao meu irmão Thiago Soares pela amizade e atenção dedicada quando sempre precisei.

À minha namorada Débora Renata, pelo seu carinho, compreensão e apoio.

Ao meu amigo Tiago Paixão, pelo companheirismo, força e amizade

Ao meu pai Domingos pelo carinho e apoio.

Agradeço a todos os mestres do curso de Engenharia Mecânica que compartilharam seus conhecimentos em sala de aula e acompanharam a minha jornada enquanto universitário.

## EPÍGRAFE

Não confunda derrotas com fracasso nem vitórias com sucesso. Na vida de um campeão sempre haverá algumas derrotas, assim como na vida de um perdedor sempre haverá vitórias. A diferença é que, enquanto os campeões crescem nas derrotas, os perdedores se acomodam nas vitórias. (Shinyashiki, Roberto, 1997).

## RESUMO

SANTOS, Bruno Soares dos. Comparativo entre Modelos de Pórticos e Contraventamentos de Estruturas Metálicas. 2019. 90 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2019.

Na indústria civil brasileira as construções de concreto armado têm dado lugar as edificações de estruturas metálicas devido eficiência e rapidez de montagem. Mas na etapa de projeto, falta na literatura dados que indiquem qual o modelo mais eficiente a se escolher. Este trabalho tem por objetivo analisar um galpão de estruturas metálicas, empregando como variáveis modelos diferentes de pórticos e contraventamentos, utilizando método computacional através do programa de calculo estrutural Rfem. As simulações demonstraram que as estruturas mais pesadas obtiveram melhor eficiência estrutural.

**Palavras-chave:** Estruturas Metálicas. Galpão Industrial. Edificações. Construções em aço.

## **ABSTRACT**

SANTOS, Bruno Soares dos. Comparative Between Frame Models And Steel Structures Bracing. 2019. 90 f. Final paper – Mechanical Engineering Course, Federal Technological University of Paraná. Pato Branco, 2019.

In the Brazilian civil industry, reinforced concrete constructions have given way to metallic structures due to their efficiency and speed of assembly. *However*, in the design stage, the literature lacks data to indicate the most efficient model to choose. The objective of this work is to analyze a steel structure shed, using different models of frames and bracing as variables, using the computational method through the Rfem structural calculation program. The simulations *showed* that the heavier structures obtained better structural efficiency.

**Keywords:** Metallic Structures. Industrial Shed. Buildings. Steel Constructions



## LISTAS DE FIGURAS

Figura 1: Seções comuns de perfis laminados.....	19
Figura 2: Ligações Base- Coluna.....	21
Figura 3: Modelo de treliças mais comuns.....	23
Figura 4 Pórtico simples de alma cheia.....	25
Figura 5 Pórtico em cobertura de arco.....	25
Figura 6: Pórtico em cobertura de arco treliçada.....	26
Figura 7: Pórtico treliçado tipo <i>Warren</i> .....	26
Figura 8: Pórtico treliça tipo <i>Howe</i> .....	26
Figura 9: Pórtico com treliça - banzos paralelos.....	27
Figura 10: Sistema de contraventamento horizontal.....	28
Figura 11: Contraventamento horizontal.....	28
Figura 12: Tipos de contraventamentos verticais.....	29
Figura 13: Contraventamento em X.....	30
Figura 14: Contraventamento em K.....	30
Figura 15: Isopletas ou curvas de igual velocidade básicas em m/s.....	34
Figura 16: Atuação do vento nas parede de edificações de planta retangular com vento 0° e 90°.....	37
Figura 17: Principais dimensões das estruturas analisadas.....	47
Figura 18: Estrutura com treliça Fink.....	48
Figura 19: Estrutura com treliças tipo <i>Warren</i> .....	50
Figura 20: Estrutura com treliça tipo <i>Howe</i> .....	50
Figura 21: Layout do contraventamento horizontal.....	51
Figura 22: Contraventamento vertical em X.....	52
Figura 23: Contraventamento vertical em K.....	52
Figura 24: Forças da ação do vento aplicada aos pórticos na direção de 0°.....	54
Figura 25: Forças da ação do vento aplicada aos pórticos na direção de 90°.....	55
Figura 26: Visualização dos componentes estudados.....	55
Figura 27: Peso total dos banzos das estruturas.....	57
Figura 28: Massa das diagonais das treliças.....	58
Figura 29: Massa das colunas de tapamento.....	58
Figura 30: Massa contraventamentos verticais.....	59
Figura 31: Massa Total das Estruturas.....	60
Figura 32: Percentual de massa do contraventamento em relação à estrutura.....	61
Figura 33: Deslocamento das Colunas.....	62
Figura 34: Deslocamento das terças de cobertura.....	63
Figura 35: Deslocamento do banzo superior.....	64
Figura 36: Deslocamento banzos inferiores.....	65
Figura 37: Deslocamento terças de tapamento.....	66
Figura 38: Deslocamento da coluna de tapamento.....	67
Figura 39: Deslocamento da viga do beiral.....	67
Figura 40: Deslocamento da cumeeira.....	68
Figura 41: Deslocamento das componentes por estrutura.....	69
Figura 42: Deslocamento dos componentes em função dos contraventamentos.....	70
Figura 43: Coeficientes de pressão externas relativas as paredes.....	76
Figura 44: Coeficiente de pressão externo referente a cobertura.....	76

## LISTAS DE TABELAS

Tabela 1: Fator topográfico S1 .....	34
Tabela 2: dimensões do edifício .....	35
Tabela 3: Fator de rugosidade do terreno S2 .....	35
Tabela 4: Parâmetros meteorológicos.....	35
Tabela 5: Fator estatístico S3.....	36
Tabela 6: Coeficiente de pressão e de forma externos para parede de edificações retangulares .....	36
Tabela 7: Coeficiente de ponderação das ações $\gamma_g$ para combinação normais .....	43
Tabela 8: Coeficientes de ponderação das resistências $\gamma_m$ para combinações normais .....	43
Tabela 9: Fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ para ações variáveis. ....	44
Tabela 10: Perfis e materiais utilizados nas estruturas. ....	55
Tabela 11: Consumo de aço dos componentes comuns entre estruturas.....	56
Tabela 12: Massa total dos banzos em toneladas .....	56
Tabela 13: Massa das diagonais em toneladas .....	57
Tabela 14: Massa das colunas de tapamento em toneladas .....	58
Tabela 15: Massa dos contraventamentos verticais e horizontal em toneladas.....	59
Tabela 16: Massa Total das Estruturas em toneladas .....	59
Tabela 17: Preço em reais das estruturas estudadas. ....	60
Tabela 18: Percentual de massa do contraventamento em relação à massa total das estruturas .....	61
Tabela 19: Deslocamento das colunas. ....	62
Tabela 20: Deslocamento das terças de cobertura. ....	63
Tabela 21: Deslocamento dos banzos superiores.....	64
Tabela 22: Deslocamento banzos inferiores .....	64
Tabela 23: Deslocamento das terças de fechamento .....	65
Tabela 24: Deslocamento das colunas de fechamento.....	66
Tabela 25: Deslocamento da viga do beiral. ....	67
Tabela 26: Deslocamento das terças da cumeeira. ....	68
Tabela 27: Deslocamento dos componentes sem contraventamentos .....	69
Tabela 28: Deslocamento dos componentes em função dos contraventamentos ....	70
Tabela 29: Forças da ação do vento a $0^\circ$ , $C_{pi} = 0,2$ .....	78
Tabela 30: Forças da ação do vento a $0^\circ$ , $c_{pi} = -0,3$ .....	78
Tabela 31: Forças da ação do vento a $90^\circ$ , $c_{pi} = 0,2$ .....	78
Tabela 32: Forças da ação do vento a $90^\circ$ , $c_{pi} = -0,3$ .....	79
Tabela 33: Resultado dimensionamento coluna estrutura 1 .....	80
Tabela 34: Resultado dimensionamento banzo superior da estrutura 1 .....	81
Tabela 35: Resultado do dimensionamento da cumeeira da estrutura 1 .....	82
Tabela 36: Resultado do dimensionamento das terça de tapamento estrutura 1.....	83
Tabela 37: Resultado dimensionamento das colunas da estrutura 2 .....	84
Tabela 38: Resultado dimensionamento das banzo superior da estrutura 2.....	85
Tabela 39: Resultado dimensionamento das cumeeiras da estrutura 2 .....	86

Tabela 40: Resultado dimensionamento das terças de tapamento da estrutura 2 ....	87
Tabela 41: Resultado dimensionamento das colunas da estrutura 3 .....	88
Tabela 42: Resultado dimensionamento das banzo superior da estrutura 3.....	89
Tabela 43: Resultado dimensionamento das cumeeiras da estrutura 3 .....	90
Tabela 44: Resultado dimensionamento das vigas de tapamento da estrutura 3 .....	91

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO .....	15
1.1 Justificativa .....	16
1.2 Objetivo geral .....	16
1.3 Objetivos Específicos .....	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	17
2.1 Contexto histórico .....	17
2.2 Vantagens das estruturas de aço .....	17
2.3 AÇOS ESTRUTURAIS .....	17
2.3.1 Aço-carbono .....	18
2.3.2 Aço de baixa liga .....	18
2.4 PERFIS LAMINADOS A QUENTE .....	18
<b>2.5 MEIOS DE FIXAÇÃO .....</b>	<b>19</b>
2.5.1 Conexões Soldadas .....	20
2.5.2 Conexões Parafusadas .....	20
2.5.3 Apoios De Colunas .....	21
2.5.3.1 Bases Rotuladas .....	21
2.5.3.2 Bases Engastadas .....	21
2.6 SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	22
2.6.1 Treliças Planas .....	22
2.6.2 Treliças Espaciais .....	23
2.6.3 Grelhas .....	24
2.6.4 Pórticos .....	24
2.6.4.1 Pórticos de alma cheia .....	25
2.6.2 Pórticos Treliçados .....	25
2.6.4 Pórtico Com Banzos Paralelos .....	26
<b>2.7 CONTRAVENTAMENTOS .....</b>	<b>27</b>

2.7.1-Contraventamentos horizontais.....	27
2.7.2- Contraventamentos verticais.....	29
<b>3 AÇÕES ATUANTES .....</b>	<b>31</b>
3.1 AÇÕES PERMANENTES.....	31
3.2 AÇÕES VARIÁVEIS.....	31
3.2.1 Ações variáveis normais.....	32
3.2.2 Ações variáveis especiais .....	32
3.3 AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDAS AO VENTO.....	32
3.4 AÇÕES EXCEPCIONAIS.....	38
3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	38
<b>4 ESTADOS LIMITES .....</b>	<b>39</b>
4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS - ELU: .....	39
4.1.1 Combinações Últimas Normais .....	39
4.1.2 Combinações últimas especiais .....	40
4.1.3 Combinações Últimas Excepcionais .....	40
4.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇOS:.....	41
4.2.1 Combinações Quase Permanentes De Serviço .....	41
4.2.2 Combinações Frequentes De Serviço.....	41
4.2.3 Combinações Raras De Serviço .....	42
<b>5 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>45</b>
5.1 CLASSIFICAÇÃO DE PESQUISA .....	45
5.2 MATERIAIS UTILIZADOS.....	45
5.2.1 Programa RFEM .....	45
5.2.2 Programas Visualventos.....	46
5.3 MÉTODO UTILIZADO.....	46
5.4 DETERMINAÇÕES DOS MODELOS ESTRUTURAIS .....	47
5.4.1 Estruturas Estudadas.....	48
5.4.2 Sub Estruturas De Contraventamentos.....	51

5.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTOS DOS PERFIS .....	52
5.6 DIMENSIONAMENTOS DOS PERFIS.....	53
5.6.1 Ações Atuantes nas Estruturas .....	53
<b>6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>56</b>
6.1 TAXA DE CONSUMO DE AÇO.....	56
6.1.1 Análise do peso dos componentes comum nas estruturas .....	56
6.1.2 Análise de massa dos banzos.....	56
6.1.3 Análise do peso das diagonais das treliças.....	57
6.1.4 Análise de massa das colunas de tapamento. ....	58
6.1.4 Análise de massa contraventamentos.....	59
6.1.5 Consumo De Aço Total. ....	59
6.2 ANÁLISES DE EFICIÊNCIA DE CONTRAVENTAMENTOS.....	61
6.2.1 Análise de deslocamento das colunas. ....	62
6.2.2 Análise de deslocamento das terças de cobertura.....	63
6.2.3 Análise de deslocamento dos banzos superiores. ....	63
6.2.4 Análise de deslocamento dos banzos inferiores .....	64
6.2.5 Análise de deslocamento das terça de fechamento. ....	65
6.2.6 Análise de deslocamento da coluna de fechamento .....	66
6.2.7 Análise de deslocamento da viga do beiral .....	67
6.2.8 Análise de deslocamento das terças da cumeeira. ....	68
6.2.9 Análise geral de deslocamentos dos componentes. ....	68
<b>7 CONCLUSÕES.....</b>	<b>71</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>72</b>
<b>APÊNDICES A - CÁLCULOS DAS FORÇAS DA AÇÃO DO VENTO.....</b>	<b>75</b>
<b>APÊNDICES B - RESULTADOS DIMENSIONAMENTO COMPONENTES</b>	
<b>CRÍTICOS .....</b>	<b>80</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Na indústria civil o modelo tradicional de concreto armado está sendo substituído pelas estruturas de aços, pelo menos nas grandes obras, pois oferece amplas vantagens econômicas como: rapidez de instalação, estruturas mais leves e racionalização de mão de obra e materiais. As construções a aços também são compatíveis com qualquer outro material de fechamento e tem melhor precisão construtiva que as edificações convencionais

Ainda que no Brasil o número de construções com aço seja tímido em relação as de concreto (são 15% da totalidade da construção civil), ainda há muito espaço para se explorar, pois podemos comparar por exemplo com países como os Estados Unidos onde as construções de estruturas de aço são de 50% e na Inglaterra onde chega a 70%, segundo o Centro Brasileiro de Construção e Aço. CBCA (2015).

Contudo no momento de se realizar o projeto, faltam estudos de análise para estipular qual o formato da estrutura é o mais adequado. Geralmente a experiência do engenheiro projetista é fundamental na escolha do modelo da estrutura e sem esta experiência, os novos profissionais necessitam destes estudos para se basearem e determinar o projeto mais apropriado.

Portanto neste trabalho será realizado uma simulação numérica de um modelo de estrutura metálica, onde serão utilizados como variáveis, os pórticos treliçados e contraventamentos mais utilizados, com intuito de determinar o mais eficiente e econômico.

Para realização deste trabalho foi utilizado o programa RFEM, que fará a simulação das estruturas, utilizando o método de Estado de Limites Últimos e Estados de Limites De Serviço conforme a normas técnicas brasileiras ABNT NBR 8800:2008, e também o programa Visual Ventos, que nos auxiliará a definir as cargas derivadas da força do vento, conforme a norma ABNT NBR 6123:1988.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A construção por estruturas metálicas tem alcançado seu espaço no mercado brasileiro e o que era visto como exclusivo e caro, hoje se torna como uma opção mais vantajosa no universo do setor de edificações. Contudo necessita se de mais estudos que ajudem a estipular qual o modelo de pórtico e contraventamentos é mais adequados a ser utilizados, visando o custo e desempenho da estrutura em relação aos deslocamentos de seus componentes. Devido a esta dificuldade, essa pesquisa se justifica através da análise de estruturas metálicas com diferentes pórticos para avaliar sua eficácia estrutural e a quantidade de material utilizado, com a finalidade de propiciar a engenheiros e arquitetos, através da análise feita, uma melhor escolha de pórtico e contraventamento na etapa de seleção para o projeto.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa entre diversos pórticos de estruturas metálicas com perfis laminados a quente e contraventamentos para determinar qual tem o maior consumo de aço e maior eficiência estrutural.

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar a taxa de consumo de aço de cada estrutura;
- Comparar a taxa de consumo das estruturas selecionadas;
- Determinar a deformação dos componentes da estrutura e compará-las com as demais estruturas;
- Determinar o contraventamento mais eficiente;
- Comparar o consumo de aço em cada contraventamento;



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONTEXTO HISTÓRICO

O uso de aço no Brasil está intimamente ligado com a história. Onde pode se dividir em duas fases, onde a primeira fase de consumo ocorre no fim do século XIX onde o Brasil precisa exportar todo aço que consumia da Inglaterra, pois ainda não havia siderúrgicas no país. A segunda fase de consumo começa após a primeira guerra, onde por consequência é interrompida as importações de aço e se dá o início das indústrias siderúrgicas no país. (CHAMBERLAIN et al., 2013)

Hoje o Brasil se tornou um dos maiores produtores de aço do mundo, ocupando a 9ª posição, produzindo 32,9 milhões de toneladas em 2016. (EXAME 2017)

### 2.2 VANTAGENS DAS ESTRUTURAS DE AÇO

Segundo Bellei et al. (2004), dentre as principais vantagens de uma estrutura de aço em construções se destacam:

- A alta resistência do aço para diferentes tipos de tensões permite que os elementos estruturais recebam grandes esforços, independente da sua área de seção.
- Elementos de aço oferecem fatores de segurança elevados
- No caso da necessidade de substituição as estruturas de aço são facilmente desmontadas
- Caso a intenção seja o descarte o material pode ser reutilizado ou reciclado.

Mediante as vantagens das estruturas de aço a única desvantagem relevante é a sua susceptibilidade a corrosão que é facilmente resolvida com uma camada de tinta ou com o processo de galvanização.

### 2.3 AÇOS ESTRUTURAIS

Como bem nos assegura Bellei (2010), o aço é um dos materiais mais importantes na construção de estruturas mediante a sua alta resistência e ductilidade, podendo ser utilizado de forma isolado ou em conjunto de outros materiais.

Os aços mais utilizados em estruturas metálicas são divididos em dois grupos:

### 2.3.1 Aço-carbono

Os aços carbonos são os mais utilizados, existem vários elementos que proporcionam dureza necessária, porém sendo o carbono como principal componente. Contudo o manganês, silício e fosforo são adicionados para aumentar sua resistência. (LOSCHIAVO, 2018).

O aço-carbono é diferenciado pela quantidade de carbono, sendo até 0,3% baixo carbono, de 0,3-0,6% médio carbono e alto carbono de 0.6 a 1%. Os principais aços carbonos utilizados em estruturas metálicas são o ASTM A36 e A570 e NBR 7007, 6648, 6649,6650 e DIN St37. (BELLEI, 2010)

### 2.3.2 Aço de baixa liga

Os aços carbonos de baixa liga são aços carbonos acrescentados com elementos como nióbio, cobre, manganês e silício. Estes componentes proporcionam uma elevada resistência ao aço por meio da modificação da sua microestrutura. As características do aço de baixa liga são maior resistência e tenacidade comparada aos aços carbonos comum, são dúcteis, boa conformabilidade e boa soldabilidade. (CIMM,2018)

Os principais aços de baixa liga utilizado na construção de estruturas metálicas são ASTM A572, A441, os ABNT NBR 7007, 5000, 5004; DIN ST52 . (BELLEI, 2010)

## 2.4 PERFIS LAMINADOS A QUENTE.

É designado perfil estrutural a barra obtida por vários processos e que apresenta características geométricas definidas que a qualificam para absorver determinados esforços. A laminação é um dos processos onde é feita através de lingotes reaquecidos, que passam por laminadores-desbastadores, onde tem suas seções para atingir características físicas apropriadas. (REBELLO, 2008)

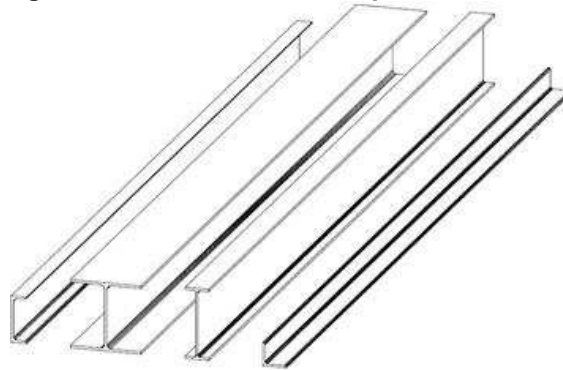
A laminação a quente é o método de laminação que implica em laminar o aço a uma alta temperatura, que esteja acima da recristalização do aço. O lingote

necessita ser pré aquecidos a temperatura elevada no forno tipo poço ( no caso do aço a 1200°C), depois de serem retirados do forno os lingotes são laminados em um trem de laminação, onde o processo é repetido até se alcançar a espessura desejada. (SMITH; HASHEMI, 2012)

Como características do processo de laminação a quente são melhor ductilidade do metal e que não altera a dureza. Os grãos deformados no decorrer do processo, logo se transformam em não deformados. Nesta alteração os grãos podem ser afinados, oque aumenta a ductilidade do metal, e aumenta a resistência do metal em determinada direção. (SANTOS; QUADROS, 2018)

Os perfis nacionais seguem o padrão americano, mas seu uso é um pouco restrito em razão da pequena disponibilidade de tipos de seções e tamanhos. Os perfis fabricados laminados a quente que mais se destacam são os perfis “W”, “U” e cantoneiras de abas iguais, segundo Chamberlain et al. (2013). Porém para se produzir perfis laminados a quente no Brasil é necessário que atenda da Norma Brasileira para Aços-carbono e Microligados de Uso Estrutural e Geral – ABNT NBR 7007. Na figura 1 podemos visualizar os perfis laminados normalmente fabricados, da direita da esquerda: perfil "U", "I", "W" e cantoneira de abas iguais

**Figura 1: Seções comuns de perfis laminados**



Fonte: Chamberlain et al. (2013)

## **2.5 MEIOS DE FIXAÇÃO**

O método de fixação é fundamental por representar a segurança e pode influenciar significativamente no custo da estrutura. O engenheiro deve considerar o comportamento da conexão, limitações construtivas, facilidades de fabricação e montagem. As conexões são executadas por meio de soldagem ou parafusamento.. (SILVA; PANONNI, 2010)

### 2.5.1 Conexões Soldadas

As conexões soldadas são mais utilizadas para peças de geometria complexa e devem ser executadas de preferência na fábrica para que se tenha maior controle na qualidade da soldagem. (BELLEI et al., 2004)

Este tipo conexão é mais rígida e sem os parafusos e porcas é mais fácil de ser limpo e pintado. O custo de fabricação é melhor por não haver necessidade de furação e é empregado menos material das conexões parafusadas, em vista as dimensões reduzidas. (SILVA; PANONNI, 2010)

### 2.5.2 Conexões Parafusadas

As conexões parafusadas são utilizadas largamente na montagem finais das estruturas no campo e na fábrica. Esta ligação veio para substituir o rebite, que entrou em desuso por necessitar de mão de obra especializada, ter a instalação lenta e com grande dificuldade de inspeção. (SILVA; PANONNI, 2010)

Tem como vantagens a rapidez de fabricação de peças e ligação de campo, uso de pessoas pouco qualificadas e melhor resposta á tensão de fadiga. Como desvantagens, tem se uma maior dificuldade de se fazer modificações e correções na montagem, e em alguns casos, realizar uma pré-montagem na fabrica para um alinhamento mais preciso dos furos com o parafuso. (BELLEI et al., 2004)

Pode se utilizar dois tipos de parafusos:

- Comuns: São parafusos de aço carbono, especificados pela norma americana ASTM A307 e são os de mais baixo custo. São utilizadas em estruturas leves como terças, pequenas treliças plataformas, segundo Bellei et al., (2004). A instalação é feita de maneira comum com uma chave manual sem o controle de torque e desta forma não se pode considerar a resistência por atrito entre chapas. (DIAS, 1997)
- Parafusos de alta resistência: Modelo de fixação que substituiu o rebite. Tem melhor resistência à tração e cisalhamento que os demais, e menos operadores para instalação em relação ao rebite, segundo Bellei et al, (2004). Devido a alta resistência é utilizada um numero menor de parafusos e por consequência pode ser utilizada chapas mais finas, utilizando menos material. Após o aperto com

chave comum é feito o controle de torque com uma chave calibrada. (DIAS, 1997)

### 2.5.3 Apoios De Colunas

Nas construções de estruturas metálicas as ligações base-coluna são responsáveis por transferir os carregamentos imposto ao sistema estrutural para a fundação do a edificação, bem como atividade sísmica e transferir aceleração do solo devido ao terreno para a superestrutura. (BATELO et al., 2016)

As ligações base-coluna são tradicionalmente rotuladas ou engastadas.

#### 2.5.3.1 Bases Rotuladas

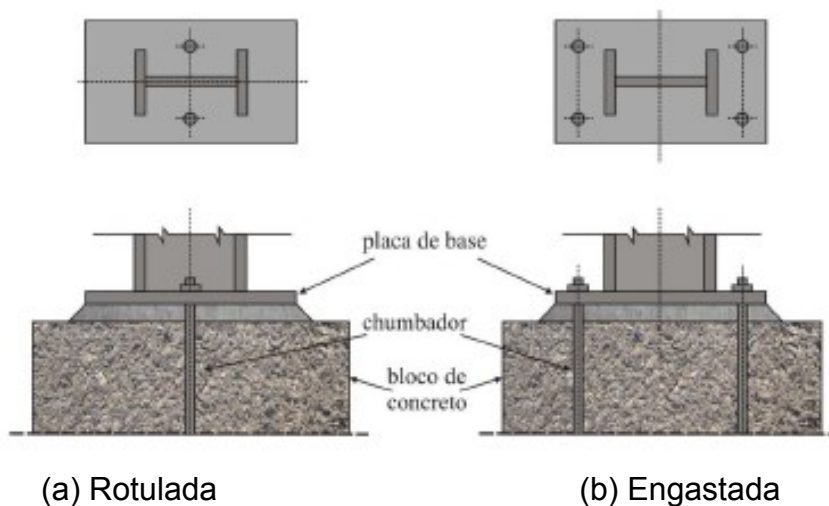
As bases rotuladas são ideais pois se assemelha a uma rotula perfeita mas é pouco utilizadas, por complicações na fabricação. Já a base rotulada simples é formada por uma placa soldada ao pé da coluna com dois chumbadores de centro, o mais próximo do centro, é o mais utilizado por ser o mais econômico e pode ser usada em qualquer terreno, até mesmo em solo ruim. Esse tipo de base torna menor o custo da fundação, uma vez que ocorre menor transferência de esforços para a fundação. (BELLEI, 2010)

#### 2.5.3.2 Bases Engastadas

Geralmente as bases propiciam estruturas mais econômicas e fundações mais caras que as rotuladas. Esse tipo de base tem a capacidade de resistir além de forças verticais a momentos fletores. (BATELO et al. 2016)

As bases engastadas mais utilizadas são aquelas que têm a base da coluna soldada na base com chumbadores afastados a da linha de centro, formando assim um braço de alavanca. Quando existem cargas elevadas e os cálculos de projeto indicam que é necessário usar chapas de grande espessura são usados artifícios para diminuir a espessura da chapa, como as nervuras na placa ou fixar os chumbadores de 300 a 500 mm da base, proporcionando um bom engastamento. (BELLEI, 2010)

**Figura 2: Ligações Base- Coluna**



Fonte: Batelo et al. (2016)

## 2.6 SISTEMAS ESTRUTURAIS

A escolha do sistema estrutural é muito importante para o resultado final da obra a ser realizada. Requisitos muito importantes como peso, facilidade de fabricação, velocidade de montagem e o custo vão depender do tipo de estrutura que será empregada. (BELLEI et al., 2004)

Toda estrutura com barras vinculadas é denominada pórtico espacial. Porém para tornar mais fácil a elaboração do projeto é possível dividir as estruturas do pórtico espacial em subconjuntos e analisar separadamente de forma independente. (DIAS, 1997)

Os subconjuntos mais facilmente identificáveis são treliças planas e espaciais, grelhas e pórticos.

### 2.6.1 Treliças Planas

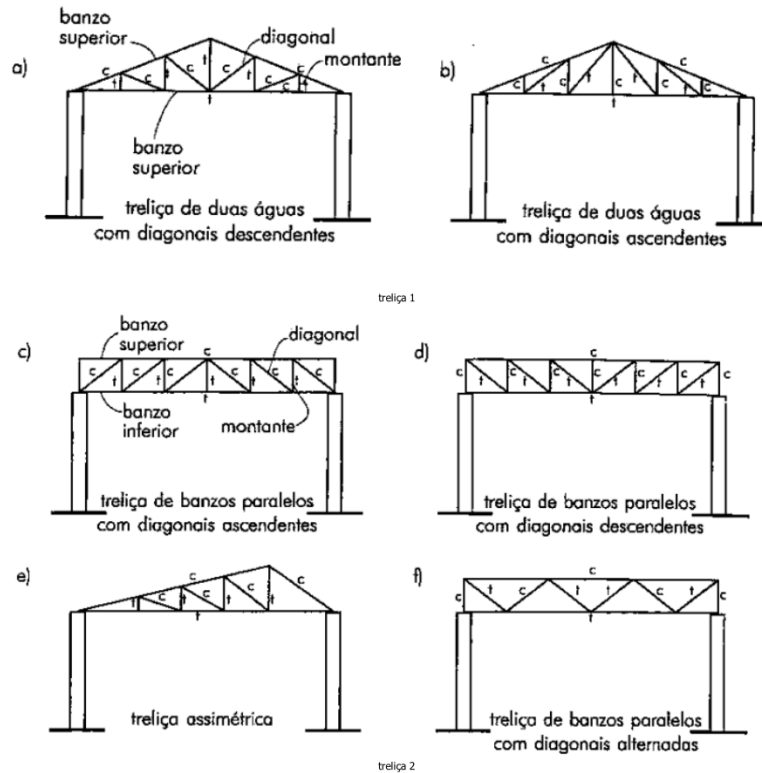
É típico de edifícios industriais e trabalham principalmente a tração e compressão simples. No sistema de análise teórico são empregados os nós rotulados, contudo as treliças construídas na prática tem os nós rígidos introduzem momentos fletores nas hastes, mas como normalmente são utilizadas hastes esbeltas as tensões fletoras são muito pequenas. (PFEIL, 2009)

As treliças podem assumir várias formas, mas para o sistema estrutural se comportar como treliça suas barras devem formar triângulos e serem articuladas.

Embora seja impossível na prática, deve-se projetar a treliça para serem o mínimo rígidas possíveis. (REBELLO, 2008).

Na figura 3 podemos ver as treliças mais comuns.

**Figura 3: modelo de treliças mais comuns**



Fonte Rebello 2008

## 2.6.2 Treliças Espaciais

De fato todas as estruturas são espaciais pois se desenvolvem no espaço. Até o momento temos visto treliças planas onde tanto os membros estruturais quanto as cargas existem no mesmo plano bidimensional e apesar de ser um modelo mais simples, o modelo plano é aceitável para os vãos e carregamentos usuais. (REBELLO, 2008)

As treliças espaciais, devido à sua forma, disposição dos membros ou carga aplicada, não podem ser subdivididas em treliças planas para fins de análise e devem, portanto, ser analisadas como estruturas tridimensionais submetidas a sistemas de força tridimensionais. (KASSIMALI, 2011)

Sendo a construção básica da treliça plana o triângulo, equivalentemente para a treliça espacial é o tetraedro. As treliças espaciais são eficiente porque todas as juntas estão bem apoiadas porém as conexões costumam ser complexas e caras. (SEWARD, 1998)

### 2.6.3 Grelhas

Subestrutura formada por barras coplanares sujeitas a forças ortogonais ao plano da estrutura.

As grelhas necessitam que o cruzamento entre vigas seja rígido para que possa atenuar os momentos fletores. São uma estrutura espacial como as treliças tridimensionais, mas com a diferença que se pode distinguir as vigas em duas direções, já as treliças criam uma trama onde não é possível fazer a mesma distinção. (REBELLO, 2008)

São utilizadas em pisos de edifícios e superestruturas de pontes.

### 2.6.4 Pórticos

Ainda que seja a tipo mais antigo, provavelmente ainda é o modelo de estrutura mais barato para construção de galpões. O valor da estrutura de aço por unidade de área  $\text{kg/m}^2$  é muito baixo. Para inclinações inferiores a  $15^\circ$  a forma de tesoura se torna inconveniente e deveria ser adotada uma geometria alternativa. (BELLEI, 2010)

A associação de vigas e pilares pode ser formada de duas maneiras, a viga simplesmente apoiada de maneira que o vínculo entre os pilares seja articulado, fazendo com que as cargas aplicadas sobre os pilares pelas vigas, sejam apenas verticais, e a associação onde a viga é ligada rigidamente ao pilar, onde além das cargas verticais, o momento também é transmitido pela viga para o pilar. (REBELLO, 2008)



#### 2.6.4.1 Pórticos de alma cheia

Muitas formas diferentes de pórticos de alma cheia podem ser construídas. Os modelos mais comuns são apresentados pelas figuras 4 e 5.

**Figura 4 Pórtico simples de alma cheia**



Fonte: Internet (2019)

**Figura 5 Pórtico em cobertura de arco**



Fonte: Internet (2009)

#### 2.6.2 Pórticos Treliçados

Treliças compreendem conjuntos de tensão e elementos de compressão. Sob cargas de gravidade, os acordes superior e inferior da treliça fornecem a resistência à compressão e tensão para flexão total, e o suporte resiste às forças de cisalhamento. Uma ampla gama de formas de treliça pode ser criada. Cada um pode variar na geometria geral e na escolha dos elementos individuais. Alguns modelos de pórticos treliçados são apresentados nas figuras 6,7 e 8.

**Figura 6: Pórtico em cobertura de arco treliçada**



Fonte: Internet (2019)

**Figura 7: Pórtico treliçado tipo Warren**



Fonte: Internet (2019)

**Figura 8: Pórtico treliça tipo Howe**



Fonte: Internet (2019)

#### 2.6.4 Pórtico Com Banzos Paralelos

Os pórticos com banzos paralelos, como apresentado na figura 9, são comumente usados em edifícios de longo alcance que variam de 20 a 100 m de

extensão. Os membros diagonais estão em tensão para cargas de gravidade. Este tipo de treliça é usado onde as cargas de gravidade são predominantes

**Figura 9: Pórtico com treliça - banzos paralelos**



Fonte: Internet (2019)

## 2.7 CONTRAVENTAMENTOS

As infraestruturas formadas por treliças e pórticos dispostos em planos verticais paralelos, como normalmente é utilizada em coberturas, estruturas de galpões e edificações, para se reduzir a flambagem das hastes comprimidas e garantir a estabilidade lateral é necessária à implantação de contraventamentos. (PFEIL, 2009)

Contraventamentos são barras ligadas na estrutura com o objetivo de manter a estabilidade da armação ao longo da sua vida útil, o período de montagem e para rigidez espacial a edificação, e estão sujeitos basicamente as forças de tração e/ou compressão. (BELLEI, 2010)

Como não é possível saber em que direção ocorrerá o deslocamento do conjunto estrutural, o contraventamento precisará garantir imobilidade em todas as direções, e para que não seja um componente muito pesado, é recomendado fazer com que trabalhe a tração axial (o mais favorável dos esforços), por este motivo, a maneira mais simples é utilizar o contraventamento em X, pois todas as barras estarão submetidas à tração. (REBELLO, 2009)

### 2.7.1-CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS

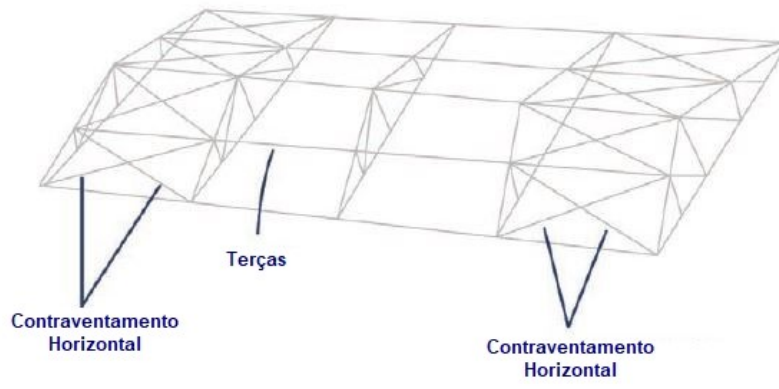
Contraventamentos horizontais são componentes utilizados para estabilização das estruturas, são instaladas ao nível do banzo inferior das treliças/tesouras de cobertura, são ordenadas em faixas horizontais, transversais e

longitudinais formando uma espécie de rede que interliga os pórticos transversais de modo que todos recebam lateralmente as solicitações de cargas em razão da ação do vento e ações de impacto lateral da ponte rolante. (BELEIGOLI, 2004)

Geralmente são encontrados no plano das terças, tesouras ou vigas, e outro razão de sua utilização é a distribuição das cargas horizontais e com isso a diminuição dos momentos na base das colunas e dos deslocamentos (SANTOS,1977).

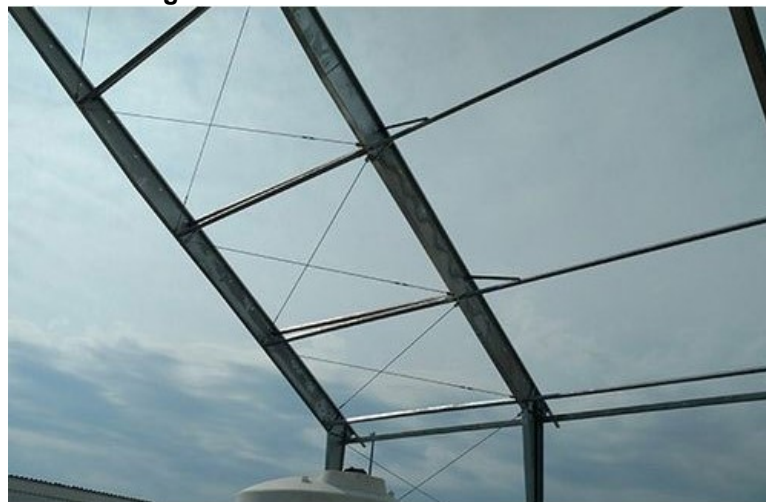
Normalmente é composta por barras em X, pelo banzo superior e pelas terças, esse conjunto um grande sistema de treliça de banzos paralelos que transmite qualquer força horizontal para as colunas. (REBELLO, 2009)

**Figura 10: Sistema de contraventamento horizontal**



Fonte: Rebello (2009)

**Figura 11: Contraventamento horizontal**



Fonte: Internet (2019)

## 2.7.2- CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS

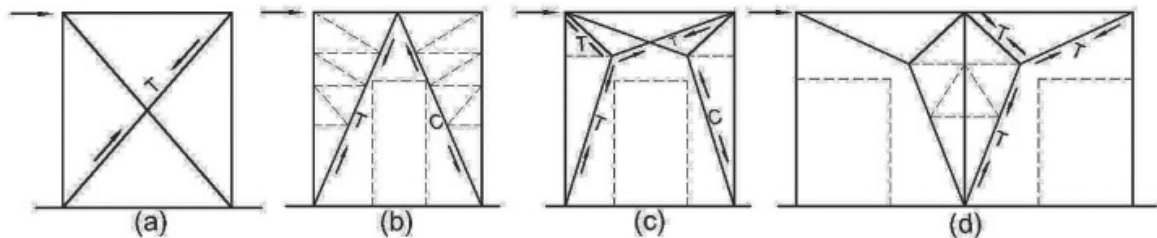
O contraventamentos horizontais são indispensáveis, mas não o suficiente, pois as forças horizontais que chegam a coluna, precisam ser transmitidos as fundações. (REBELLO, 2009)

A função dos contraventamentos verticais é garantir a estabilidade do edifício conduzindo as cargas superiores de vento e ponte rolantes para as bases das colunas. (BELLEI, 2010)

Afim de garantir uma expansão longitudinal ou contração de uma estrutura devido a mudança de temperatura, a melhor posição dos contraventamentos verticais entre as colunas, é no meio do edificação ou perto das juntas de dilatação. Também é preciso levar em consideração, na introdução dos contraventamentos, que o posicionamento não impeça o acesso equipamentos que ficam no interior do edifício, que normalmente são instalados após a montagem. (SANTOS, 1977)

O contraventamento vertical mais utilizado é o diagonal em X, porém existe uma variedade de tipo como podemos ver na figura 12.

**Figura 12: Tipos de contraventamentos verticais**



**Fonte:** Bellei (2010)

As figuras 13 e 14 apresentam os modelos de contraventamento X e K respectivamente.



**Figura 13: Contraventamento em X**



Fonte: Rebello (2009)

**Figura 14: Contraventamento em K**



Fonte: Internet (2019)

### 3 AÇÕES ATUANTES

Ação em estruturas metálicas deve ser compreendida como qualquer fenômeno que provoque tensões e deformação nos seus elementos estruturais. Os valores das ações são estabelecidos pela natureza probabilística, isto é, é utilizado os valores médios mais prováveis de ocorrência, levando se em conta os estados limites e de serviço. (CHAMBERLAIN et al., 2013)

A estrutura deve suportar as cargas e suas combinações, mantendo as deformações elásticas verticais e horizontais dentro dos limites estabelecidos e manter a vibração no piso dentro da faixa de conforto. (BELLEI; 2010)

#### 3.1 AÇÕES PERMANENTES

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante. As ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança segundo ABNT NBR 8800 (2008).

Onde a ação permanente direta é constituída pelo peso da própria estrutura e seus componentes e a ação permanente indireta é constituída pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto e deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas. (ARGENTA, 2015)

Exemplos de cargas permanentes são:

Pesos de todos os elementos de construção permanentes suportados pela estrutura tais como: pisos, paredes fixas, coberturas, forros, escada, revestimento e acabamento.

Pesos de instalações, acessórios e equipamentos permanentes, tais como tubulações de água, esgoto, águas pluviais, gás, dutos e cabos elétricos.

#### 3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentem variações durante a vida útil da estrutura. As ações variáveis são normalmente causadas por uso e ocupação da edificação com ações decorrentes de sobrecargas

dos pisos coberturas, equipamentos, divisórias móveis, pressões hidrostáticas pela ação do vento e variação de temperatura do vento. ABNT NBR 8800 (2008)

Segundo Silva (2012), em função da sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção as ações variáveis são classificadas em normais e especiais.

### 3.2.1 Ações variáveis normais

Ações variáveis com grande probabilidade de ocorrência onde se torna obrigatório considerá-la no projeto de estruturas.

### 3.2.2 Ações variáveis especiais

Em estruturas que devem ser consideradas ações especiais como ações sísmicas ou cargas acidentais da natureza, elas devem ser consideradas em ações variáveis.

## 3.3 AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDAS AO VENTO

Segundo Neto (2015), a ação do vento pode causar sérios danos as edificações, podendo ser até catastróficos. Antigamente pelo fato das construções serem baixas e de paredes espessas o vento não era um problema, mas como as construções passaram a ser mais esbeltas e usar a menor quantidade de material possível a ocorrência de acidentes pela ação dos ventos se tornou algo recorrente.

Nascimento (2016) acrescenta que nem sempre os desastres causados pela ação do vento são de fato originados apenas por esse fator. Às vezes o real motivo causador do acidente é associado à falha humana, quando há erros na execução ou elaboração dos projetos de:

- Contraventamento de estrutura de cobertura
- Fundações inadequadas
- Ancoragem de terças
- Paredes inadequadas
- Deformidade excessiva da edificação



Para a análise da ação dos ventos é preciso determinar 3 parâmetros que são:

### **1 Pressão dinâmica**

A pressão dinâmica depende da velocidade do vento e dos fatores que a influenciam.

$$q = 0,13 * V_k^2 \quad (1)$$

Onde:  $q$  é a pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>)

$V_k$  é a velocidade característica do vento

### **Determinação da velocidade característica do vento**

A NBR 6123:1988 propõe para determinação da velocidade característica do vento a seguinte equação:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (2)$$

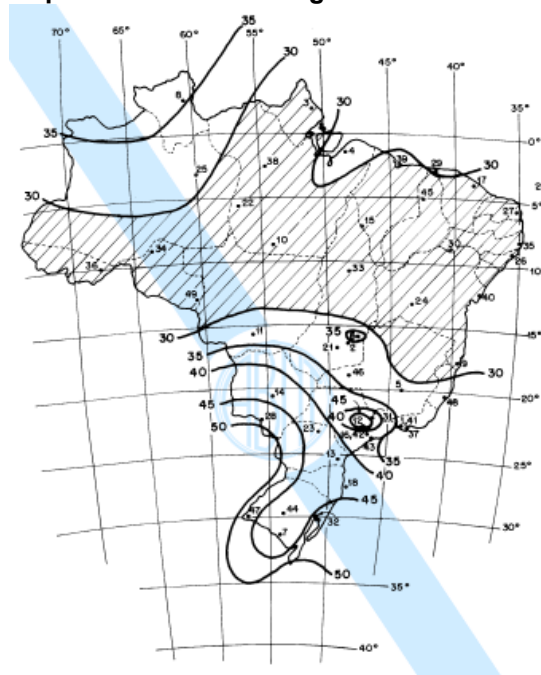
Onde  $V_0$  é a velocidade básica do vento

$S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  são fatores utilizados para corrigir a velocidade básica do vento em condições reais de acordo com a edificação que o vento está atuando.

### **Determinação da velocidade básica do vento $V_0$**

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano. A norma disponibiliza valores de velocidade básicos da região brasileira, na forma de isopletas conforme a figura 15.

**Figura 15: Isopletas ou curvas de igual velocidade básicas em m/s**



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

### Fator topográfico – S1

O Fator Topográfico S1 leva em consideração o aumento ou diminuição da velocidade do vento de acordo com a topografia do terreno. Podemos determinar S1 acordo com a tabela 1.

**Tabela 1: Fator topográfico S1**

CASO	TOPOGRAFIA	S1
A	Terreno plano ou fracamente acidentado.	1,0
B	Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção.	0,9
C	Taludes e morros; taludes e morros alongados (locais de aceleração do vento)	1,1

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123 (1988)

### S2 – Fator de rugosidade do terreno.

O fator S2 é considerado a rugosidade media geral do terreno e dimensão da edificação.

Conforme a NBR-6123 o fator S2 pode ser calculado pela seguinte equação 3 sendo F o fator de rajada, é sempre correspondente a categoria II.

$$S_2 = b * F * \frac{z^p}{10} \quad (3)$$

**Tabela 2: dimensões do edifício**

<b>CLASSE</b>	<b>DIMENSÃO DO EDIFÍCIO</b>
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas em vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros.
B	Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6123 (1988)

A NBR61232 estabelece as categorias de I a V para determinar a rugosidade do terreno

**Tabela 3: Fator de rugosidade do terreno S2**

<b>CATEGORIA</b>	<b>TIPO DE SUPERFÍCIE DO TERRENO</b>
I	Superfícies Lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Obstáculos com altura média abaixo de 1,0 metros.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 metros.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 metros.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

**Tabela 4: Parâmetros meteorológicos**

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

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123 (1988)

### Fator estatístico S3

Segundo a NBR-6123:88, o Fator Estatístico S3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau e segurança.

**Tabela 5: Fator estatístico S3**

GRUPO	DESCRIÇÃO	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123 (1988)

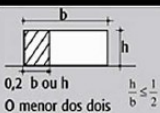
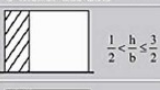
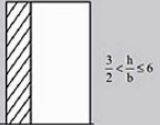
### 2- Coeficientes de Pressão $C_{pe}$ e de forma $C_e$ externos.

O valor dos coeficientes de pressão externa de forma para edificações de planta retangular e para as direções crítica do vento são mostrados na tabela 6. Para a determinação dos coeficientes em edifícios retangulares é necessário verificar a altura (h), a largura (b) e o comprimento (a) da edificação e fazer as seguintes relações:

Relação 1: largura/altura ou h/b

Relação 2: comprimento/largura ou a/b

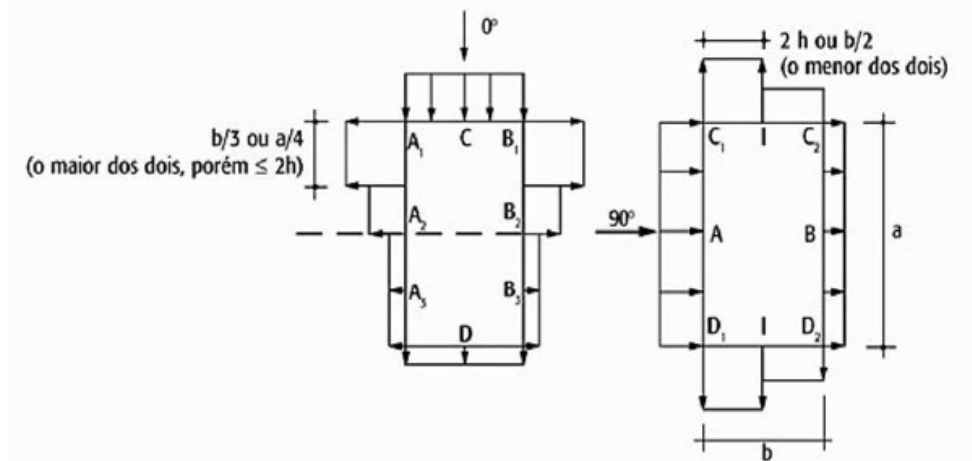
**Tabela 6: Coeficiente de pressão e de forma externos para parede de edificações retangulares**

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Assim temos a distribuição do Coeficiente de pressão e de forma externos. Acrescentando que os valores dos comprimentos  $A_1$  e  $B_1$  são definidos pelo maior valor de  $b/3$  ou  $a/4$ , porém ele deve ser menor ou igual às  $2h$ . E para os comprimentos  $C_1$  e  $D_1$  o valor adotado é menor de  $2h$  ou  $b/2$ .

Figura 16: Atuação do vento nas parede de edificações de planta retangular com vento  $0^\circ$  e  $90^\circ$



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

### 3 Coeficiente de Pressão Interna $C_{PI}$

Para edificações com parede internas permeáveis a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna  $C_{PI}$ .

- a) Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis:
  - Vento perpendicular a uma face permeável:  $C_{pi} = + 0,2$ ;
  - Vento perpendicular a uma face impermeável  $C_{pi} = - 0,3$ ;
- b) Quatro faces igualmente permeáveis  $C_{pi} = - 0,3$  ou 0 (considerar o valor mais nocivo);
- c) Abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade:
 

Abertura dominante na face de barlavento: proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces submetidas a sucções externas.

Abertura dominante na face de sotavento ou em uma face paralela ao vento ou em zona de alta sucção: adotar o valor do coeficiente de forma externo,  $C_e$ , correspondente a esta face.

#### 4 Força Resultante

Segundo a Norma ABNT NBR 6123 (1988) , a força resultante estática devido à ação vento exercida a área estudada ( $A_s$ ) pode ser definida pela equação:

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) * q * A_s \quad (4)$$

#### 3.4 AÇÕES EXCEPCIONAIS

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais. ABNT NBR 8800 (2008)

#### 3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo ABNT NBR 8800 (2008) a combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço. Em cada combinação devem estar presentes ações permanentes e ação variáveis com seus valores respectivos.

## 4 ESTADOS LIMITES

Estados limites é o estado que define a condenação do uso de uma estrutura pelo fato de haver danos estruturais por ruptura mecânica ou deslocamentos excessivos. (PINHEIRO, 2005)

No projeto de estado limite, as estruturas são projetadas com base na segurança contra falhas e são verificadas quanto aos requisitos de manutenção. (MCCORMAC, 2011)

Os estados limites a serem considerados são:

### 4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS - ELU:

Onde esta relacionada ao estado que a estrutura já não pode ser utilizada por razão do esgotamento da capacidade e o risco a segurança.

Os estados limites últimos podem ser apresentados como:

$$R_D \leq S_D$$

Onde:  $R_D$  são os valores dos esforços atuantes

$S_D$  são os valores dos esforços resistentes

#### 4.1.1 Combinações Últimas Normais

Decorrem do uso previsto da edificação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{Oj} * F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Onde:

$F_d$  É a combinação de forças ultimas normais;

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

$F_{Q1,k}$  É o valor característico da ação variável, considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$  Representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente a ação variável principal;

$\gamma_{gi}$  São os coeficientes de ponderação das respectivas ações permanentes características;

$\gamma_{q1}$  São coeficientes de ponderação da ação variável considerada principal;

$\psi_{0j}$  Representa os fatores de combinação de cada uma das ações variáveis secundárias

#### 4.1.2 Combinações últimas especiais

Decorrem da atuação de ações variáveis da natureza ou intensidade especial. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil projetada da estrutura.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k}) \quad (6)$$

Onde:

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

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

$F_{Qj,k}$  Representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável especial

$\psi_{0j}$  Representa os fatores de combinação de cada uma das variáveis especiais ou de construção secundária

#### 4.1.3 Combinações Últimas Excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Decorrem de atuação de ações variáveis da natureza ou intensidade especial.

O carregamento excepcional tem duração extremamente curta. A cada carregamento excepcional corresponde uma única combinação última excepcional de ações, na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional com seus valores característicos conforme a ABNT NBR 8681. Nos casos de ações sísmicas, deve ser utilizada a ABNT NBR 15421.



$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q,exec} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k}) \quad (7)$$

Onde:

$F_{Q,exec}$  É o valor característico da ação variável especial ou de construção considerada principal para combinação.

#### 4.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇOS:

Diferente do estado limites últimos, os estados limites de serviço são o critério de segurança relacionada ao conforto do usuário, durabilidade das estruturas e aparência de modo geral. Que pode ser apresentada como:

$$S_{SER} \leq S_{LIM}$$

Onde:  $S_{SER}$  são os valores dos efeitos estruturais obtidos com combinação dos esforços atuantes.

$S_{LIM}$  são os valores limites adotados para os deslocamentos

##### 4.2.1 Combinações Quase Permanentes De Serviço

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, aproximadamente a metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \sum_{j=2}^n (\psi_2 * F_{Qj,k}) \quad (8)$$

##### 4.2.2 Combinações Frequentes De Serviço

As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida projetada da estrutura ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção incluindo os

relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_1 * F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n (\psi_2 * F_{Qj,k}) \quad (9)$$

#### 4.2.3 Combinações Raras De Serviço

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período projetado de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n (\psi_1 * F_{Qj,k}) \quad (10)$$

**Tabela 7: Coeficiente de ponderação das ações  $\gamma_g$  para combinação normais**

$\gamma_g$				
Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados. (Ex: parede e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado)	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos(ex. paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos)
	1,30	1,35	1,40	1,50
Ações permanentes agrupadas:		quando $CA > 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_g = 1,35$ quando $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_g = 1,40$		
$\gamma_q$				
Efeito da temperatura	Ação do vento CV		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação CA	
1,20	1,40		1,50	
Ações permanentes diretas e variáveis agrupadas			quando $CA > 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_q = 1,50$ quando $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_q = 1,40$	

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8800 (2008))

Nota:

- 1) Para as ações permanentes favoráveis a segurança o coeficiente de ponderação  $\gamma_g = 1$  e as ações variáveis favoráveis a segurança não devem ser incluídos na combinação
- 2) Para combinações especiais de construção e excepcionais ver ABNT NBR 8800

**Tabela 8: Coeficientes de ponderação das resistências  $\gamma_m$  para combinações normais**

$\gamma_a$				
$\gamma_{a1}$	$\gamma_{a2}$		$\gamma_e$	$\gamma_s$
1,10	1,35	1,40	1,15	

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8800 (2008)

Nota:

- 1) Inclui o aço de forma incorporada, usada nas lajes mistas de aços e concreto, de pinos e parafusos.
- 2) Para combinações especiais de construção e excepcionais, ver ABNT NBR 8800.

**Tabela 9: Fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para ações variáveis.**

		$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Cargas acidentais de edifícios CA	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamento fixos por longos período de tempo, nem de levadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de peso e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo ou elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas ( ver NBR 8800 b:5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento CV	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperaturas em relação a media anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas moveis e seus efeitos dinâmicos	Passarela de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamentos 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: Adaptado ABNT NBR 8800 (2008)

Notas:

- 1) Edificações residenciais de acesso restrito
- 2) Edificações comerciais de escritórios e de acesso publico

## 5 MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.1 CLASSIFICAÇÃO DE PESQUISA

Esta pesquisa esta classificada como bibliográfica descritiva e experimental.

A pesquisa experimental consiste em submeter o objeto de estudo sob a as variáveis selecionadas que poderiam influenciá-lo em condições controladas e conhecidas do pesquisador, para observar os resultados que a variável produz no objeto. (GIL, 2002)

Já pesquisas descritivas tem o objetivo descrever as características ou propriedades existentes de um determinado fenômeno ou população sem interferência do pesquisador e desta maneira pode definir o problema ou hipótese e melhorá-las através de descrição e análise de observações objetivas e diretas. (PROVDANOV; FREITAS ,2013)

A pesquisa Bibliográfica por que será elaborada através de livros, artigos, teses e dissertações com o proposito de reunir toda informação necessária para solucionar o problema levantado (GIL, 2002)

### 5.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Para o desenvolvimento do projeto será utilizado os programas de análise estrutural RFEM e Visual Ventos.

#### 5.2.1 Programa RFEM

Para a análise estrutural será utilizado o *software* de elementos finitos RFEM. No programa é possível definir a estrutura, os materiais e as ações para estruturas planas ou espaciais constituídas por lajes, pilares, cascas, vigas e barras. Determinados os parâmetros o programa fornece os valores relativos a deformações, esforços internos, tensões e reações assim como as tensões no solo. (DLUBAL, 2013)

Todas as aplicações de cargas, combinações de forças e análise seguem a norma brasileira NBR 8800:2018.

### 5.2.2 Programas Visualventos

Para realizar o cálculo das forças relacionadas à ação dos ventos será utilizado o *software* livre Visualventos que foi desenvolvido pelos alunos na Universidade de Passo Fundo em 2002 que tem por objetivo a determinação das forças devidas ao vento em edifícios de planta retangular e cobertura a duas águas, de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6123 (1988). (PRAVIA, 2008)

### 5.3 MÉTODO UTILIZADO.

A análise estrutural tem como finalidade a obtenção dos esforços axiais, de flexão, reação nos apoios, deslocamentos através das ações externas sobre a estrutura. O papel do engenheiro é através do cálculo estrutural trazer um projeto eficiente, prático e sobretudo seguro. Porém muitas vezes encontra grande dificuldade de alcançar esses objetivos devido à imprevisibilidade das ações que poderão ocorrer durante a vida útil da estrutura. (SIQUEIRA et al., 2013)

Os tipos de análise estrutural são determinados de acordo com o comportamento do material e os efeitos dos deslocamentos na estrutura e podem ser classificados como Análise global elástica e Análise global plástica.

Na análise global plástica se presume a plastificação de algumas áreas das estruturas e só pode ser usada se a estrutura possuir determinados requisitos como os materiais utilizados nas estruturas tem que ser dúcteis, possuir seções compostas por elementos pouco esbeltos e ter travamento lateral. (SURUCEANU, 2015)

Na análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear) admite-se comportamento elástico-linear para os materiais. Para efeitos práticos será utilizada a análise linear (primeira ordem), onde é feita análise da estrutura sem levar em consideração os efeitos sobre os esforços internos gerados pelos deslocamentos da mesma. (NOGUEIRA, 2009)

Basicamente existem 3 formas de análise de estruturas: método analítico clássico, método experimental e métodos computacionais.

Sendo o método analítico clássico limitado quando se trata de estruturas mais complexas, já o método experimental tende a ser demorado, caro e altamente sujeito a erros. Contudo o método computacional se torna uma alternativa mais viável. (SURUCEANU, 2015)

#### 5.4 DETERMINAÇÕES DOS MODELOS ESTRUTURAIS

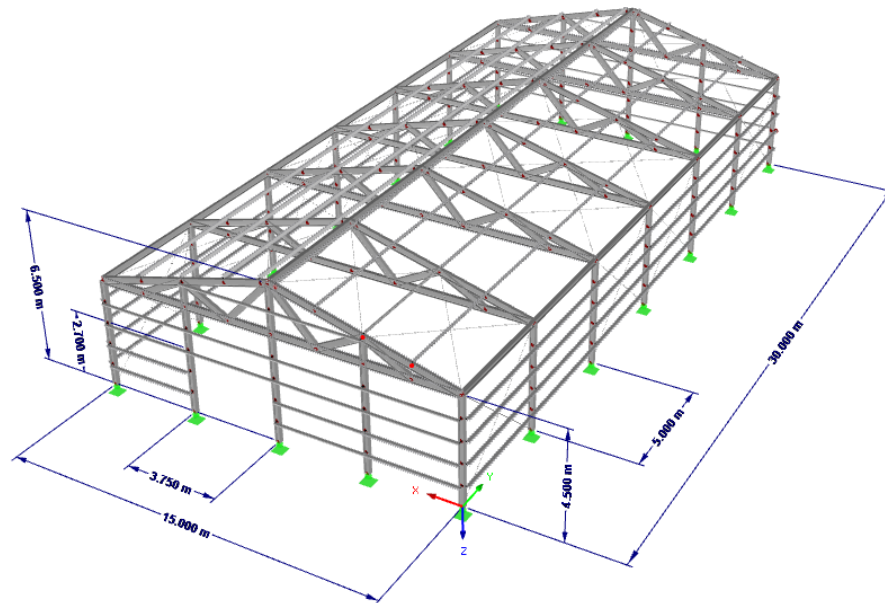
Neste estudo será feita análise de peso e deformação de alguns dos modelos de estruturas metálicas mais utilizadas na indústria civil. A comparação se dará por três estruturas com pórticos treliçados, onde as estruturas treliçadas serão a *Howe*, *Warren* e *Fink*. Também será feito a análise de 3 modelos de contraventamento vertical, que atuaram em conjunto com um modelo de contraventamento horizontal, onde os contraventamento verticais serão em X e K.

Também será utilizado o mesmo perfil para os componentes correspondentes de cada estrutura, ou seja, como exemplo, todas as colunas das 3 estruturas terão a barra com o mesmo perfil. As principais dimensões das estruturas também são apresentadas na figura 17.

Na análise as características fixas para os modelos serão

- Vão transversal de 15.000 mm;
- Vão longitudinal entre pórticos de 5.000 mm, comprimento total de 30.000 mm;
- Pé direito 4.500 mm;
- Coluna em alma cheia, com bases com apoios articulados.
- Inclinação da cobertura: 15°
- Velocidade do vento e ângulo de incidência: 40 m/s, 0° e 90°.
- Tapamento laterais e frontais com chapas de alumínio onduladas com 5 mm de espessura.
- Vão entre terças da cobertura de 2.000 mm
- Vão entre terças de tapamento de 1.000 mm
- A porta frontal tem altura de 2.700 mm e largura de 3.750 mm

**Figura 17: Principais dimensões das estruturas analisadas.**



Fonte: Autor (2019)

#### 5.4.1 ESTRUTURAS ESTUDADAS

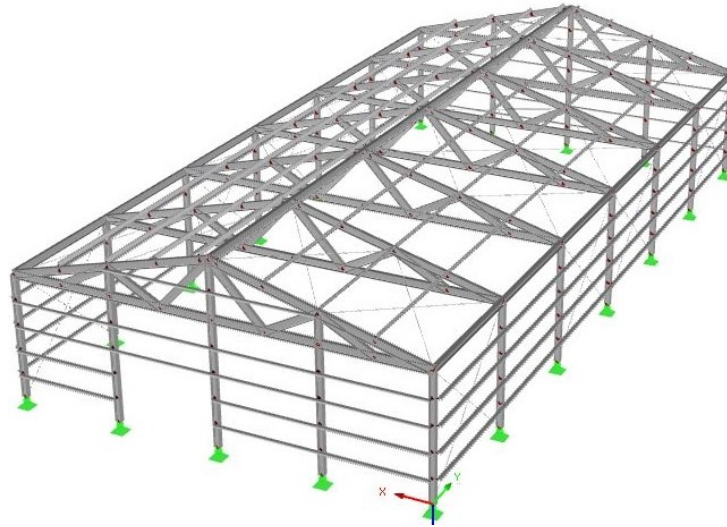
A seguir serão apresentadas as estruturas objeto de análise deste estudo.

##### 5.4.1.1 Estrutura 1- Pórtico treliçado tipo *Fink*

A treliça do *Fink*, apresentada na figura 18, na sua forma mais básica, possui componentes da rede que seguem um padrão em V que pode ser repetido várias vezes. À medida que os acordes superiores estão inclinados para baixo a partir do centro, o padrão V se torna visivelmente menor. Como as treliças *Fink* dependem mais de membros diagonais, elas podem ser muito eficientes na transmissão de cargas ao suporte. (SKYCIV, 2019)

**Figura 18: Estrutura com treliça *Fink***



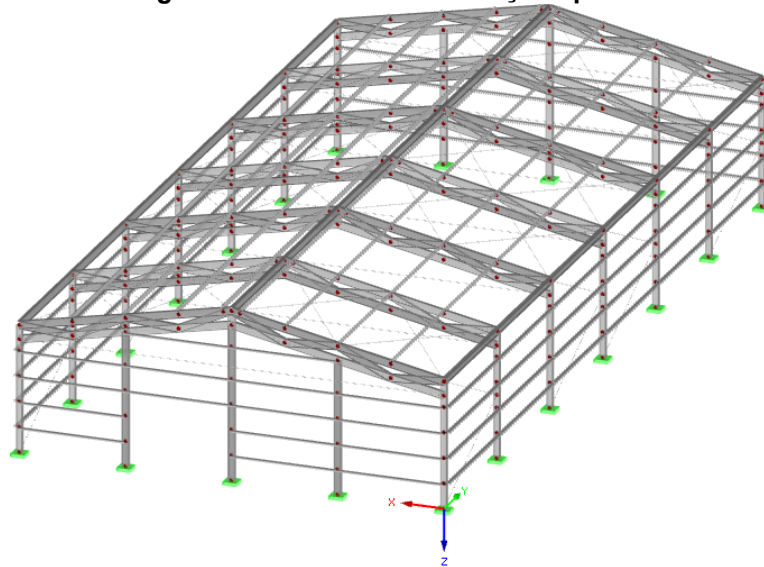


Fonte: Autor (2019)

#### 5.4.1.2 Estrutura 2- Pórtico treliçado tipo *Warren*.

Treliças *Warren*, apresentada na figura 19, é um modelo de treliça com diagonais alternadas de compressão e tensão, às vezes chamada de treliça equilateral, pois todos os comprimentos e diagonais são de igual comprimento, criando uma série de triângulos equiláteros. (GRIGGS, 2015)

**Figura 19: Estrutura com treliças tipo *Warren***

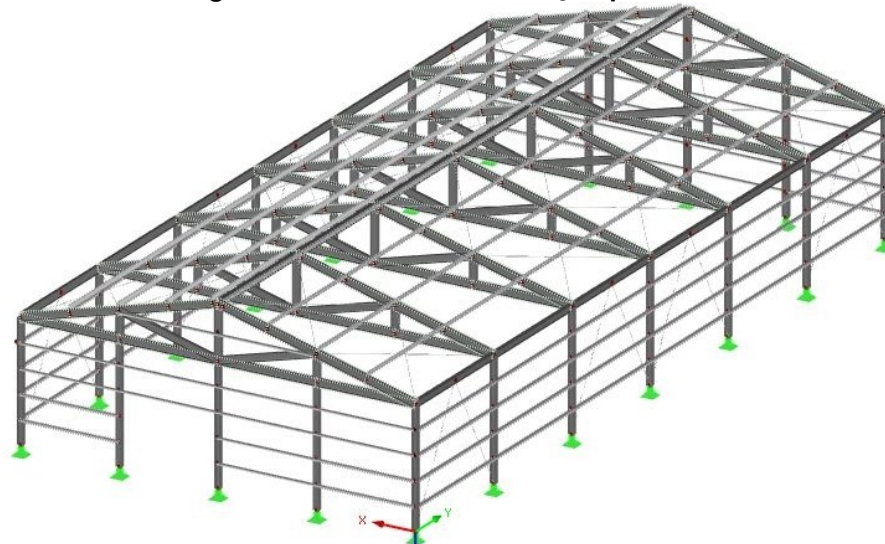


Fonte: Autor (2019)

#### 5.4.1..3 Estrutura 3- Pórtico com treliça tipo *Howe*.

As treliças *Howe* são comumente empregadas em estruturas de telhado de médio a longo alcance em áreas industriais, de armazenamento e de varejo edifícios. Nestas treliças, os membros verticais estão tipicamente em tensão e, portanto, geralmente consistem em tirantes de aço que, passando os acordes superior e inferior, são ancorados com arruelas e porcas. As diagonais trabalham em compressão, que é transmitida aos acordes por meio de contato de ambos os membros, normalmente através de juntas de topo ou degrau reforçadas por tiras de aço. (CYWILISKI et al., 1993)

**Figura 20: Estrutura com treliça tipo *Howe***



Fonte: Autor (2019)

## 5.4.2 Sub Estruturas De Contraventamentos

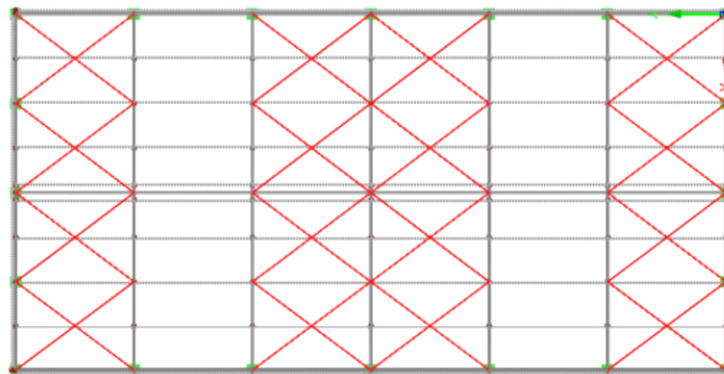
A seguir serão apresentados os contraventamentos objeto de análise deste estudo.

### 5.4.2.1 Contraventamento Horizontal

O contraventamento é formado pelas terças e barras diagonais nos planos superiores da cobertura, e o posicionamento dos contraventamentos deve propiciar o travamento das barras comprimida e fazer garantir a transmissão das cargas horizontais para os apoios. Por isso é recomendado que a distância entre esses contraventamentos não ultrapasse a 20 metros. (CBBA, 2014)

Na literatura podemos encontrar varias modelos de contraventamento horizontais e na figura 21 podemos ver o modelo escolhido.

**Figura 21: Layout do contraventamento horizontal**



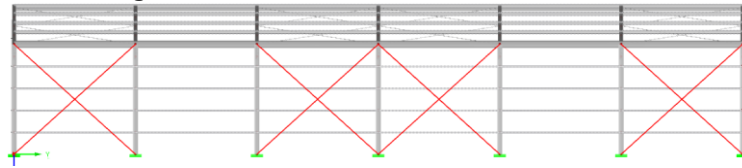
Fonte: Autor (2019)

### 5.4.2.2 Contraventamentos Verticais

Os perfis utilizados nos contraventamento vertical são os mesmos utilizados nos contraventamentos horizontais e na pratica se utiliza barras redondas de 5/8 polegadas de diâmetro. Recomenda-se, para maior estabilidade global da estrutura que se preveja contraventamentos verticais entre treliças, a cada 10 m. (CBBA, 2014)

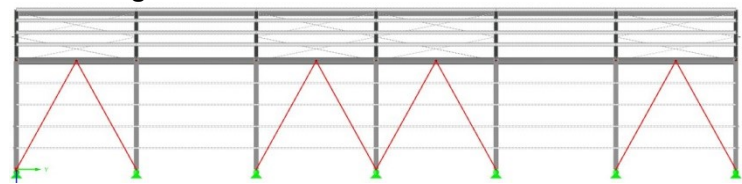
Os sistemas de contraventamento vertical analisados são o contraventamento em X (CV X), contraventamento em K (CV K), onde e são ilustradas nas figuras 22 e 23.

**Figura 22: Contraventamento vertical em X**



Fonte: Autor (2019)

**Figura 23: Contraventamento vertical em K**



Fonte: Autor (2019)

## 5.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTOS DOS PERFIS

Segundo Bellei (2010) recomendada se para coluna sem ponte rolante com seção constante o valor da altura do perfil que esteja entre  $H/20$  á  $H/30$  sendo  $H$  a altura da coluna até o beiral. Para as vigas de cobertura é recomendado utilizar como altura do perfil valores entre  $L/50$  até  $L/70$ .

Para determinar os perfis das terças o autor orienta que podemos estabelecer o pré-dimensionamento seguindo a seguinte relação  $L_v/40$  á  $L_v/60$ , onde  $L_v$  seja o comprimento do vão livre.

Sendo assim para altura das colunas:

$$h_c = \frac{4500}{20} = 225 \text{ mm}$$

$$h_c = \frac{4500}{30} = 150 \text{ mm}$$

Para altura das vigas temos:

$$h_v = \frac{15000}{70} = 214,3 \text{ mm}$$

$$h_v = \frac{15000}{50} = 300 \text{ mm}$$

E seja para altura das terças:

$$h_t = \frac{5000}{40} = 125 \text{ mm}$$

$$h_t = \frac{5000}{60} = 83,3 \text{ mm}$$

Para os perfis de contraventamentos serão utilizado barras redondas com extremidades rosqueadas, os diâmetros serão de 16 mm, que são as mais usadas, para serem coerentes com os parafusos.

Portanto, serão adotados os perfis W 200 x 46,1 e W 267 x 44,8 para colunas e vigas respectivamente. Para a terça será escolhido o perfil C 125 x 13,4.

Os perfis escolhidos não obrigatoriamente apresentam melhor relação custo/benefício ou desempenho em capacidade e custo, para obter melhor solução devem se avaliar a disponibilidades dos fornecedores, custos compatibilidade dimensional entre elementos da estrutura, entre outros fatores. (CHAMBERLAIN et al., 2013)

## 5.6 DIMENSIONAMENTOS DOS PERFIS

O dimensionamento dos perfis será apresentado apenas os resultados no apêndice B, desde que, o propósito deste trabalho seja apenas a análise de peso e deslocamento das estruturas e não demonstrar o detalhamento do dimensionamento dos perfis.

Os dados realizados para dimensionamento foram obtidos através da simulação realizada com o *software* Rfem, que utilizou o método do Estado-Limite Último, conforme especificado na norma ABNT NBR 8800:2018.

### 5.6.1 Ações Atuantes nas Estruturas

De acordo com a ABNT NBR 8800: 2008, as ações atuantes no galpão a ser projetado são as seguintes:

#### a) Ações permanentes

As ações permanentes consideradas como peso próprio das terças, contraventamentos, vigas, colunas e tirantes são já estabelecidos pelo *software* Rfem, que faz a simulação com o peso real das estruturas.

Os componentes das telhas e chapas de tapamento lateral e frontal não foram adicionados a simulação, mas apenas as suas cargas, que são :

- Telhas 0,100 kN/m<sup>2</sup>
- Chapas de tapamento 0,017 kN/m<sup>2</sup>

b) Ações variáveis

As ações variáveis consideradas serão a ação accidental em telhados, que segundo a norma NBR 8800:2018 não deve ser menor que  $0,25 \text{ kN/m}^2$ .

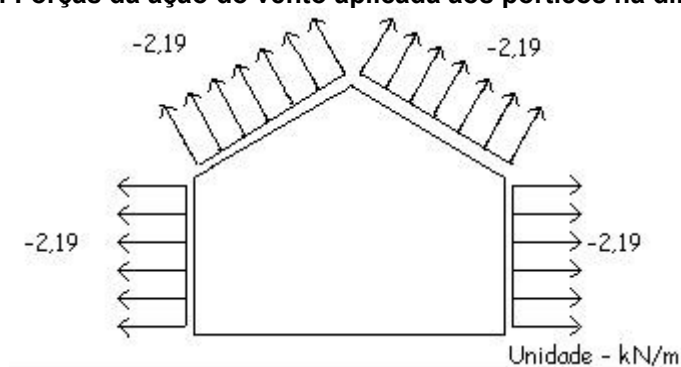
c) Ações variáveis devido à ação do vento.

As ações do vento são fornecidas pelo *software* Rfem, contudo o programa disponibiliza apenas a combinação de acordo com EUROCODE 3, portanto foi necessário incluir as forças das cargas de vento manualmente nas simulações. Para calcular as forças provocadas da ação do vento foi utilizado o *software* Visualventos, que faz a simulação de acordo com a norma NBR 6123:1988, e os resultados das forças calculadas é apresentado no apêndice A.

Para as forças aplicadas as estruturas referente à ação do vento, serão utilizadas as forças referentes ao coeficiente de pressão interna igual 0,2, pois apresentou os resultados mais críticos. A grandeza das forças é apresentada nas tabelas 29 e 31, para a direção do vento de  $0^\circ$  e  $90^\circ$  respectivamente.

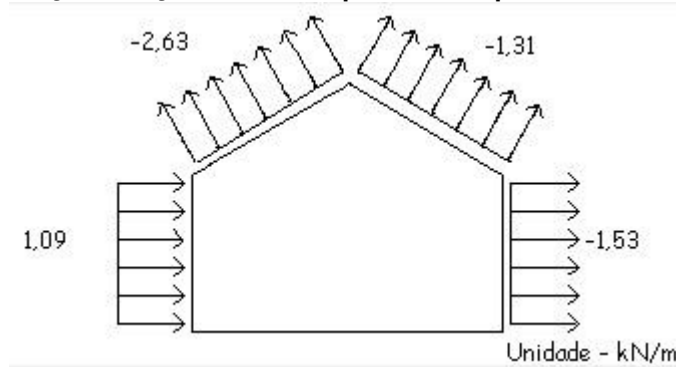
É importante destacar que, na simulação computacional as forças empregadas às estruturas são aplicadas nas terças de coberturas e de tapamento, e assim as forças são transmitidas para as vigas e colunas. Porém com os cálculos das forças da ação do vento podemos estipular as cargas médias empregadas nos pórticos, que pode ser visualizado nas figuras 24 e 25.

**Figura 24: Forças da ação do vento aplicada aos pórticos na direção de  $0^\circ$**



Fonte: Pravia (2008)

Figura 25: Forças da ação do vento aplicada aos pórticos na direção de 90°



Fonte: Pravia (2008)

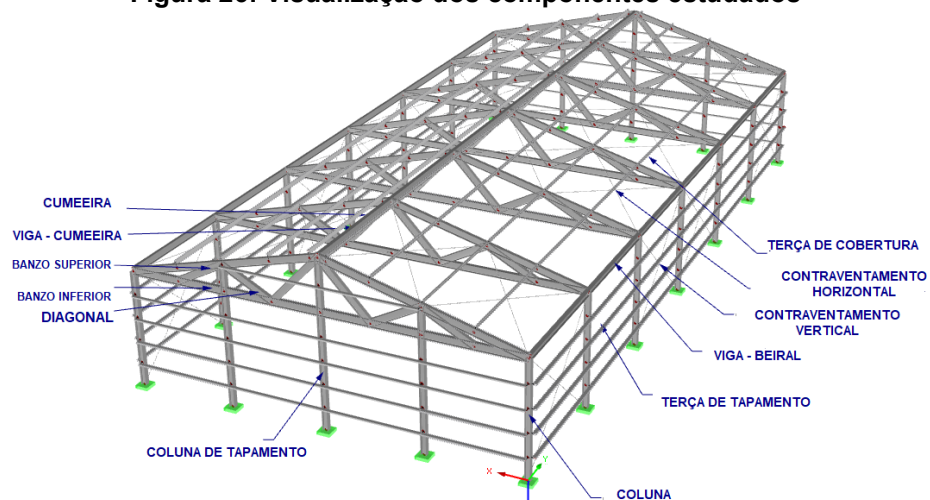
Dado que, todos os perfis foram aceitos de acordo com a norma ABNT NBR 8800:2008, a tabela 10 apresenta os perfis e os materiais utilizados em cada componente da estrutura, e na figura 26, podem ser visualizados na estrutura.

Tabela 10: Perfis e materiais utilizados nas estruturas.

Componentes	Perfil	Material
Colunas	W 200 X 46,1	ASTM A572 G65
Colunas de tapamento	W 200 X 46,1	ASTM A572 G65
Banzo superior	W 267 X 44,8	ASTM A572 G65
Banzo inferior	W 267 X 44,8	ASTM A572 G65
Diagonal	W 267 X 44,8	ASTM A572 G65
Terças de cobertura	C 125 X 13,4	ASTM A36
Terças de tapamento	C 125 X 13,4	ASTM A36
Vigas do beiral	W 267 X 44,8	ASTM A572 G65
Vigas da cumeeira	W 267 X 44,8	ASTM A572 G65
Contraventamentos	Ø 16 mm	ASTM A36

Fonte: Autor (2019)

Figura 26: Visualização dos componentes estudados



Fonte: Autor (2019)

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos através simulações computacionais através do *software* Rfem, onde primeiramente será feito a análise da taxa de consumo de aço das estruturas e depois a análise de deslocamento com diferentes contraventamentos verticais, e posteriormente comparar os resultados.

### 6.1 TAXA DE CONSUMO DE AÇO.

Geralmente o critério inicial para a escolha da tipologia de galpões de uso geral é a taxa de consumo de aço, portanto neste trabalho a taxa de consumo de aço será utilizada como primeiro parâmetro de comparação entre os tipos de galpões.

#### 6.1.1 Análise do peso dos componentes comum nas estruturas

Para os modelos estruturais estudados foram utilizadas componentes comuns a todas as estruturas, sendo elas as colunas, terças e cumeeiras. Para cada um dos componentes correspondente foi empregado o mesmo perfil e a mesma quantidade de elementos. Na tabela 11 foi determinado o peso de cada componente em toneladas.

**Tabela 11: Consumo de aço dos componentes comuns entre estruturas**

<b>Componentes</b>	<b>Massa (Ton)</b>
Coluna	2,913
Terça De Tapamento	5,013
Viga Cumeeira	1,343
Terça De Cobertura	2,406
Viga Beiral	2,686
Cumeeira	0,802
<b>TOTAL</b>	<b>15,16</b>

Fonte: Autor (2019)

#### 6.1.2 Análise de massa dos banzos.

Na tabela 12 demonstramos o peso dos banzos inferiores e superiores de cada estrutura.

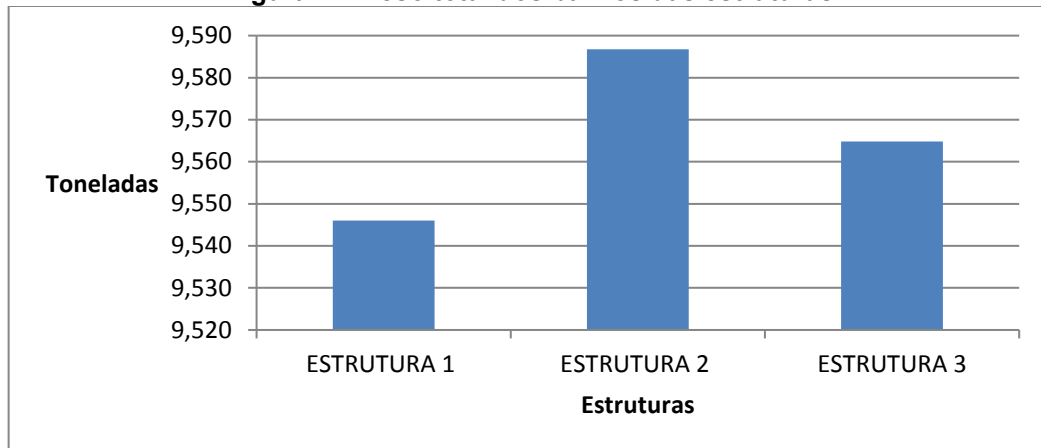
**Tabela 12: Massa total dos banzos em toneladas**



	<b>ESTRUTURA 1</b>	<b>ESTRUTURA 2</b>	<b>ESTRUTURA 3</b>
Banzos Inferiores	4,865	4,793	4,865
Banzos Superiores	4,682	4,793	4,700
<b>SOMA DOS BANZOS</b>	<b>9,546</b>	<b>9,587</b>	<b>9,565</b>

Fonte: Autor (2019)

**Figura 27: Peso total dos banzos das estruturas**



Fonte : Autor (2019)

Entre os sistemas de treliças estudados, os banzos da estrutura 2 possui a maior quantidade de massa. Entretanto pode se observar que há pequena diferença entre as estruturas, pois a estrutura 2 detêm apenas 0,43% de massa superior a estrutura 1, que apresenta o sistema de banzos mais leve.

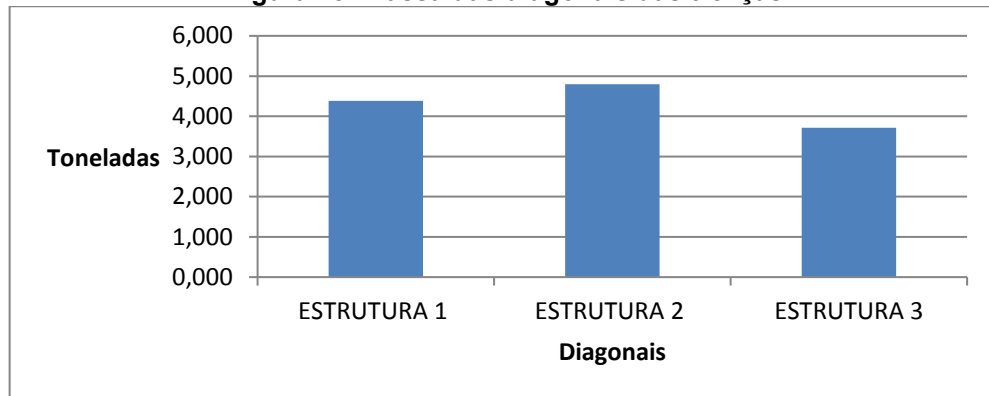
### 6.1.3 Análise do peso das diagonais das treliças.

Como podemos observar pela figura 28, o pórtico na estrutura 2 contém maior peso nas diagonais consideravelmente em relação ao outros modelos. Sua massa é 16,52% maior e relação a estrutura 2 e 38,52% maior comparando a estrutura 3.

**Tabela 13: Massa das diagonais em toneladas**

	<b>ESTRUTURA 1</b>	<b>ESTRUTURA 2</b>	<b>ESTRUTURA 3</b>
DIAGONAIS	4,382	4,793	3,717

Fonte: Autor (2019)

**Figura 28: Massa das diagonais das treliças**

Fonte: Autor (2019)

Também podemos observar, de acordo com o tabela 13, que embora as estruturas 1 e 3 sejam similares, as diagonais das treliças da estrutura 3 demandam uma quantidade de aço 15,8% menor. Uma economia de 710 kg de aço.

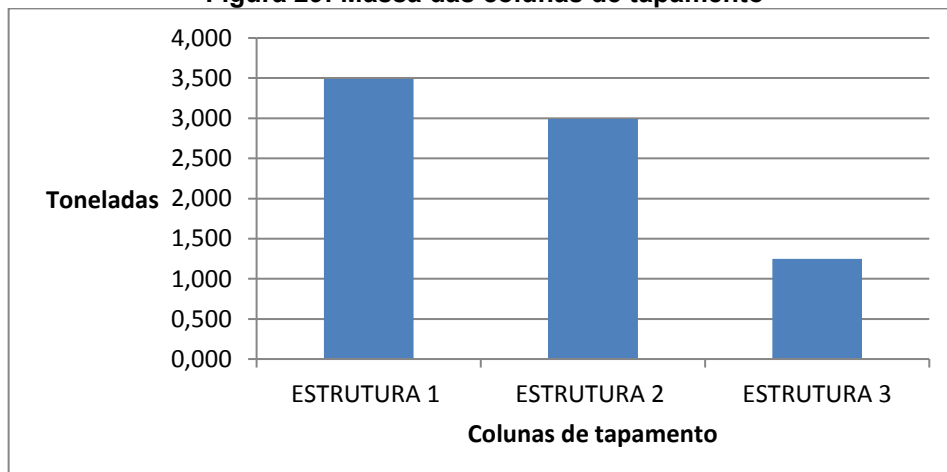
#### 6.1.4 Análise de massa das colunas de tapamento.

As colunas de tapamento apresentaram uma diferença de massa considerável, como podemos verificar na figura 29. A estrutura 3 apresentou o sistema de colunas mais leve, obtendo um massa 64,3% menor que a estrutura 1 e 58,3% menor que a estrutura 2.

**Tabela 14: Massa das colunas de tapamento em toneladas**

	ESTRUTURA 1	ESTRUTURA 2	ESTRUTURA 3
Colunas De Tapamento	3,492	2,993	1,248

Fonte: Autor (2019)

**Figura 29: Massa das colunas de tapamento**

Fonte: Autor (2019)

#### 6.1.4 Análise de massa contraventamentos.

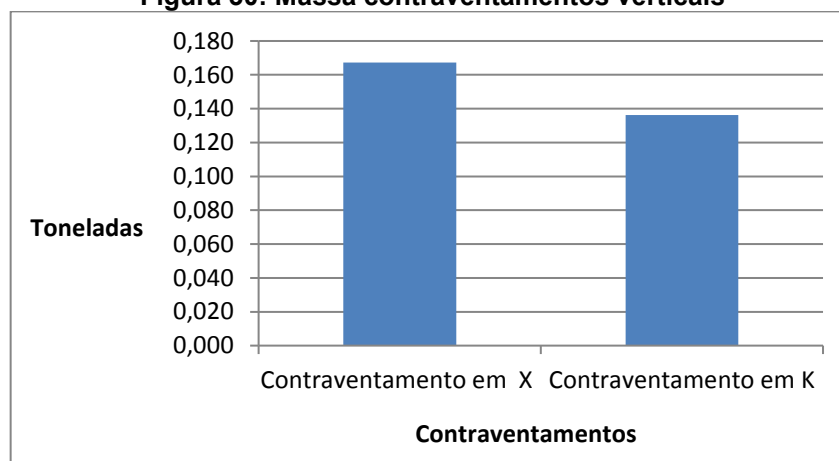
A figura 30 ilustra a massa dos contraventamentos verticais simulados, e podemos constatar uma grande diferença de massa entre elas, onde o contraventamento em K se destaca por ser o mais econômico, ora sendo 18,5% mais leve que o contraventamento em X.

**Tabela 15: Massa dos contraventamentos verticais e horizontal em toneladas**

<b>Componentes</b>	<b>Massa</b>
Contraventamento em X	0,167
Contraventamento em K	0,136
Contraventamento Horizontal	0,315

Fonte: Autor (2019)

**Figura 30: Massa contraventamentos verticais**



Fonte: Autor (2019)

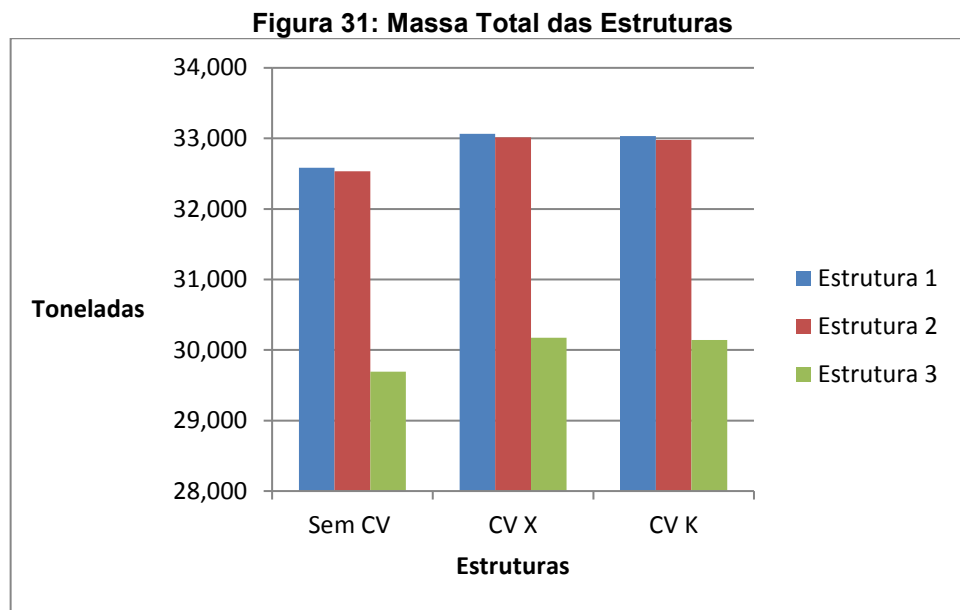
#### 6.1.5 Consumo De Aço Total.

Realizada as análises dos componentes, podemos examinar as estruturas integralmente. A tabela 16 revela o consumo de aço de cada estrutura com o tipo de contraventamento correspondente.

**Tabela 16: Massa Total das Estruturas em toneladas**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem Contraventamento</b>	<b>Contraventamento X</b>	<b>Contraventamento K</b>
Estrutura 1	32,582	33,064	33,033
Estrutura 2	32,536	33,016	32,985
Estrutura 3	29,691	30,173	30,142

Fonte: Autor (2019)



Fonte: Autor (2019)

Pela figura 31 podemos constatar que a estrutura 3 possui o menor massa entre as estruturas simuladas, independente do contraventamento.

Adotando-se R\$ 10,00 reais por quilo, que é o preço utilizado no mercado para estimar o custo da estrutura, podemos determinar que a estrutura 3, com contraventamento em K (o qual detêm o menor massa), tem o custo com material de R\$ 301.424,40, como mostrado na tabela 17, apresentando uma economia de 9% em relação a estrutura 1 com contraventamento em X.

**Tabela 17: Preço em reais das estruturas estudadas.**

<b>Estruturas</b>	<b>Contraventamento X</b>	<b>Contraventamento K</b>
Estrutura 1	R\$ 330.635,40	R\$ 330.326,40
Estrutura 2	R\$ 330.156,90	R\$ 329.847,90
Estrutura 3	R\$ 301.733,40	R\$ 301.424,40

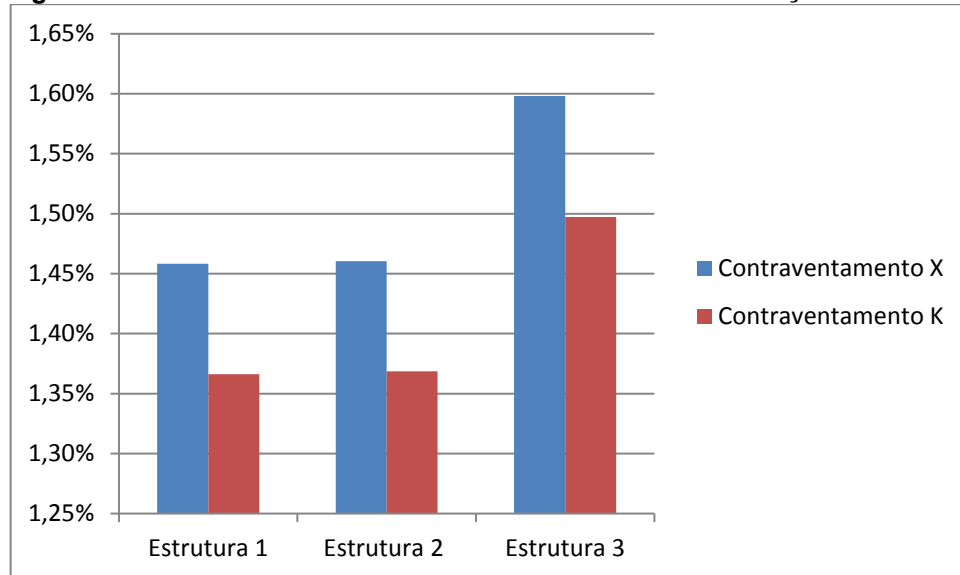
Fonte: Autor (2019)

Observa-se também na tabela 18 a porcentagem de material que é utilizado apenas para o contraventamento. Pode-se verificar o contraventamento em X com maior porcentagem em todas as estruturas estudadas, como é esperado pois é o modelo que detêm maior consumo de aço, mas também pode se verificar que o contraventamento detêm uma porcentagem baixa da quantidade de material utilizado, mas mesmo assim significativa, quando o custo é o principal critério para escolha do tipo de estrutura.

**Tabela 18: Percentual de massa do contraventamento em relação à massa total das estruturas**

Estruturas	Contraventamento X	Contraventamento K
Estrutura 1	1,46%	1,37%
Estrutura 2	1,46%	1,37%
Estrutura 3	1,60%	1,50%

Fonte: Autor (2019)

**Figura 32: Percentual de massa do contraventamento em relação à estrutura**

Fonte: Autor (2019)

Portanto mediante as análises das estruturas e componentes podemos concluir que a estrutura mais adequada, mediante o critério de custo, é a estrutura com pórtico treliçado com modelo de treliça *Howe* e utilizando o contraventamento vertical em K.

## 6.2 ANÁLISES DE EFICIÊNCIA DE CONTRAVENTAMENTOS.

Nesta etapa do trabalho, será realizada a análise da eficiência de três sistemas de contraventamentos verticais em conjunto de um contraventamento horizontal, que será adicionado a todas as simulações. Os dados estudados foram obtidos através de simulação utilizando o software Rfem, que executa a simulação da combinação de cargas de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2018.

As forças da ação do vento foram obtidas através do programa Visualventos e adicionadas a simulação do Rfem, como descrito em 5.4.3.1 c.

Para a análise de deslocamentos a norma orienta a utilização dos valores de deslocamento máximos requeridos para situações usuais da construção, portanto os deslocamentos apresentados foram os valores máximos apresentados por cada

componente, que foram utilizados para verificação do Estado-Limite De Serviço. A combinação de cargas utilizadas foi à combinação raras de serviços, que são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas, durante o período de vida da estrutura.

Os valores dos deslocamentos foram apresentados em módulo da somatória vetorial dos deslocamentos nos eixos x, y e z, na unidade de milímetros (mm) e o estudo será pautado na análise quantitativa destes valores.

### 6.2.1 Análise de deslocamento das colunas.

A tabela 19 revela que em todas as colunas simuladas sem contraventamento, ultrapassaram o deslocamento admissível, contudo verificamos que com os contraventamentos, as colunas obtiveram deslocamento tolerável. Dentre as estruturas, a coluna da estrutura 1 obteve melhor eficiência estrutural.

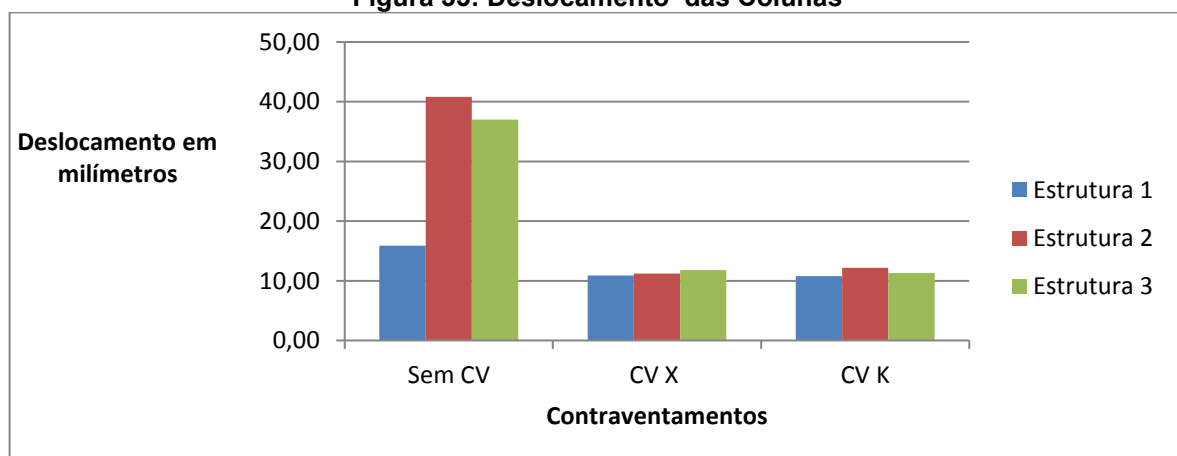
**Tabela 19: Deslocamento das colunas.**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem CV</b>	<b>CV X</b>	<b>CV K</b>	<b>Admissível</b>
Estrutura 1	15,90	10,90	10,80	15
Estrutura 2	40,80	11,20	12,20	15
Estrutura 3	37,00	11,80	11,30	15

Fonte: Autor (2019)

Entre os contraventamentos, é verificado que eficiência do contraventamento depende do tipo de estrutura, como mostrado na figura 33, onde o contraventamento em K se mostrou mais adequado para as estruturas 1 e 3.

**Figura 33: Deslocamento das Colunas**



Fonte: Autor (2019)

### 6.2.2 Análise de deslocamento das terças de cobertura.

Podemos verificar pela tabela 20 que todas as terças de cobertura contraventadas contém deslocamento menor ao determinado pela norma, e dentre as estruturas, a estrutura 1 apresenta o menor deslocamento.

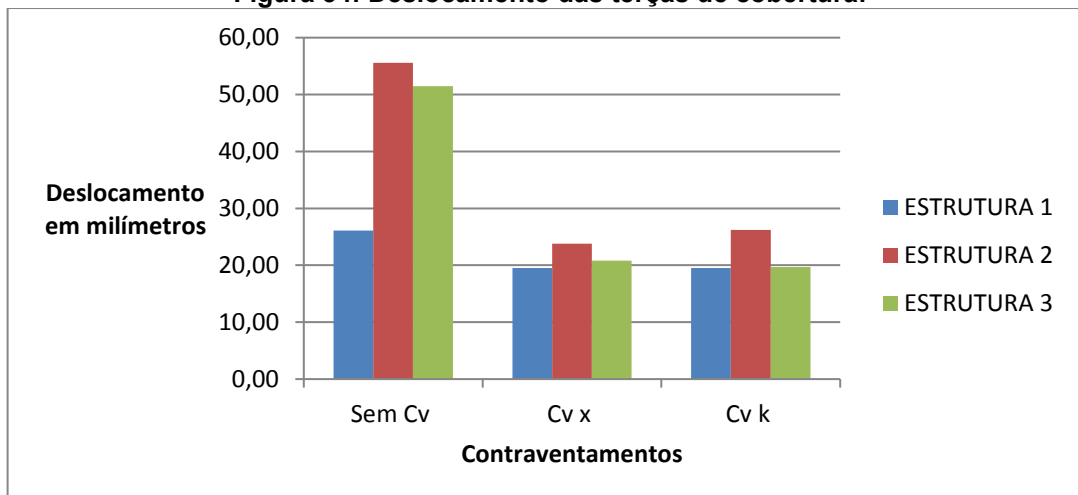
**Tabela 20: Deslocamento das terças de cobertura.**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem CV</b>	<b>CV X</b>	<b>CV k</b>	<b>Admissível</b>
Estrutura 1	26,10	19,50	19,50	27,78
Estrutura 2	55,60	23,80	26,20	27,78
Estrutura 3	51,50	20,80	19,70	27,78

Fonte: Autor (2019)

Através da figura 34 conseguimos estabelecer que os contraventamentos verticais contém desempenho diferente, entre as estruturas, obtendo mesmo resultado na estrutura 1, sendo para a estrutura 2, a melhor opção é o contraventamento em X e para a estrutura 3 o contraventamento em K.

**Figura 34: Deslocamento das terças de cobertura.**



Fonte: Autor (2019)

### 6.2.3 Análise de deslocamento dos banzos superiores.

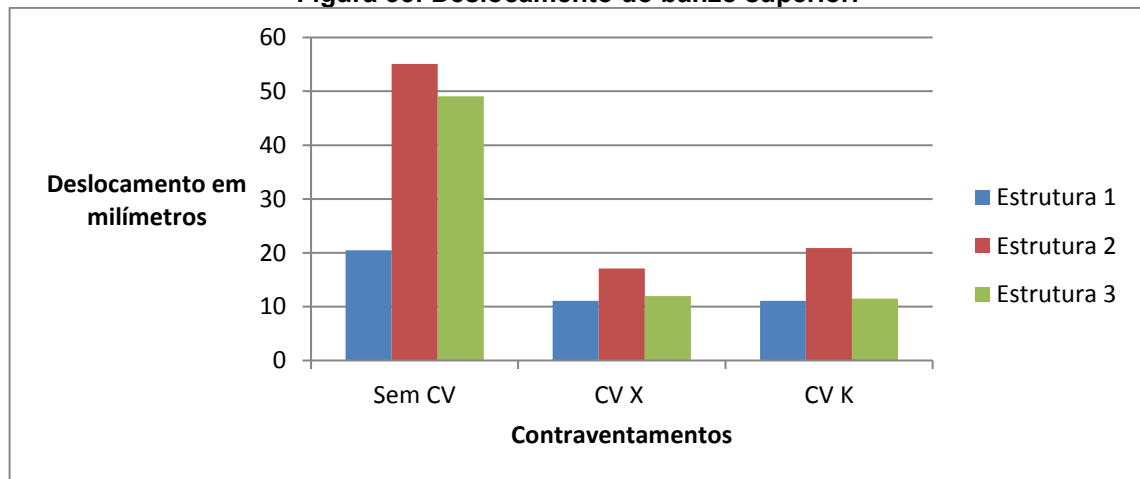
Verifica-se através da tabela 21 que, apenas a estrutura 1 está dentro da faixa de deslocamento admissível sem o contraventamento e também possuindo eficiência estrutural muito superior as demais.

**Tabela 21: Deslocamento dos banzos superiores**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem Cv</b>	<b>Cv X</b>	<b>Cv K</b>	<b>Admissível</b>
Estrutura 1	20,5	11,10	11,10	30,00
Estrutura 2	55,1	17,10	20,90	30,00
Estrutura 3	49,1	12,00	11,50	30,00

Fonte: Autor (2019)

Dentre os contraventamentos, todos produziram redução satisfatória, como podemos ver na figura 35, todavia o contraventamento em k apresentou a melhor taxa de redução de deslocamento.

**Figura 35: Deslocamento do banzo superior.**

Fonte: Autor (2019)

#### 6.2.4 Análise de deslocamento dos banzos inferiores

A tabela 22 demonstra que os banzos inferiores possuem deslocamento similar aos superiores, onde a estrutura 1 demonstrou o melhor resultado, não dependendo dos contraventamentos para ter um deslocamento menor que a admissível, e a estrutura 2 o pior resultado.

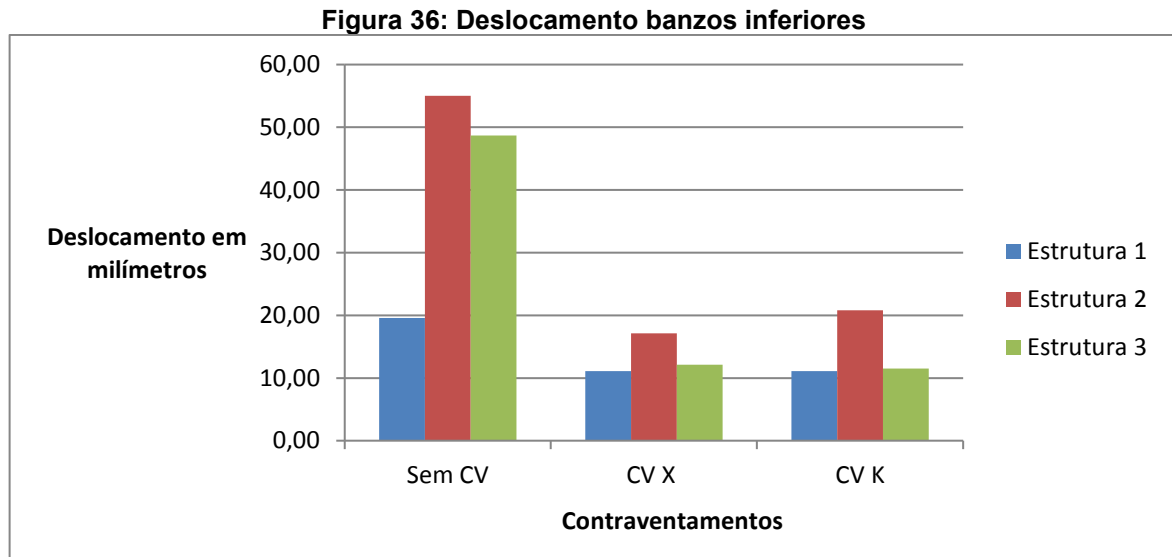
**Tabela 22: Deslocamento banzos inferiores**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem CV</b>	<b>CV X</b>	<b>CV K</b>	<b>Admissível</b>
Estrutura 1	19,60	11,10	11,10	30,00
Estrutura 2	55,00	17,10	20,80	30,00
Estrutura 3	48,70	12,10	11,50	30,00

Fonte: Autor (2019)



Os contraventamentos, como mostrado na figura 36, obtiveram a mesma eficiência na estrutura 1, para a estrutura 2 o contraventamento em X se mostrou a melhor opção.



Fonte: Autor (2019)

#### 6.2.5 Análise de deslocamento das terças de fechamento.

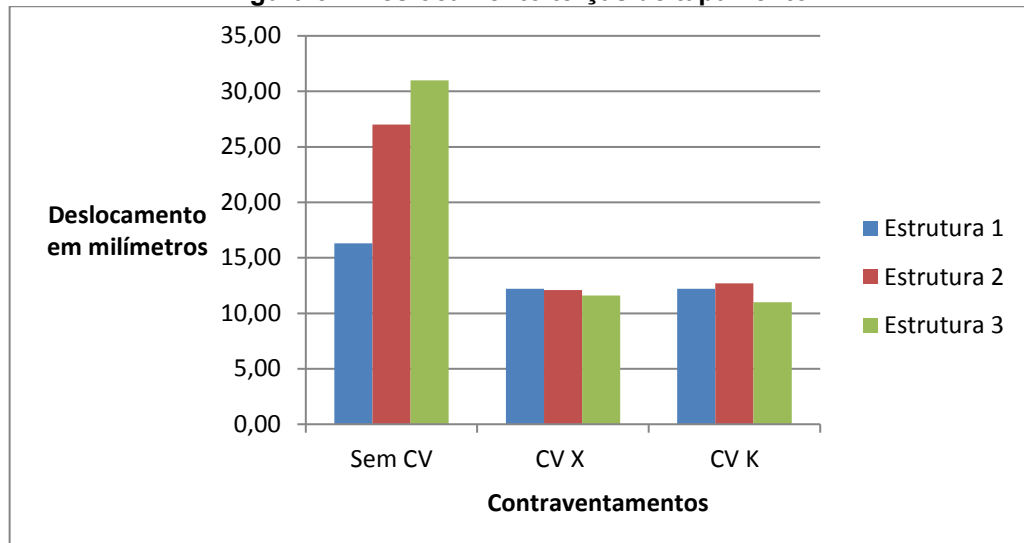
Conforme mostra a tabela 23, nas estruturas 1 e 2 o deslocamento sofrido pelas terças de tapamento são menores ao admissível pela norma. O modelo de pórtico que produz maior deslocamento nas terças foi a estrutura 3.

**Tabela 23: Deslocamento das terças de fechamento**

Estruturas	Sem CV	CV X	CV K	Admissível
Estrutura 1	16,30	12,20	12,20	27,78
Estrutura 2	27,00	12,10	12,70	27,78
Estrutura 3	31,00	11,60	11,00	27,78

Fonte: Autor (2019)

Os contraventamentos demonstraram eficiência distinta conforme as estruturas, como pode se ver na figura 37, apresentando maior redução de deslocamento o contraventamento em K sobre a estrutura 3, onde houve redução de 64,52%, para 62,58% de redução utilizando o contraventamento em X.

**Figura 37: Deslocamento terças de tapamento.**

Fonte: Autor (2019)

#### 6.2.6 Análise de deslocamento da coluna de fechamento

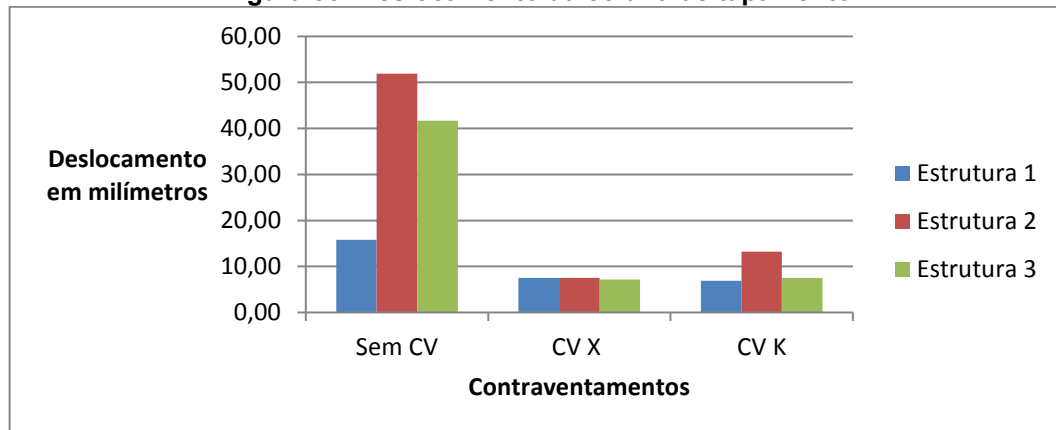
Entre as colunas de fechamento analisadas, a estrutura 2 apresentou menor eficiência estrutural, como mostra a tabela 24. A tabela também revela que para ter um deslocamento admissível todas as colunas necessitam de contraventamento.

**Tabela 24: Deslocamento das colunas de fechamento.**

Estruturas	Sem CV	CV X	CV K	Admissível
Estrutura 1	15,80	7,50	6,90	15,00
Estrutura 2	51,90	7,50	13,20	15,00
Estrutura 3	41,70	7,20	7,50	15,00

Fonte: Autor (2019)

Na análise dos contraventamentos, mostrado na figura 38 o contraventamento em X se demonstrou melhor rendimento em 2 das 3 estruturas.

**Figura 38: Deslocamento da coluna de tapamento**

Fonte: Autor (2019)

### 6.2.7 Análise de deslocamento da viga do beiral

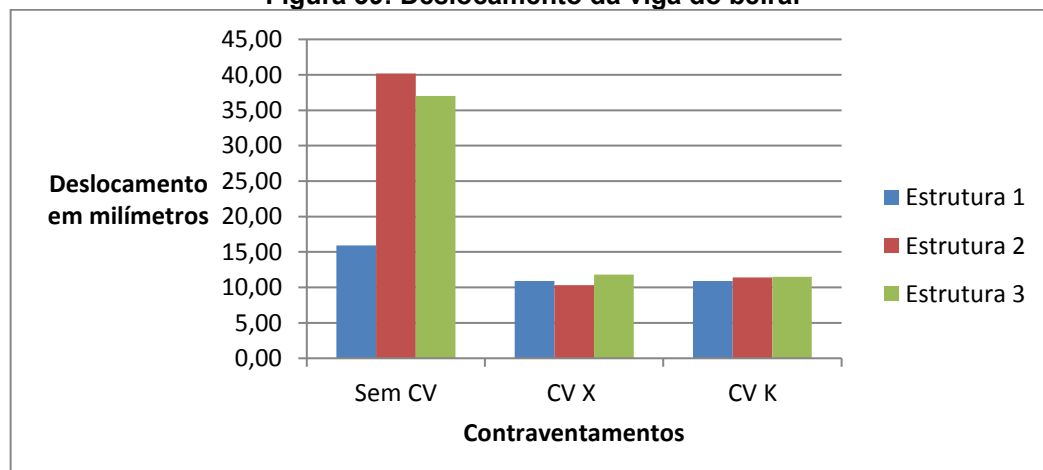
A tabela 25 apresenta que, entre nas estruturas não contraventadas, apenas a estrutura 1 apresenta deslocamento abaixo do admissível.

**Tabela 25: Deslocamento da viga do beiral.**

Estruturas	Sem CV	CV X	CV K	Admissível
Estrutura 1	15,90	10,90	10,90	20,00
Estrutura 2	40,20	10,30	11,40	20,00
Estrutura 3	37,00	11,80	11,50	20,00

Fonte: Autor (2019)

A figura 39 indica que a estrutura com pior eficiência estrutural é a estrutura 2. Entre os contraventamentos, o contraventamento em X demonstrou maior redução de deslocamento entre as estruturas.

**Figura 39: Deslocamento da viga do beiral**

Fonte: Autor (2019)

### 6.2.8 Análise de deslocamento das terças da cumeeira.

A tabela 26 demonstra que dentre as estruturas não contraventadas, apenas as terças da cumeeira da estrutura 1, são aceitas de acordo com o deslocamento máximo admissível. A estrutura 2, sem contraventamento, possui o maior deslocamento, deformando 54,3 % a mais que a estrutura 1 e 10% da estrutura 3.

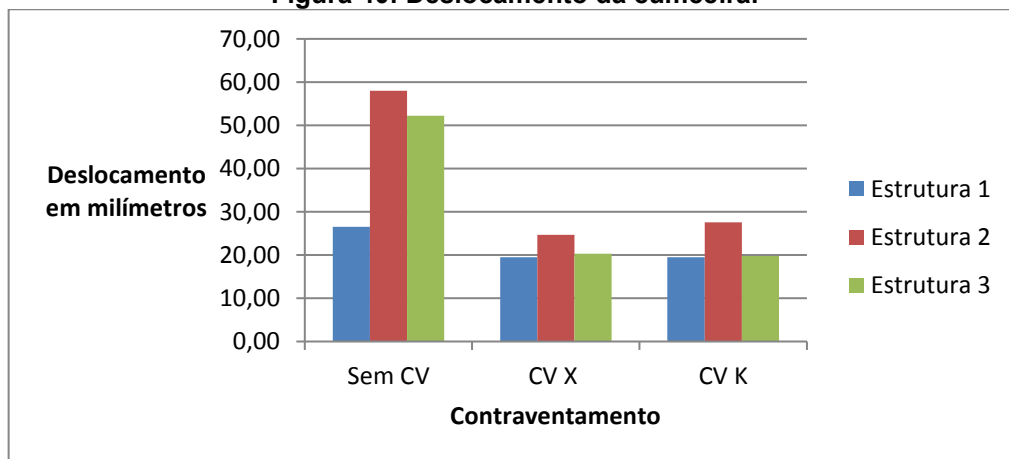
**Tabela 26: Deslocamento das terças da cumeeira.**

<b>Estruturas</b>	<b>Sem CV</b>	<b>CV X</b>	<b>CV K</b>	<b>Admissível</b>
Estrutura 1	26,50	19,50	19,50	27,78
Estrutura 2	58,00	24,70	27,60	27,78
Estrutura 3	52,20	20,30	19,80	27,78

Fonte: Autor (2019)

Entre as estruturas contraventadas, os contraventamentos mostraram a mesma eficiência na estrutura 1, e para estrutura 2, que obteve maior deslocamento, a contraventamento em X é o mais adequado .

**Figura 40: Deslocamento da cumeeira.**



Fonte: Autor (2019)

### 6.2.9 Análise geral de deslocamentos dos componentes.

Para realizar a análise de deslocamento dos componentes por tipo de estrutura, foi escolhido avaliar a deformação sem os contraventamentos, por haver uma grande variedade de modelos de contraventamentos, seja horizontal ou vertical.

As três modelos de estruturas são muito utilizadas na construção civil, porém pela figura 41, podemos observar que a maioria dos componentes da estrutura

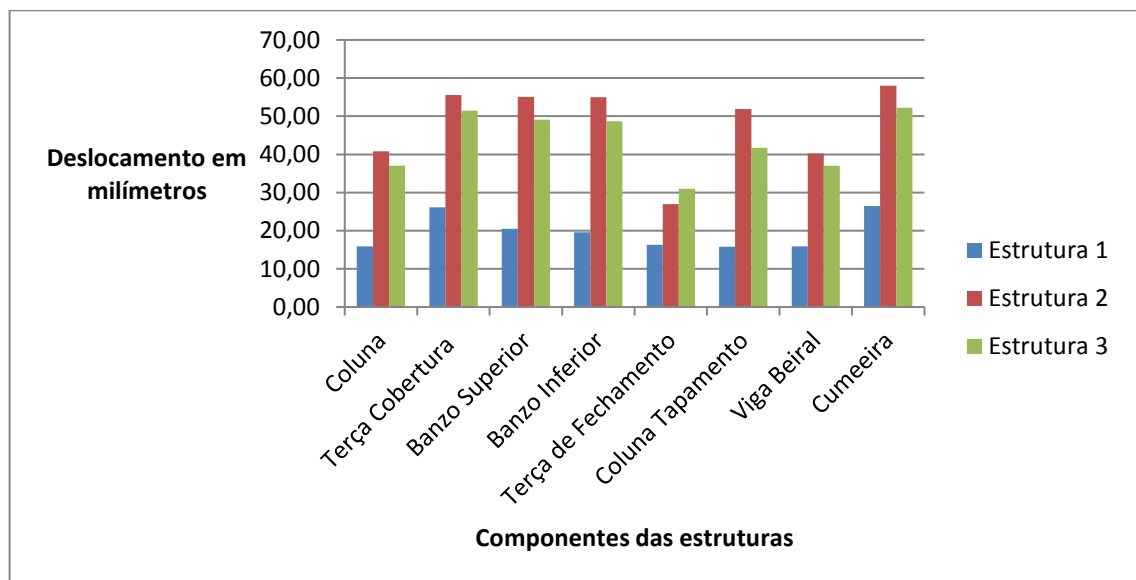
2 sofrem maior deformação, mesmo sendo aplicada as mesmas combinações de carga, já a estrutura 1 demonstrou os melhores resultados.

**Tabela 27: Deslocamento dos componentes sem contraventamentos**

Estruturas	Coluna	Terça	Banzo superior	Banzo inferior	Terça de tapamento	Coluna tapamento	Viga beiral	Cumeeira
Estrutura 1	15,90	26,10	20,50	19,60	16,30	15,80	15,90	26,50
Estrutura 2	40,80	55,60	55,10	55,00	27,00	51,90	40,20	58,00
Estrutura 3	37,00	51,50	49,10	48,70	31,00	41,70	37,00	52,20

Fonte: Autor (2019)

**Figura 41: Deslocamento das componentes por estrutura**



Fonte: Autor (2019)

Deste modo, podemos determinar que a estrutura 1 é a mais eficiente, utilizando como parâmetro o deslocamento dos seu componentes.

Para analisar a eficácia dos contraventamentos, será utilizado como parâmetro, a maior percentagem de diminuição da deformação dos componentes simulados.

Através da tabela 28 é possível constatar que a eficácia dos sistemas de contraventamento varia de acordo com o tipo de contraventamento, o modelo da estrutura e o tipo de componente, e para elaboração da tabela, foi utilizada os componentes com maior redução entre as estruturas. Dentre os componentes, as colunas de tapamento, foi a que mais sofreu redução de deformação em função dos contraventamentos.

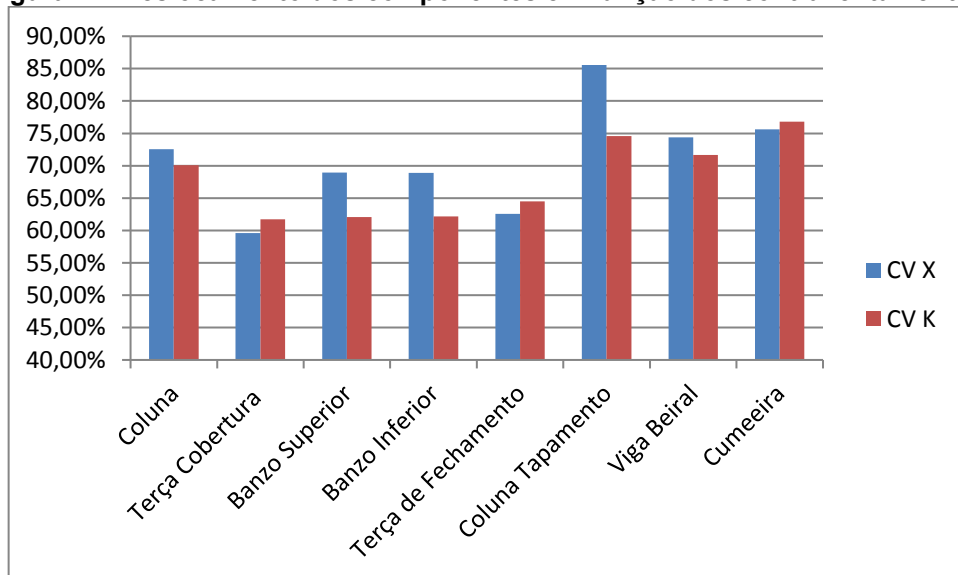
**Tabela 28: Deslocamento dos componentes em função dos contraventamentos**

CV	Coluna	Terça	Banzo superior	Banzo inferior	Terça-tapamento	Coluna-tapamento	Viga beiral	Cumeeira
CV X	72,55%	59,61%	68,97%	68,91%	62,58%	85,55%	74,38%	75,61%
CV K	70,10%	61,75%	62,07%	62,18%	64,52%	74,57%	71,64%	76,83%

Fonte: Autor (2019)

A dificuldade de analisar os contraventamentos verticais é que, nos componentes da cobertura, são os contraventamentos horizontais que causam maior redução de deformação no componente.

Entre os contraventamentos, o contraventamento em X foi mais eficiente 62,5% dos componentes avaliados, como mostra a figura 42.

**Figura 42: Deslocamento dos componentes em função dos contraventamentos.**

Fonte: Autor (2019)

Portanto mediante as análises das estruturas e componentes podemos concluir que a estrutura mais adequada, mediante o critério de deslocamento, é a estrutura com pórtico treliçado com modelo de treliça *Fink* e utilizando o contraventamento vertical em X.

## 7 CONCLUSÕES

O desenvolvimento do presente estudo possibilitou uma análise do dimensionamento de estruturas metálicas, onde pode se obter informações necessárias para que, ao realizar o projeto de um galpão industrial se consiga conciliar custo e eficiência estrutural.

Através dos estudos realizados, foram encontradas combinações de estruturas com diferenças em relação às eficiências desejadas, visto que em relação à massa, temos como mais eficiente a estrutura *Howe* com contraventamento em K, já para o quesito eficiência estrutural, temos que a melhor estrutura é a *Fink* com contraventamento em X, que se mostrou a combinação mais pesada.

Ao analisarmos os valores das estruturas, verificamos que a diferença de preço entre elas são de 9%. É uma pequena diferença, mas que pode ser relevante, quando se tem o objetivo de vencer uma licitação ou há necessidade de redução custos. O engenheiro conhecendo estas diferenças cabe a ele apresentá-las ao contratante, e este fazer a escolha mais apropriada.

A principal dificuldade em comparar a eficiência dos contraventamentos verticais é que, a maior parte da absorção do deslocamento dos componentes da cobertura, é realizada pelos contraventamentos horizontais, portanto, quanto melhor a estruturação dos contraventamentos horizontais for mais vão se sobressair sobre os contraventamentos verticais.

Deve-se considerar também que, os resultados obtidos estão diretamente relacionados com os sistemas estruturais escolhidos, e apesar do estudo ter alcançado o objetivo de demonstrar os diferentes rendimentos das estruturas, pela importância do assunto, ainda é necessário muitos mais estudos para que os projetistas se orientem, na hora de escolher o modelo estrutural mais adequado.

Diante dos resultados obtidos pela pesquisa, recomenda-se a trabalhos futuros analisar estruturas com diferentes modelos de contraventamentos horizontais, diferentes modelos de pórticos, utilizando os pórticos circulares como exemplo e determinar a estrutura com os componentes com menor perfil possível.

## REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6123. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 66, 1988.

ABNT NBR 8800. NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 247, 2008.

ARGENTA, M. Estruturas. UFPR. Disponível em: <<http://www.estruturas.ufpr.br/disciplinas/graduacao/estruturas-metalicas/estruturas-metalicas-material/>>. Acesso em: 10/6/2018.

BATELO, E. A. P.; SILVA, A. R. D.; SILVEIRA, R. A. M.; ROSAS, L. R. B.; LEMES, Í. J. M. Análise dinâmica de pórticos planos de aço com diferentes tipos de ligação base-pilar. Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia, p. 12, 2016.

BELEIGOLI, E. A. Eficiência Dos Contraventamentos Horizontais Em Edifícios Industriais De Aço Dotado De Pontes Rolantes, 2004.

BELLEI, I. H. Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo. 6o ed. 2010.

BELLEI, I. H.; PINHO, F.; PINHO, M. Edifícios de múltiplos andares em aço. 2o ed. 2004.

CBBA. Dimensionamento de Estruturas de Aço. Disponível em: <<http://www.cursoscbca.com.br/moodle/cursos/DimensionamentoEstruturaAco/Modulo3/4.html.bkp>>. Acesso em: 20/11/2019.

CBCA. Estrutura metálica é aposta na construção. Disponível em: <<https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7072>>. Acesso em: 10/6/2019.

CHAMBERLAIN, Z. M.; FICANHA, R. A.; FABEANE, R. Projeto e calculo de estruturas de aço. 1o ed. 2013.

CIMM. Aços de Alta Resistência e Baixa Liga | Materiais - CIMM. Disponível em: <[https://www.cimm.com.br/portal/material\\_didatico/6340-acos-de-alta-resistencia-e-baixa-liga#.Wvo8p4gvzIU](https://www.cimm.com.br/portal/material_didatico/6340-acos-de-alta-resistencia-e-baixa-liga#.Wvo8p4gvzIU)>. Acesso em: 14/5/2018.

CYWILISKI, B. Z.; JASINA, M.; NIEWITECKI, S. Howe Truss Behavior Interpreted by Deflections, 1993.



DIAS, L. A. D. M. Estruturas de Aço. Conceito , Técnicas e Linguagem. 4o ed. 2002.

DLUBAL. O que é o Rfem. Disponível em: <<https://www.dlubal.com/pt/produtos/software-aef-rfem/o-que-e-o-rfem>>. Acesso em: 20/10/2019.

EXAME. Os 10 maiores produtores de aço do mundo | EXAME. Disponível em: <<https://exame.abril.com.br/economia/os-10-maiores-produtores-de-aco-do-mundo/>>. Acesso em: 16/6/2018.

FONSECA BRAGANÇA PINHEIRO, A. C. Estruturas Metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos. 2o ed. 2005.

FRANK, R. Structural Analysis. 4o ed. 2008.

GIL, A. C. Como Elaborar Projetos de Pesquisa. 4o ed. 2002.

GRIGGS, F. The Warren truss. Disponível em: <<https://www.structuremag.org/?p=8715>>. Acesso em: 19/11/2019.

LOSCHIAVO, C. F. O que é aço carbono. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/o-que-e-aco-carbono>>. Acesso em: 14/5/2018.

MCCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. Structural Steel Design. 5th ed. 5o ed. 2006.

NASCIMENTO, B. M. Abordagem Didática E Prática Da Ação Do Vento Em Edificações. , p. 22, 2016.

NETO, H. F. Análise da ação do vento em um galpão metálico de telhado curvo. , p. 80, 2015.

NOGUEIRA, G. Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio. , p. 179, 2009.

PFEIL, W. Estruturas de aço Dimensionamento prático. 8o ed. 2009.

PODANOV, C. C.; FREITAS, E. C. DE. Metodologia do Trabalho Científico: Métodos e Técnicas da Pesquisa e do Trabalho Acadêmico. 2o ed. 2013.

PRAVIA, Z. M. C. Visualventos. , 2008.

REBELLO, Y. C. P. Bases para Projetos Estruturais na Arquitetura. 2o ed. 2008.

REBELLO, Y. C. P. Sistemas Estruturais em Aço na Arquitetura. 1o ed. 2009.

SANTOS, A. F. Estruturas Metálicas - Projetos e detalhes para fabricação. 3o ed. 1977.

SANTOS, B. K. DOS; QUADROS, M. L. DE. Processos de Conformação. 1o ed. 2018.

SEWARD, D. Understanding Structures. 2o ed. 1998.

SILVA, V. P. E. Dimensionamento de estruturas de aço. 1o ed. 2012.

SILVA, V. P.; PANONNI, F. D. Estruturas de aço de edifícios - Aspectos tecnológicos e de concepção. 1o ed. 2010.

SIQUEIRA, A. D.; DIAS, I. G. C.; SOUSA, V. N. Projeto de análise estrutural, porque e quando fazer. Disponível em: <<http://pjufmg.com.br/artigos/projetos-de-analise-estrutural-por-que-e-como-fazer>>. Acesso em: 15/6/2018.

SKYCIV. Types of Truss Structures. Disponível em: <<https://skyciv.com/docs/tutorials/truss-tutorials/types-of-truss-structures/>>. Acesso em: 20/11/2019.

SMITH, W. F.; HASHEMI, J. Fundamentos Da Engenharia E Ciência Dos Materiais. 5o ed. 2012.

SURUCEANU, I. Métodos de análise em estruturas metálicas. , p. 107, 2015.

## APÊNDICES A – CÁLCULOS DAS FORÇAS DA AÇÃO DO VENTO

No apêndice A será apresentadas os cálculos de força do vento, que foram realizados com a ajuda do programa Visualventos.

Para determinar a velocidade de básica do vento, utiliza-se a isopleta que segundo ABNT NBR 6123:88, para este trabalho será considerada a cidade de Ilha Solteira, São Paulo.

$$V_0 = 40 \text{ m/s}$$

O Fator topográfico  $S_1$ , que é o fator que depende das características topográficas do terreno da construção será considerada a característica do terreno plano ou fracamente acidentado.

$$S_1 = 1$$

O Fator de rugosidade do terreno  $S_2$ , será considerado como categoria V, ou seja, a cota media do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Classe B

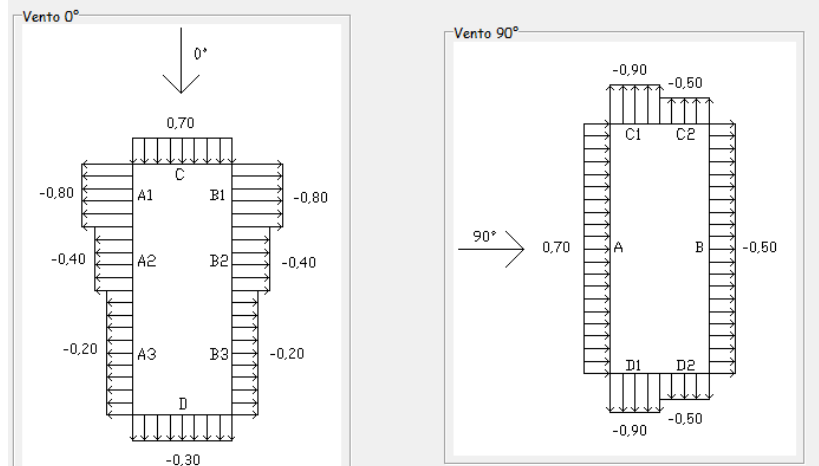
$$S_2 = 0,67$$

Para determinar o fator estatístico  $S_3$ , será escolhido o grupo 2, edificações para comercio e industrias com alto fator de ocupação

$$S_3 = 1$$

Para determinar o coeficiente de pressão externa nas paredes, o programa se baseia na tabela 4 da norma NBR 6123:88, onde através da altura relativa pode se determinar os valores dos  $C_{pe}$  e  $C_{pe}$  médio.

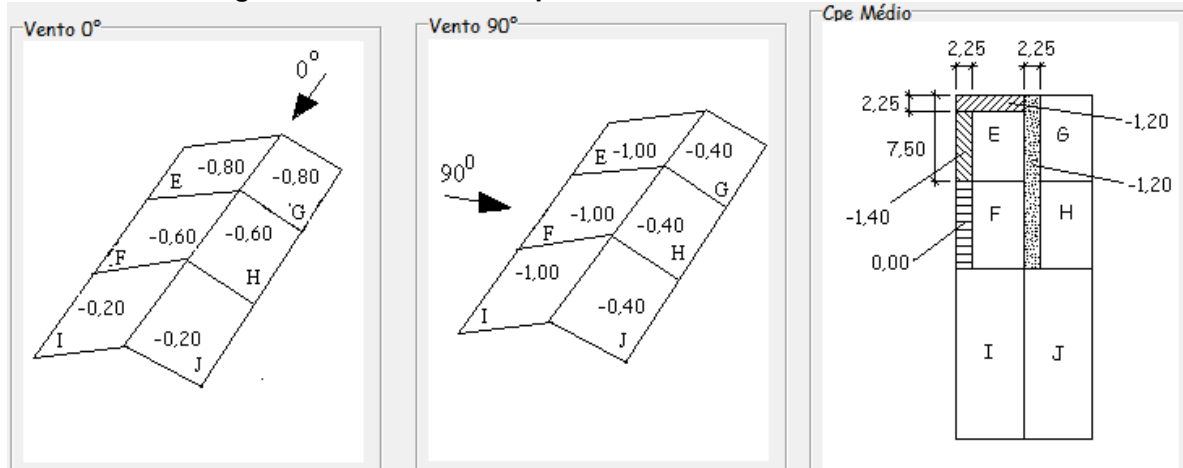
**Figura 43: Coeficientes de pressão externas relativas as paredes.**



Fonte: Pravia (2008)

Para determinar os valores dos coeficientes de pressão do telhado o programa utiliza a tabela 5 da norma ABNT NBR 6123 (1988), onde para se determinar os valores dos  $C_{pe}$  e  $C_{pe}$  médio, é necessário os valores da altura relativa e ângulo de inclinação.

**Figura 44: Coeficiente de pressão externo referente a cobertura**



Fonte: Pravia (2008)

Para determinar os coeficientes de pressão interna, será considerado as paredes internas permeáveis a pressão interna, e as outras impermeáveis. Então de acordo com a norma os valores a se considerar para  $C_{pi}$  são:

$C_{pi} = +0,2$ , para vento perpendicular a uma face permeável

$C_{pi} = -0,3$ , para vento perpendicular a uma face impermeável

Para determinar a velocidade característica do vento, podemos utilizar a equação (2):

$$V_K = V_0 \times S1 \times S2 \times S3$$

$$V_K = 26,72 \text{ m/s}$$

Assim podemos determinar a pressão dinâmica, através da equação (1):

$$Q = 0,613 \times V_K^2$$

$$Q = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

Agora podemos determinar a força resultante conforme a equação (4).

$$F = C_p \times q \times A$$

Vale lembrar que quando a força do vento é aplicada as placas de tapamento ou para o telhado, essa carga é transmitida integralmente para as terças, portanto podemos fazer a distribuição de forças de forma linear. Logo foi definido para 2 metros para distância entre as terças de cobertura e 1 metro entre as terças de tapamento.

Já podemos calcular as forças do vento sobre as paredes e o a cobertura da estrutura, separando elas pelo coeficiente de pressão externa, como pode ser visualizado na figura 43 para as forças relativas as paredes e a figura 44, para as forças relativas a cobertura.

Então a força do vento para paredes e o telhado, com o vento a 0° temos.  
Cpi= +0,2.

**Tabela 29: Forças da ação do vento a 0°, Cpi= 0,2**

Área	Cpe	Cpi	Força [ kN x m]
C	0,70	0,20	0,22
A1 e B1	-0,80	0,20	-0,44
A2 e B2	-0,40	0,20	-0,26
A3 e B3	-0,20	0,20	-0,18
D	-0,30	0,20	-0,22
E e G	-0,80	0,20	-0,88
F e H	-0,60	0,20	-0,70
I e J	-0,20	0,20	-0,35

Fonte: Autor (2019)

Para Cpi= -0,3, temos:

**Tabela 30:Forças da ação do vento a 0°, cpi= -0,3**

Área	Cpe	Cpi	Força [ kN x m]
C	0,70	-0,30	0,44
A1 e B1	-0,80	-0,30	-0,22
A2 e B2	-0,40	-0,30	-0,04
A3 e B3	-0,20	-0,30	0,04
D	-0,30	-0,30	0,00
E e G	-0,80	-0,30	-0,44
F e H	-0,60	-0,30	-0,26
I e J	-0,20	-0,30	0,09

Fonte: Autor (2019)

Então a força do vento para paredes e o telhado, com o vento a 90° temos.  
Com Cpi =+ 0,2

**Tabela 31:Forças da ação do vento a 90°, cpi= 0,2**

Área	Cpe	Cpi	Força [ kN x m]
D1 e C1	-0,90	0,20	-0,48
D2 e C2	-0,50	0,20	-0,31
A	0,7	0,20	0,22
B	-0,50	0,20	-0,31
JHG	-1,00	0,20	-1,06
IFE	-0,40	0,20	-0,53

Fonte: Autor (2019)

Com  $C_{pi} = -0,3$

**Tabela 32: Forças da ação do vento a  $90^\circ$ ,  $c_{pi} = -0,3$**

<b>Área</b>	<b><math>C_{pe}</math></b>	<b><math>C_{pi}</math></b>	<b>Força [ kN x m ]</b>
D1 e C1	-0,90	-0,30	-0,26
D2 e C2	-0,50	-0,30	-0,09
A	0,70	-0,30	0,44
B	-0,50	-0,30	-0,09
JHG	-1,00	-0,30	-0,62
IFE	-0,40	-0,30	-0,09

Fonte: Autor (2019)

Para efeito de cálculos, para a simulação serão considerada as forças de vento com coeficiente de pressão interna igual a 0,2.

## APÊNDICES B - RESULTADOS DIMENSIONAMENTO COMPONENTES CRÍTICOS

No apêndice B serão apresentados os apenas os resultados dos dimensionamentos dos componentes críticos de cada estrutura estudada.

Para estrutura 1 á seguir será apresentado os resultados do dimensionamento da coluna.

**Tabela 33: Resultado dimensionamento coluna estrutura 1**

Carregamentos Máximos		
	Valor	Unidade
Vsd	15,83	kN
Msd	26,39	kN x m
Nsd	29,00	kN x m
Verificação de esbeltez		
Lx/rx	51,00	<200
Ly/ry	110,00	<200
Verificação de capacidade a compressão		
Nex	1162,00	kN
Ney	3959,00	kN
Nez	1242,00	kN
Ne	1162,00	kN
Nrd	926,79	kN
Verificação de capacidade a Flexão		
Mflt	247,65	kN x m
Mflm	170,68	kN x m
Mfla	247,65	kN x m
Mrd	247,65	kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento		
Vrd	438,48	kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes		
Nsd/Nrd	0,05	<0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{CRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,09	<01 OK

Fonte : Autor (2019)



Será apresentado os resultados da dimensionamento dos banzo superior pela tabela 34.

**Tabela 34: Resultado dimensionamento banzo superior da estrutura 1**

Carregamento máximo		
Vsd	62,22	kN
Msd	5,61	kN x m
Nsd	11,86	kN
Verificação de esbeltez		
Lx/rx	33,63	<200 OK
Ly/ry	107,14	<200 OK
Verificação de capacidade a compressão		
Nex	2634,00	kN
Ney	259,40	kN
Nez	1891,00	kN
Ne	195,49	kN
Nrd	206,81	kN
Verificação de capacidade a Flexão		
Mflt	188,14	kN x m
Mflm	319,82	kN x m
Mfla	303,15	kN x m
Mrd	188,14	kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento		
Vpl	667,13	kN
Vrd	606,48	kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes		
Nsd/Nrd	0,14	<0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{eRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,06	<1 OK

Fonte : Autor (2019)

A tabela 35, apresenta o resultado de dimensionamento da cumeeira da estrutura 1

**Tabela 35: Resultado do dimensionamento da cumeeira da estrutura 1**

Carregamento máximo		
Vsd	4,13	kN
Msd	3,53	kN x m
Nsd	0,00	kN
Verificação de esbeltez		
Lx/rx	10,71	<200 OK
Ly/ry	40,65	<200 OK
Verificação de capacidade a Flexão		
Mfit	949,40	kN x m
Mflm	402,14	kN x m
Mfla	492,10	kN x m
Mrd	15,48	kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento		
Vpl	155,63	kN
Vrd	865,80	kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes		
Nsd/Nrd	0,14	<0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,23	<1 OK

Fonte : Autor (2019)

Dimensionamentos das vigas de tapamento são apresentadas na figura 36.

**Tabela 36: Resultado do dimensionamento das terças de tapamento estrutura 1**

Carregamento máximo		
Vsd	3,21	kN
Msd	2,85	kN x m
Nsd	0,00	kN
Verificação de esbeltez		
Lx/rx	10,71	<200 OK
Ly/ry	40,65	<200 OK
Verificação de capacidade a Flexão		
Mcr	12,69	kN x m
Mpl	17,99	kN x m
Mfit	11,54	kN x m
Mflm	18,51	kN x m
Mfla	16,35	kN x m
Mrd	11,54	kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento		
Vpl	155,63	kN
Vrd	141,48	kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes		
Nsd/Nrd	0,03	<0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,06	<1 OK

Fonte : Autor (2019)

A seguir temos os resultados dos dimensionamentos da coluna da estrutura

2.

**Tabela 37: Resultado dimensionamento das colunas da estrutura 2**

Carregamentos Máximos		
Vsd	15,39	kN
Msd	34,82	kN x m
Nsd	34,82	kN x m
Verificação de esbeltez		
Lx/rx	51,00	<200 OK
Ly/ry	110,00	<200 OK
Verificação de capacidade a compressão		
Nex	1162,00	kN
Ney	3959,00	kN
Nez	1242,00	kN
Ne	1162,00	kN
Nrd	926,79	kN
Verificação de capacidade a Flexão		
Mflt	247,650	kN x m
Mflm	283,190	kN x m
Mfla	247,650	kN x m
Mrd	247,650	kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento		
Vrd	438,48	KN
Verificação para combinação de esforços solicitantes		
Nsd/Nrd	0,202	>0,2
$\frac{N_{SD}}{N_{CRD}} + 8 \cdot \frac{M_{SD}}{9 \cdot M_{RD}}$	0,327	<1 ok

Fonte : Autor (2019)

A tabela 38 apresenta os resultados do dimensionamento dos banzos superiores da estrutura 2

**Tabela 38: Resultado dimensionamento das banzo superior da estrutura 2**

Carregamento máximo	
Vsd	62,22 kN
Msd	5,61 kN x m
Nsd	11,86 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	68,60 <200 OK
Ly/ry	57,14 <200 OK
Verificação de capacidade a compressão	
Nex	633,05 kN
Ney	911,95 kN
Nez	1891,00 kN
Ne	633,05 kN
Nrd	504,74 kN
Verificação de capacidade a Flexão	
Mfit	188,14 kN x m
Mflm	319,82 kN x m
Mfla	303,15 kN x m
Mrd	188,14 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vpl	667,13 kN
Vrd	606,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,14 < 0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{CRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,06 < 1 ok

Fonte : Autor (2019)

A tabela 39 apresenta os resultados do dimensionamento da cumeeira da estrutura 2.

**Tabela 39: Resultado dimensionamento das cumeeiras da estrutura 2**

Carregamento máximo	
Vsd	3,61 kN
Msd	2,55 kN x m
Nsd	0,00 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	10,71 <200 OK
Ly/ry	40,65 <200 OK
Verificação de capacidade a Flexão	
Mflt	16,35 kN x m
Mflm	16,35 kN x m
Mfla	14,02 kN x m
Mrd	14,02 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vpl	155,63 kN
Vrd	141,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,00
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,16 <1 ok

Fonte : Autor (2019)

A tabela 40 apresenta os resultados do dimensionamento da estrutura 2.

**Tabela 40: Resultado dimensionamento das terças de tapamento da estrutura 2**

Carregamento máximo	
Vsd	1,07 kN
Msd	1,03 kN x m
Nsd	0,00 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	10,71 <200 OK
Ly/ry	40,65 <200 OK
Verificação de capacidade a Flexão	
Mflt	14,68 kN x m
Mflm	17,10 kN x m
Mfla	16,35 kN x m
Mrd	14,68 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vrd	141,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0<0,2
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,07 <1 OK

Fonte : Autor (2019)

A tabela 41 apresenta os resultados do dimensionamento das colunas da estrutura 3.

**Tabela 41: Resultado dimensionamento das colunas da estrutura 3**

Carregamentos Máximos	
Vsd	9,13 kN
Msd	14,97 kN x m
Nsd	45,7 kN x m
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	51,00 <200 OK
Ly/ry	24,45 <200 OK
Verificação de capacidade a compressão	
Nex	1162,00 kN
Ney	3959,00 kN
Nez	1242,00 kN
Ne	1162,00 kN
Nrd	926,79 kN
Verificação de capacidade a Flexão	
Mfit	247,650 kN x m
Mflm	160,357 kN x m
Mfla	247,650 kN x m
Mrd	160,357 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vrd	438,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,049 kN x m
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,118 <1 OK

Fonte : Autor (2019)



A tabela 42 apresenta o dimensionamento dos banzos superiores referentes a estrutura 3.

**Tabela 42: Resultado dimensionamento das banzo superior da estrutura 3**

Carregamento máximo	
Vsd	62,22 kN
Msd	5,61 kN x m
Nsd	11,86 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	68,60 <200 OK
Ly/ry	57,14 <200 OK
Verificação de capacidade a compressão	
Nex	633,05 kN
Ney	911,95 kN
Nez	1891,00 kN
Ne	633,05 kN
Nrd	504,74 kN
Verificação de capacidade a Flexão	
Mflt	92,22 kN x m
Mflm	333,72 kN x m
Mfla	303,15 kN x m
Mrd	92,22 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vpl	667,13 kN
Vrd	606,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,14
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,08

Fonte : Autor (2019)

A tabela 43 apresenta os resultados de dimensionamento da cumeeira.

**Tabela 43: Resultado dimensionamento das cumeeiras da estrutura 3**

Carregamento máximo	
Vsd	3,61 kN
Msd	2,55 kN x m
Nsd	0,00 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	10,71 <200 OK
Ly/ry	40,65 <200 OK
Verificação de capacidade a Flexão	
Mfit	16,35 kN x m
Mflm	16,35 kN x m
Mfla	14,02 kN x m
Mrd	14,02 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vpl	155,63 kN
Vrd	141,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,00
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,19 <1 ok

Fonte : Autor (2019)

A tabela 44, apresenta os resultados das vigas de tapamento referente a estrutura 3.

**Tabela 44: Resultado dimensionamento das vigas de tapamento da estrutura 3**

Carregamento máximo	
Vsd	1,09 kN
Msd	0,47 kN x m
Nsd	0,00 kN
Verificação de esbeltez	
Lx/rx	10,71 <200 OK
Ly/ry	40,65 <200 OK
Verificação de capacidade a Flexão	
Mflt	13,53 kN x m
Mflm	17,62 kN x m
Mfla	16,35 kN x m
Mrd	13,53 kN x m
Verificação de capacidade de cisalhamento	
Vpl	155,63 kN
Vrd	141,48 kN
Verificação para combinação de esforços solicitantes	
Nsd/Nrd	0,03
$\frac{N_{SD}}{2 \cdot N_{cRD}} + \frac{M_{SD}}{M_{RD}}$	0,04

Fonte : Autor (2019)