

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA MECÂNICA  
CURSO DE ENGENHARIA MECÂNICA**

**LUIS FERNANDO QUEIROZ DE PAULA**

**VERIFICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA CONSTITUÍDA DE PERFIS FORMADOS A  
FRIO DE ACORDO COM A ABNT NBR 14762:2010: UM ESTUDO DE CASO DE UMA  
ESTRUTURA METÁLICA NA REGIÃO SUDOESTE DO PARANÁ**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO**

**2018**

LUIS FERNANDO QUEIROZ DE PAULA

**VERIFICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA CONSTITUÍDA DE PERFIS  
FORMADOS A FRIO DE ACORDO COM A ABNT NBR 14762:2010: UM ESTUDO  
DE CASO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA NA REGIÃO SUDOESTE DO  
PARANÁ**

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.

Orientador: Prof. MsC. Maurício Pegoraro

PATO BRANCO

2018

## FOLHA DE APROVAÇÃO

### VERIFICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA CONSTITUÍDA DE PERFIS FORMADOS A FRIO DE ACORDO COM A ABNT NBR 14762:2010: UM ESTUDO DE CASO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA NA REGIÃO SUDOESTE DO PARANÁ

Luis Fernando Queiroz de Paula

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado no dia 14/11/2018 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)

---

Prof. Dr. Fábio Rodrigo Mandello Rodrigues  
(UTFPR)

---

Prof. MsC. Maurício Pegoraro  
(UTFPR)  
Orientador

---

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

\*A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso de Engenharia Mecânica

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha família que me apoiou desde o início até o presente momento, em especial minha mãe Iraides, e avós Vanda e Otaiques.

## **AGRADECIMENTOS**

Começo agradecendo novamente minha mãe Iraides, avós Vanda e Ottaides, que foram a minha base e fonte de inspiração para alcançar todos os meus sucessos.

Gostaria de mencionar a minha namorada Nathália Costa, que muitas vezes me manteve focado e calmo para os desafios, com amor e paciência.

Agradecer imensamente a Universidade Tecnológica Federal do Paraná, e todos os profissionais que fizeram parte da minha jornada acadêmica, desde as moças da limpeza até o professor mais renomado, que de alguma forma me propiciaram essa conquista. Em especial o professor Maurício Pegoraro, pelo tempo concedido na orientação deste trabalho, Diego Rosseto, Fábio Mandello, Robson Trentin e Rodrigo Villaca pelo despertar de interesse na área estrutural e projetos.

Destacar meus amigos que fizeram parte desta jornada desde o início, Higor, Clayton, Douglas, Jonathan, Pietro, Cássia, Guilherme, Gustavo, Leonardo, Lucas, Matheus, Paulo, William e Vinícius. Em especial Elisa Basei, Denise Tecchio e Sharlane da Costa, sempre em conjunto se ajudando.

Por fim, mas não menos importante, não poderia deixar de citar meus amigos de Aparecida do Taboado – MS, grupo denominado “Amigos do Boa Noite”, que foram meus companheiros de toda vida e que sempre estarão comigo.

## RESUMO

PAULA, LUIS FERNANDO Q. Verificação de uma estrutura metálica constituída de perfis formados a frio de acordo com a ABNT NBR 14762:2010: um estudo de caso de uma estrutura metálica na região sudoeste do Paraná. 2018. 82 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2018.

Este trabalho traz uma abordagem sobre os fatores que causam colapsos nas estruturas metálicas na região sudoeste do Paraná, tendo como problemática, o crescente número de colapsos das mesmas. É realizado a partir de dados em conjunto com uma empresa parceira que cedeu estes dados de um projeto. Tem como desenvolvimento a aplicação das normas ABNT NBR 14762:2010 e NBR 6123:1988, referente respectivamente a verificação de perfis formados a frio e norma de ação do vento em estruturas. Os cálculos seguem de forma a obter as solicitantes em certos casos de ação e a resistência dos componentes para o mesmo. Foi utilizado softwares RFEM e VisualVentos para auxílio dos cálculos de deslocamentos, forças internas e ação do vento, respectivamente. Os resultados quanto ao perfil utilizado nas terças de cobertura são insatisfatórios, porém o perfil utilizado nos pórticos é considerado suficiente. O material foi ensaiado e teve seu valor de tensão determinado.

**Palavras-chave:** Estruturas metálicas, verificação de perfis formados a frio, colapsos.

## ABSTRACT

PAULA, LUIS FERNANDO Q. Verification of a metallic structure consisting of cold formed profiles according to ABNT NBR 14762:2010: a case study of a metallic structure in the southwestern region of Paraná. 2018. 82 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2018.

This work presents an approach on the factors that cause collapses in the metallic structures in the southwestern region of Paraná, having as problematic, the increasing number of collapses of the same ones. It is done from data in conjunction with a partner company that has ceded this data to a project. It has as development the application of the norms ABNT NBR 14762: 2010 and NBR 6123: 1988, referring respectively to the verification of profiles formed in cold and standard of action of wind in structures. The calculations follow in order to obtain the action in certain cases and the resistance of the components for the same. RFEM and VisualVentos software were used to aid the calculations of displacements, internal forces and wind action, respectively. The results regarding the profile used on tierces of coverage are unsatisfactory, but the profile used in the porches is considered sufficient. The material was tested and had its tension value determined.

**Keywords:** Metal structures, examination of profiles cold formed, collapses.

## LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de equilíbrio Fe-C para teores de carbono entre 0% e 6,7%.....	14
Figura 2 - Partes componentes de um galpão com colunas em perfis I e tesouras. ....	16
Figura 3 - Perfil I .....	16
Figura 4 - Perfil U.....	17
Figura 5 - Seções comuns de perfis soldados.....	17
Figura 6 - Seções comuns de perfis conformados a frio.....	18
Figura 7 - Distribuição de frequência da solicitação S e da resistência R.....	19
Figura 8 - Problemas e soluções para casos de umidade .....	21
Figura 9 – Coeficientes de pressão e forma, externos, para paredes de edificações. ....	24
Figura 10 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações.....	25
Figura 11 - Tabela C.1 .....	26
Figura 12 -Força transversal do vento atuando em um prisma estrutural.....	37
Figura 13 - Máquina Universal de Ensaio EMIC .....	40
Figura 14 - Ponteamento prévio do pórtico .....	41
Figura 15 - Pórtico no gabarito .....	42
Figura 16 - Detalhe do ponteamento de solda .....	42
Figura 17- Travamento das terças .....	43
Figura 18 - Montagem da estrutura .....	44
Figura 19 - Estrutura no momento atual .....	44
Figura 20 - Velocidades básicas do vento .....	46
Figura 21 - Coeficiente de pressão externa para vento 0° no telhado .....	47
Figura 22 - Coeficiente de pressão externa para vento 90° no telhado .....	48
Figura 23 - Coeficiente de pressão externa médio no telhado .....	48
Figura 24 - Boneco de combinações para vento 0° e Cpi -0.3.....	49
Figura 25 - Boneco de combinações para vento 0° e Cpi 0.0 .....	49
Figura 26 - Boneco de combinações para vento 90° e Cpi -0.3.....	49
Figura 27- Boneco de combinações para vento 90° e Cpi 0.0 .....	49
Figura 28 - Boneco de esforços resultantes para vento 0° e Cpi -0.3.....	50
Figura 29 - Boneco de esforços resultantes para vento 0° e Cpi 0.0 .....	50
Figura 30 - Boneco de esforços resultantes para vento 90° e Cpi -0.3.....	50
Figura 31 - Boneco de esforços resultantes para vento 90° e Cpi 0.0 .....	51
Figura 32 - Perfil U dobrado enrijecido .....	51
Figura 33 - Pórtico treliçado simulado .....	54
Figura 34 - Projeto do pórtico treliçado fornecido pela empresa .....	54
Figura 35 - Pórtico treliçado construído .....	54
Figura 36 - Perfil U dobrado .....	55
Figura 37 - Elemento mais solicitado .....	56
Figura 38 - Corpo de prova antes do ensaio .....	57
Figura 39 - Corpo de prova após ensaio.....	58
Figura 40 - Curva Carga x Deslocamento de mesa .....	58
Figura 41 - Caso de carga para ventos 0° e Cpi -0.3.....	75
Figura 42 -Caso de carga para ventos 0° e Cpi 0.0 .....	75
Figura 43 - Caso de carga para ventos 90° e Cpi -0.3.....	75
Figura 44 - Caso de carga para ventos 90° e Cpi 0.0 .....	76
Figura 45 - Caso de carga para ação acidental .....	76
Figura 46 - Deslocamento para ventos 0° e Cpi -0.3 .....	77
Figura 47 - Deslocamento para ventos 0° e Cpi 0.0 .....	77
Figura 48 - Deslocamento para ventos 90° e Cpi -0.3.....	78

<b>Figura 49 - Deslocamento para ventos 90° e Cpi 0.0 .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 50 - Deslocamento para ação acidental .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 51 - Forças normais para ventos 0° e Cpi -0.3.....</b>	<b>79</b>
<b>Figura 52 - Forças normais para ventos 0° e Cpi 0.0.....</b>	<b>79</b>
<b>Figura 53 - Forças normais para ventos 90° e Cpi -0.3.....</b>	<b>79</b>
<b>Figura 54 - Forças normais para ventos 90° e Cpi 0.0.....</b>	<b>80</b>
<b>Figura 55 - Forças normais para ação acidental.....</b>	<b>80</b>

## LISTAS DE TABELAS

Tabela 1- Origem das falhas de serviços em edifícios (em %)	34
Tabela 2 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos	35
Tabela 3 - Expoente p e parâmetro b	36
Tabela 4 - Características do galpão	45
Tabela 5 - Cargas solicitantes terças	52
Tabela 6 - Momentos solicitantes terças	52
Tabela 7 - Esforços resistentes terças eixo X	52
Tabela 8 - Deslocamentos terças	53
Tabela 9 - Cargas solicitantes pórtico	55
Tabela 10 - Deslocamentos pórtico	55
Tabela 11 - Solicitantes e resistências do perfil com pior caso	56
Tabela 12 - Valores ensaio	59

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1 OBJETIVOS .....	12
1.1.1 Geral.....	12
1.1.2 Específicos .....	12
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>13</b>
2.1 ESTRUTURAS METÁLICAS .....	13
2.1.1 Designação dos aços .....	13
2.1.2 Aços estruturais.....	14
2.1.3 Elementos de estrutura de aço.....	15
2.1.4 Segurança e filosofia de projetos. ....	18
2.1.5 Normas.....	21
2.1.6 Dimensionamento .....	22
2.1.7 Colapsos .....	33
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>38</b>
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA .....	38
3.2 ETAPAS DA PESQUISA.....	38
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>41</b>
4.1 EMPRESA.....	41
4.2 GALPÃO.....	45
4.3 AÇÃO DO VENTO .....	45
4.3.1 Velocidade básica, velocidade característica e pressão dinâmica. ....	45
4.3.2 Coeficientes de pressão e forma externos e internos do telhado.....	47
4.3.3 Combinações e esforços causados pelo vento .....	48
4.4 VERIFICAÇÃO DAS TERÇAS DE COBERTURA.....	51
4.5 VERIFICAÇÃO DO PÓRTICO .....	53
4.6 ANÁLISE DO MATERIAL UTILIZADO .....	57

<b>5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>61</b>
REFERÊNCIAS .....	62
APÊNDICE A - MEMORIAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DAS TERÇAS.	64
APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO PARA RESISTÊNCIA DO ELEMENTO MAIS SOLICITADO DO PÓRTICO .....	71
APÊNDICE C – CASOS DE CARGA DA SIMULAÇÃO DO PÓRTICO.....	75
APÊNDICE D – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS DAS SIMULAÇÕES DO PÓRTICO .....	77
APÊNDICE E – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS DAS SIMULAÇÕES DO PÓRTICO .....	79

## 1 INTRODUÇÃO

O uso de estruturas metálicas no setor de industrial é bastante comum, devido ao aumento da área útil, diversidade, rápida instalação, manutenção idealizada e outros benefícios. Porém é imprescindível um estudo bem realizado da região, do local a ser instalado, e obviamente, o dimensionamento correto da estrutura, tornando então o sistema seguro e sem riscos.

Segundo Chamberlain (2013), existem várias concepções para estruturas de aços, as quais se destacam: em duas águas, com cobertura em alma cheia, sistema treliçado, geminado; em quatro meia-águas, geminado ou não, e coberturas em arco treliçados, e cada uma possui características diferentes, com vantagens e desvantagens.

Nos últimos anos, houveram casos de queda de estruturas metálicas na região sudoeste do Paraná e principalmente oeste de Santa Catarina, decorrentes estas de mudanças climáticas que foram se instaurando na zona citada. Ventos fortes e temporais se tornaram mais intensos e prejudicaram grande parte do setor industrial nas localidades mencionadas, atrapalhando todo o desenvolvimento comercial e financeiro.

Segundo o relatório de Avaliação Nacional (RAN1), desenvolvido pelo Painel Brasileiro de Mudanças Climáticas (PBMC) em 2013, as regiões sul e sudeste irão ter suas temperaturas aumentadas e uma crescente e intensificação das chuvas, resultante do tão conhecido Efeito Estufa. Isso nos leva a uma enorme necessidade de estudar sobre o assunto, evitando novas estruturas de ruírem caso não sejam avaliadas.

Deve-se levar em conta estruturas antigas e como foram desenvolvidas em outro momento. Para isso pode-se criar uma estratégia de manutenção e impedir que novos acidentes ocorram com essas divergências climatológicas que se tornam cada vez mais frequentes.

Quanto maior a estrutura, maior é a influência dos ventos e deve ser o primeiro fator a ser considerado, e como em geral o escoamento é turbulento, tem-se diferentes formas, amplitudes, frequências das rajadas. Assunto extremamente complexo e que é estudado em outras análises.

Visando então esse problema, viu-se necessário trazer uma análise dos casos ocorridos e identificar as causas dos colapsos pontualmente. Posteriormente,

uma análise conjunta traz uma percepção de o que pode ser levado em consideração em casos reais e trará uma nova visão do que deve ser dimensionado, evitando-se então novos casos de desabamentos e colapsos.

## 1.1 OBJETIVOS

Este trabalho abrange certos objetivos, geral e específicos, que serão mencionados a seguir.

### 1.1.1 Geral

O trabalho tem como objetivo principal realizar uma análise de um caso real de uma estrutura metálica na região, elaborando uma metodologia para verificar componentes e materiais.

### 1.1.2 Específicos

Para se obter o resultado final, trabalharemos com os seguintes objetivos específicos:

- Acompanhar processo de fabricação e montagem, visando falhas da produção;  
Elaborar memorial de cálculo de dimensionamento da estrutura caso;
- Analisar a resistência dos perfis utilizados e comparar com os valores de solicitação, visando verificação do dimensionamento da estrutura;
- Realizar o ensaio de tração do material usado, visando mensurar os valores de tensão de escoamento e ruptura;
- Traçar um diagnóstico sobre as ações submetidas;

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão de literatura abrange todo o conteúdo que será utilizado para confecção desta obra, sendo possível realizar os procedimentos descritos na metodologia a partir do estudo posterior realizado.

### 2.1 ESTRUTURAS METÁLICAS

A estrutura metálica é o principal fator a ser estudado neste trabalho, envolvendo projeto, construção e manutenção, estes todos tratados a seguir.

#### 2.1.1 Designação dos aços

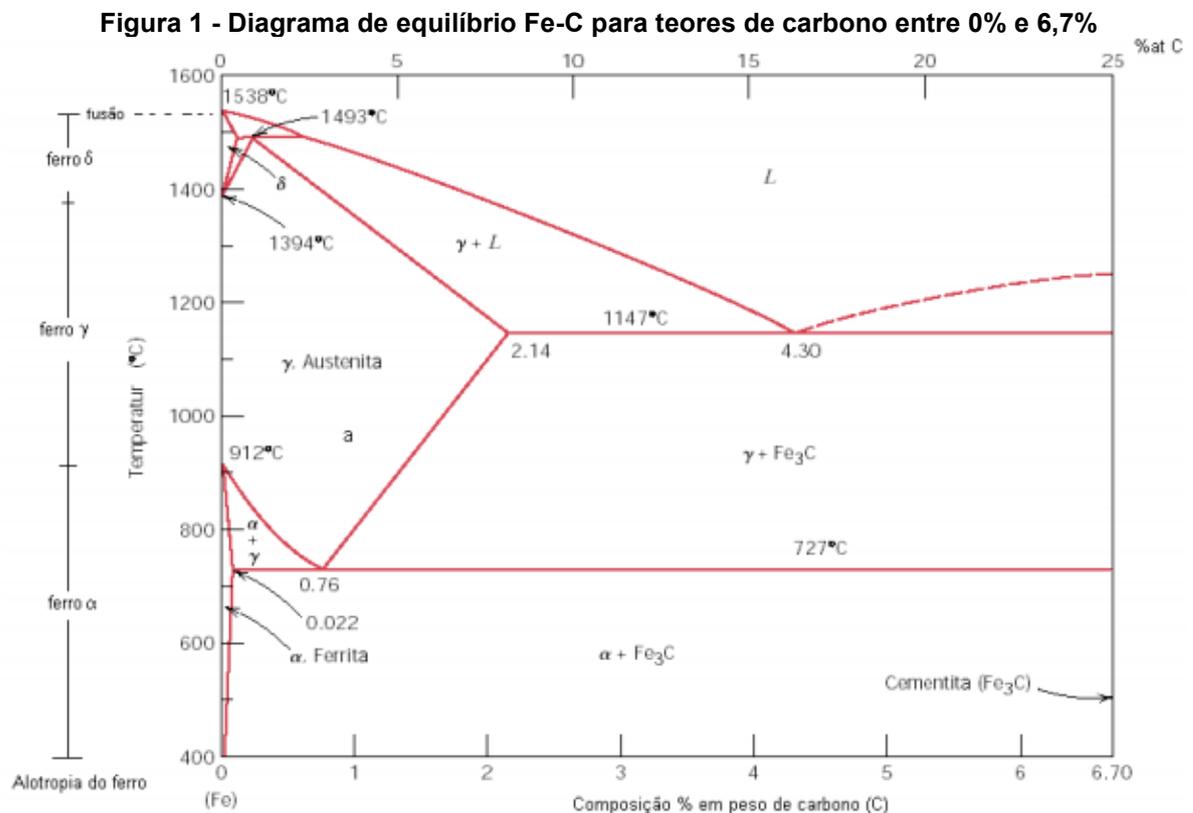
Aço é o principal componente da metalurgia e sua definição por Chiaverini (2008) é a liga ferro-carbono além de certos elementos residuais resultantes do processo de fabricação. Limita-se a 0,008% de carbono até 2,11%, que significa a máxima solubilidade do carbono no ferro à temperatura ambiente, e a máxima dissolução a 1148°C. Estes são subdivididos em aços-carbonos e aços-liga. Aços carbono dividem-se entre baixo carbono (carbono inferior a 0,2%); médio carbono (entre 0,2% e 0,5%) e alto carbono (acima de 0,5%). Aços liga são de baixo teor de liga (menos de 8% de elementos de liga) e alto teor de liga (acima de 8% de elemento de liga). Também se leva em consideração a definição para aços hipoeutetóides (entre 0,22% e 0,77% de carbono), eutetóides (0,77% de carbono) e hipereutetóides (acima de 0,77% de carbono), o qual possuem distintas microestruturas e características. (CALLISTER,2012)

Nos aços, a microestrutura constituinte no aço é algo crucial para determinação das propriedades e características mecânicas. Ainda segundo Chiaverini (2008), as microestruturas possíveis são a e austênita, ferrita, perlita e cementita. Austênita tem boa resistência mecânica e tenacidade. Ferrita é de baixa dureza e resistência mecânica. Cementita é extremamente frágil, por ser de elevada

dureza e resistência, e pouca ductilidade, e por último tem-se a perlita, uma microestrutura intermediária à ferrita e cementita.

Posterior a produção do aço, seja por Lingotamento ou Laminação, os aços podem sofrer tratamentos térmicos específicos para auxiliar na melhora das propriedades necessárias para o uso, estes como normalização e recozimento para reduzir tensões internas, ou têmpera e revenido, visando alteração da estrutura e suas resistências, durezas, entre outras características (Pfeil, 2009).

A figura 1 demonstra o diagrama de equilíbrio ferro-carbono que ilustra as diferentes microestruturas encontradas para diferentes características.



Fonte: Paulo Sérgio Bayer (2013)

### 2.1.2 Aços estruturais

Para Chiaverini (2008), podemos dividir os aços estruturais em aços carbono e aços baixa liga. Aços carbono são comumente mais usados devido a não necessidade de grande resistência mecânica e peso não é significativamente um obstáculo. Porém ressalta a tendência de estruturas se tornarem cada vez maiores e

necessitarem de um material mais resistente e possivelmente mais leve. Como exemplo e principal aço-carbono utilizado, temos o ASTM A-36, e para aços de alta resistência e baixa liga, ASTM A-572. Para a norma brasileira, deve ser lembrado os principais aços MR250, AR 350 e ARCOR 350 que possuem as propriedades de escoamento e ruptura numa faixa entre 250-350 Mpa e 400-485 Mpa, respectivamente. Vale lembrar que o aço ASTM A-36 equivale ao MR 250 e o ASTM A-572 equivale ao AR 350.

As características necessárias para suas funções são ductilidade, homogeneidade, elevada relação entre resistência e escoamento, razoável resistência a corrosão e principalmente, soldabilidade, visto que soldar os componentes da estrutura é normal.

As vantagens do aço para estruturas são ditas por Pinheiro (2005) como precisão milimétrica, controle dimensional e qualidade final; resistência a vibração e choques; obras rápidas e limpas; passível de desmontagem e remontagem; alta resistência e reaproveitamento de materiais. Chamberlain (2013) acrescenta que o aumento da área útil é significativo comparado com estruturas de concreto.

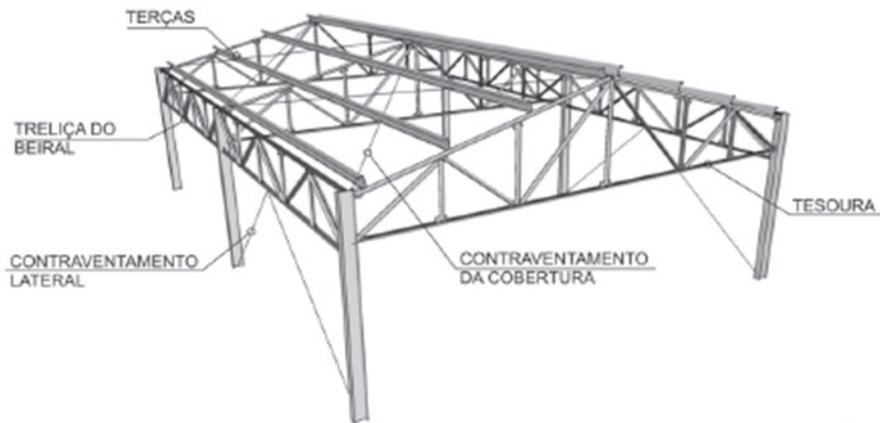
Por desvantagem se destaca a necessidade de mão de obra e equipamento especializados e também a indispensabilidade de tratamento superficial contra oxidação, pelo contato com o ar atmosférico. Dependendo da localidade, o projeto pode ter certa dificuldade de obter certos perfis e a obra se tornar cara.

### 2.1.3 Elementos de estrutura de aço.

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas, tais como chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos. Perfis estruturais também podem ser fabricados por dobramento de chapas e por associação de chapas soldadas. (Pfeil, 2009).

Chamberlain, Drehmer e Mesacasa (2010) dizem que os principais componentes para usos gerais são os pilares e vigas, as treliças, terças e tesouras, além dos contraventamentos. A figura 2 detalha cada um dos elementos.

**Figura 2 - Partes componentes de um galpão com colunas em perfis I e tesouras.**

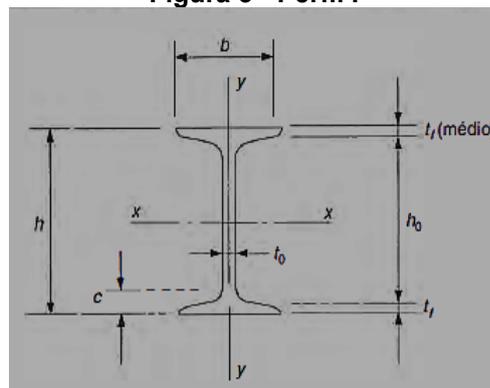


**Fonte: Instituto Aço Brasil (2010)**

Para compor toda a estruturas e seus componentes, a indústria siderúrgica e metalúrgica dispõe de diversos tipos de perfis. Para Chamberlain (2013) temos chapas, perfis laminados a quente, perfis soldados, e perfis conformados a frio. Focaremos nos perfis que são os elementos mais requisitados neste estudo.

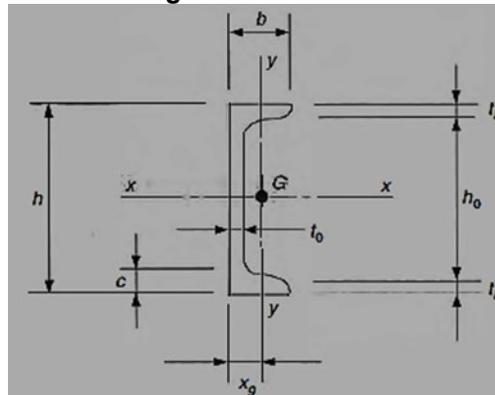
Para os perfis laminados, temos uma grande eficiência estrutural, em forma de H, I, e U, produzidos em grupos, com altura  $h$  constante e largura das abas  $b$  variável. São os mais utilizados e mais abrangentes na construção de estruturas e que podem ser visualizadas nas figuras a seguir.

**Figura 3 - Perfil I**



**Fonte: Pfeil (2009)**

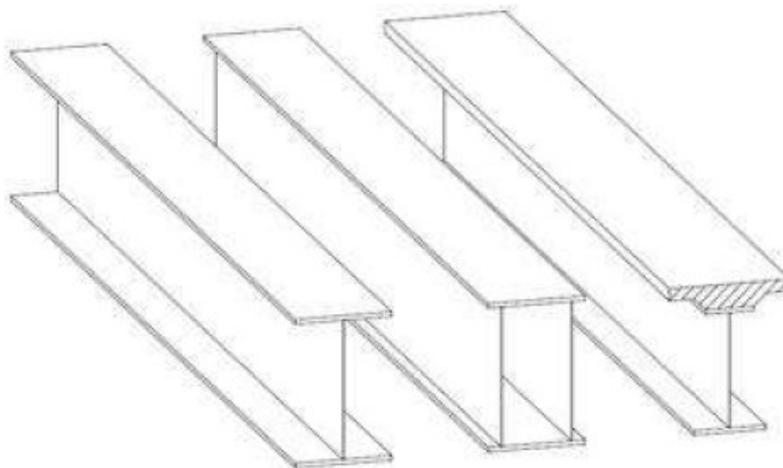
**Figura 4 - Perfil U**



**Fonte: Pfeil (2009)**

Para os perfis soldados, conforme Chamberlain (2013, p.14) “São obtidos pelo corte, composição, e soldagem de chapas planas, permitindo grande variedade de formas e dimensões de seções, desde que respeitem as relações largura/espessura previstas nas normas.”

**Figura 5 - Seções comuns de perfis soldados**

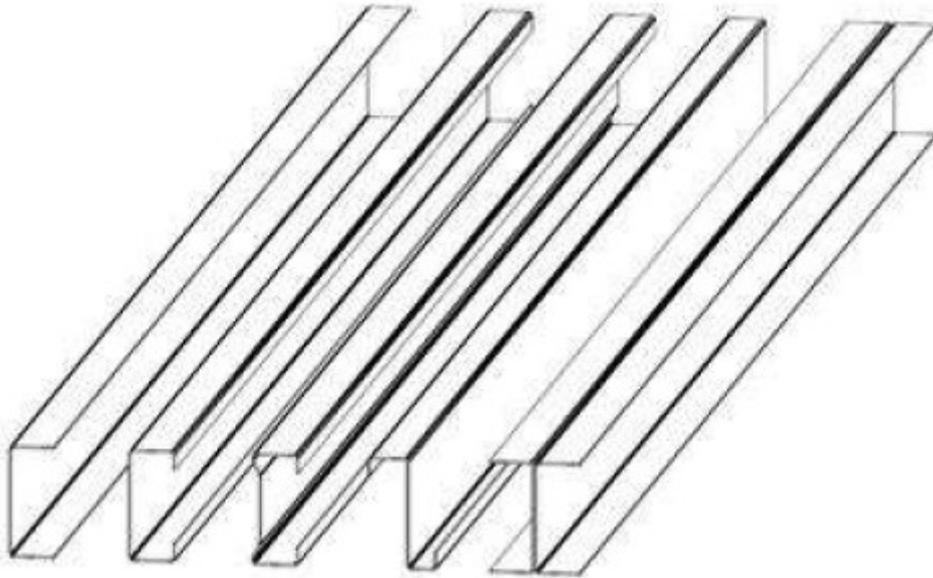


**Fonte: Chamberlain (2013)**

Em casos de perfis compostos por união de laminados, eles se tornam mais custosos obviamente, porém se tornam necessários em circunstâncias para atender os cálculos, como colunas ou estacas com maior momento de inércia nas duas direções principais necessários. (Pfeil, 2009)

Para perfis conformados a frio, pode-se ter algumas relações convenientes, como estruturas mais econômicas para pequenos vãos (relação inércia/peso), distribuição das tensões residuais, difere das causadas pelo resfriamento dos laminados a quente, e configurações não usuais da seção transversal se necessário, como o perfil em Z, pois o dobramento é de extrema facilidade. (Chodraui, 2006)

**Figura 6 - Seções comuns de perfis conformados a frio.**



**Fonte: Chamberlain (2013)**

#### 2.1.3.1 Características geométricas dos perfis.

Pinheiro (2005) determinou algumas características geométricas da seção plana transversal para melhores dimensionamentos futuros. Dentre as principais se encontram: Área; centro de gravidade; momento de inércia; produto de inércia; raio de giração; momento resistente plástico e momento resistente elástico.

Poderíamos aqui desmembrar como cada atributo seja definido, mas não é o intuito do trabalho, visto que cada fabricante disponibiliza uma tabela com as propriedades estabelecidas de cada perfil fabricado.

#### 2.1.4 Segurança e filosofia de projetos.

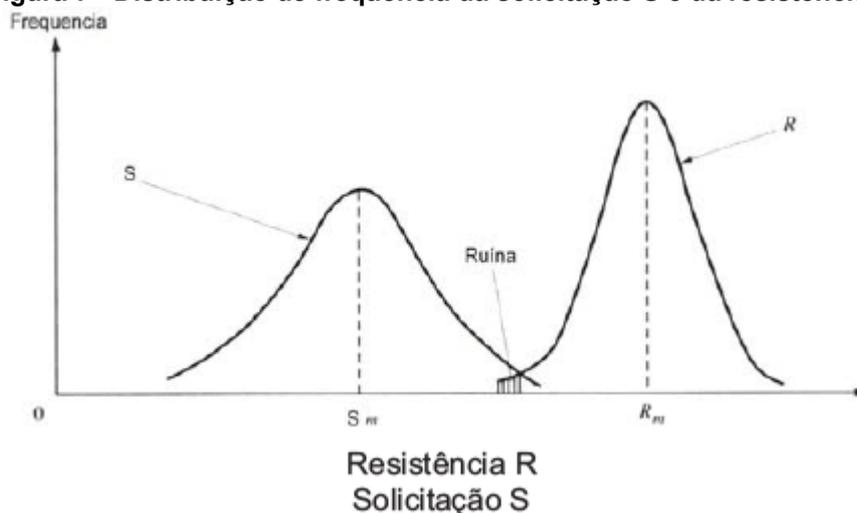
Bellei (2011, p. 12) “As estruturas e os elementos estruturais devem ter resistência adequada, bem como rigidez e dureza para permitir funcionalidade

adequada durante a vida útil da estrutura. ” Porém é extremamente um fator de segurança suficiente para resistir a ações de trabalho que podem ocorrer inesperadamente.

Bellei (2011) também disse que se deve ter uma precaução quanto a uma provável redução de resistência, seja diferente dimensão do elemento ou por uma divergência do material utilizado na tabela com o fabricado.

Quando uma parte da estrutura deixa de cumprir a função determinada, ela está em estado limite, que são divididos entre Últimos (ELU) e de Serviço (ELS), que são designados como as características mecânicas, e as características de ocupação, respectivamente. ELU se trata da resistência, fadiga, flambagem. ELS se trata da vibração, deformações.

**Figura 7 - Distribuição de frequência da solicitação S e da resistência R**



**Fonte: Bellei (2011)**

Em geral a expressão para condição de segurança estrutural pode ser descrito como  $R > S$ , porém nas últimas atualizações da norma NBR 8800, passou a ser descrito como  $R_d > S_d$ .

$R_d$  significa a resistência de cálculo dividido pelo coeficiente de incerteza. Acontece o inverso no caso do solicitante  $S_d$ , em que é multiplicado ao coeficiente de incerteza, ou melhor dizendo, o somatório de esforços solicitantes, visto que pode ser mais que um. Estas podem ser do tipo permanente, acidental e de ventos.

Ações permanentes (CP) caracterizam os pesos dos componentes estruturais fixos. Ações variáveis (CA) são determinadas pelas cargas significativas

aplicadas na estrutura, como sobrecargas na cobertura. Ações dos ventos (CV) são as mais preocupantes e que causam maior carga solicitante.

Os coeficientes de ponderação serão descritos posteriormente neste trabalho na seção de dimensionamento.

Os elementos da estrutura submetidos as ações variáveis podem tracionar, comprimir ou fletir e cada um tem seu aspecto em diferentes elementos, como treliças, vigas e pilares. Pilares por exemplo estão mais suscetíveis a compressão e flexão, devido a toda estrutura estar apoiada sobre ela. Cálculo de resistência para este elemento deve ser extremamente correto para uma segurança de utilização do espaço.

Locais onde o ambiente é mais agressivo, estruturas devem ter um pouco mais de cuidado, principalmente com a corrosão. Elementos que vão tendo corrosão vão perdendo dimensão nos elementos, causando menor resistência.

Pannoni (2007) conclui que o mais indicado e eficiente é projetar a obra contando com o possível acontecimento de corrosão. Manutenção posteriormente só encarecerá o produto final. Propondo isto, ele diz que a simplificação das formas, evitando frestas, preserva a estrutura de acúmulo de umidade, o que propicia a corrosão. Deve-se atentar também a parafusos, soldas, cantoneiras.

Para prevenir a ação da corrosão, Pannoni (2007) frisa conter os pares bi metálicos (corrosão galvânica) e a corrosão por aeração diferencial, que podem ser bastante destrutivas. No primeiro caso, ocorrerá apenas se dois metais distantes na série galvânica conectados eletricamente forem imersos no mesmo eletrólito, e prevenimos colocando um isolante elétrico entre os metais.

A segunda ocorrência é simplesmente a situação onde a água entra em contato com a superfície. Sujeiras depositadas e que acumulam água aceleram o processo. Ventilação ideal dos componentes limita a corrosão aplicada nos elementos.

**Figura 8 - Problemas e soluções para casos de umidade**

PROBLEMA	SOLUÇÃO TÍPICA	PROBLEMA	SOLUÇÃO TÍPICA
UMIDADE E SUJEIRA PODEM SE ACUMULAR NA FENDA	UTILIZE PERFIL T OU OUTRA GEOMETRIA	UMIDADE PENETRA NA FENDA	UTILIZE CORDÃO DE SOLDA OU SELANTE
CORROSÃO POTENCIAL (FRESTA)	ELIMINE A FENDA POR SOLDAGEM OU SELANTE (EPOXI OU POLIURETANO)	CONDIÇÃO DESFAVORÁVEL	CONDIÇÃO FAVORÁVEL
CANTOS VIVOS E SOLDA DESCONTINUA	CANTOS ARREDONDADOS E SOLDA CONTINUA	REFORÇOS CRIAM ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA	ELIMINE O ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA
CUIDADO COM O ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA	CRIE SITUAÇÕES QUE EVITEM O ACÚMULO DE SUJEIRA E ÁGUA		

Fonte: Pannoni (2007)

### 2.1.5 Normas

As normas principais e que serão utilizadas durante este trabalho com maior frequência são as ABNT NBR 8800:2008, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; ABNT NBR 14762:2010, Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento; e devido ao assunto abordado, ABNT NBR 6123:1988, Forças devido ao vento em edificações. Todas estas normas são brasileiras e realizadas pelo comitê brasileiro de construção civil.

Para melhor entendimento, estas normas estabelecem parâmetros mínimos para execução de um projeto com dimensionamento desejável. A NBR 14762

de 2010 tem como principal função designar os princípios gerais para determinar perfis estruturais de aço formados a frio, com espessura máxima de 8 mm, podendo ser parafusadas ou soldadas. Pode ser aplicada tanto a edifícios quanto a outras estruturas, levando em consideração as peculiaridades do projeto. A norma irá definir as ações e combinações, os requisitos para as barras e ligações, e o dimensionamento com base em ensaios.

A NBR 6123 de 1988 estabelece as condições exigidas quando considerado as forças de ação estática e dinâmica do vento, para planejamento de edificações. São aplicadas nesta norma os cálculos das forças devido ao vento, a velocidade característica do vento, com seus fatores determinantes, os coeficientes aerodinâmicos, os coeficientes de forças para diferentes casos, e os efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica.

Já a NBR 8800 tratará de um projeto completo, contendo dentro de si, as demais normas já citadas, além de muitas outras, considerando até normas ASTM para casos não normalizados no Brasil.

#### 2.1.6 Dimensionamento

Para início de dimensionamento, deve-se ter em mente o que será calculado para que a estrutura se torne resistente o suficiente para suportar as ações solicitantes. Como exemplo de um galpão industrial, os elementos a serem detalhados no trabalho são as vigas principais, pilares, terças e contraventamentos.

Segundo o Instituto Aço Brasil (2010), para um projeto se mostrar apto a construção, aplica-se os seguintes requisitos: memorial de cálculo, desenhos do projeto, desenhos de fabricação, desenhos de montagem e lista de materiais.

Após definido as necessidades do projeto, visando a utilização ideal da estrutura, como tipo de estrutura, dimensões, locais de entrada e saída, situações de ambiente a ser instalado e materiais disponíveis, inicia-se o processo de cálculo. Primeiramente inicia-se o processo de avaliação solicitante na estrutura desejada, para após se computar as resistências.

A norma ABNT NBR 8800:2008, classificado de acordo com a norma NBR 8681:2003, diz que as ações que atuam na estrutura são permanentes ou variáveis.

No caso das permanentes, significa o peso da própria estrutura e seus componentes que podem ser melhor explicadas na norma ABNT NBR 6120.

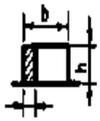
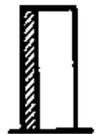
Para as variáveis, distinguem-se a acidental, para instalações e pequenas peças eventuais na cobertura, limitando-se a  $0,05 \text{ kN/m}^2$ , a qual é distribuída uniformemente na horizontal do telhado da estrutura, segundo o anexo B da NBR 8800:2008 para sobrecargas. Temos então a ação variável devida ao vento, a qual é determinada seus padrões pela NBR 6123, e retiramos as importantes informações: a velocidade básica da região,  $V_0$ ; fator topográfico (S1); fator de rugosidade (S2); e fator estatístico (S3), que tornaram possíveis os cálculos de velocidade característica ( $V_k$ ) e pressão dinâmica ( $q$ ) no local a ser construído a edificação.

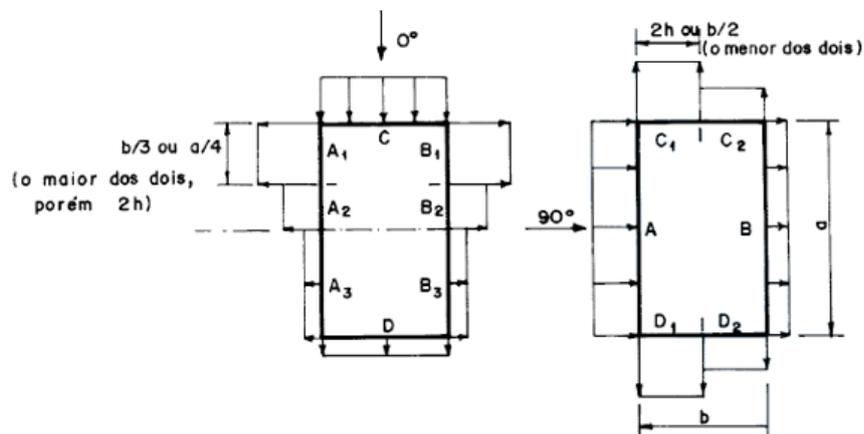
Determinados tais variáveis, podemos continuar com o dimensionamento solicitante, computando os coeficientes de pressão externa. Das tabelas 4 e 5 da NBR 6123, obtemos alguns parâmetros.

Seguindo, definimos então os coeficientes de pressão interna, obtidos a partir do item 6.2 da NBR 6123, os quais entram em consideração as especificações do projeto, como porta, janelas, tapamentos laterais e de cobertura, e que serão considerados os fatores de permeabilidade e impermeabilidade da estrutura. Para casos em que não se aplica nenhum dos fatores citados no item anterior, pode-se retirar valores do Anexo D, em que são avaliadas situações com diferentes parâmetros.

Com tais informações, obtemos as combinações e os casos mais críticos serão analisados. Multiplica-se os valores de pressão dinâmica ( $q$ ) anteriores pelas combinações de coeficiente de pressão e obtemos os valores de cargas devidas ao vento nos elementos em  $\text{kN/m}$ .

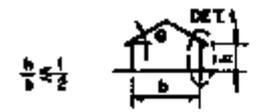
Figura 9 – Coeficientes de pressão e forma, externos, para paredes de edificações.

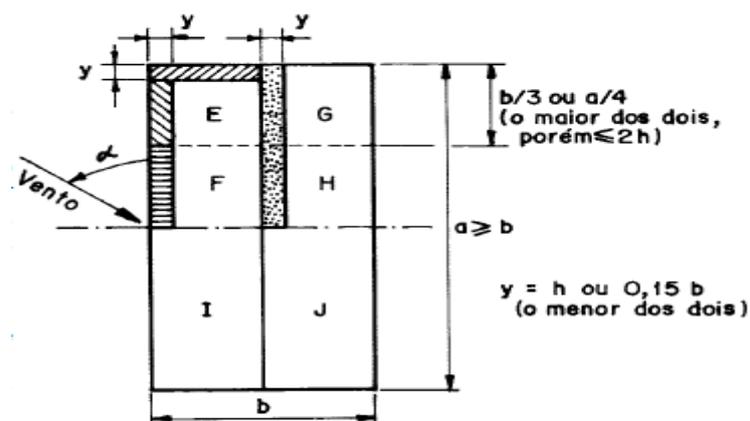
Altura relativa		Valores de $C_{pe}$ para								$C_{pe}$ médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 $h/b < 1/2$	$1 < a/b < 3/2$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 < a/b < 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9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



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada pelo autor.

Figura 10 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações.

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



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada pelo autor.

Com o auxílio de programas computacionais, é realizado uma combinação dos estados limites com todas as ações prescritas sobre a estrutura, e obtemos então além das cargas, uma análise de deslocamentos dos elementos, definindo então se é

uma estrutura de pequena, média ou grande dissociabilidade. O software RFEM é uma grande ferramenta de ajuda.

A norma NBR 8800:2008 dita no anexo C quais os valores máximos de deslocamento que devem ser atendidos para um dimensionamento correto. A tabela C.1 detalha seus requisitos.

Figura 11 - Tabela C.1

Descrição	$\delta^a$
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura <sup>g)</sup>	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura <sup>g)</sup>	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: <sup>j)</sup>	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q
<sup>a</sup> $L$ é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, $H$ é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, $h$ é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar). <sup>b</sup> Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam). <sup>c</sup> Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento. <sup>d</sup> Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico. <sup>e</sup> Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente. <sup>f</sup> Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico. <sup>g</sup> Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade. <sup>h</sup> Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm. <sup>i</sup> Valor não majorado pelo coeficiente de impacto. <sup>j</sup> Considerar combinações raras de serviço. <sup>k</sup> No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm. <sup>l</sup> O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm. <sup>m</sup> Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.	

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Dispondo desta tabela, podemos então iniciar a escolha dos perfis a serem utilizados que sejam compatíveis com as dimensões da estrutura e o aço a ser empregado, com seus limites de escoamento e ruptura bem definidos.

Com o perfil definido e suas características geométricas estabelecidas pela fabricante, inicia-se a parte de verificação dos elementos para viabilidade do projeto.

A norma ABNT NBR 14762:2010 demonstra passo a passo o que deve ser calculado para tração, compressão, flexão, cisalhamento e combinações em perfis formados a frio, que será o foco neste trabalho.

Após seguidas esses passos para a verificação, podemos determinar que os perfis selecionados para vigas, pilares e terças estão aptos para as solicitações.

Por último, finalizando o dimensionamento da estrutura, analisa-se a base do pilar, onde irão os chumbadores e envolvem a área de engenharia civil. Segundo o Instituto Aço Brasil, existem dois tipos de base, rotuladas e engastadas, no qual as rotuladas não geram momentos nas bases, significando maior economia.

Para simplificação, utilizará uma chapa soldada à base com chumbadores, onde os esforços de compressão são absorvidos pela placa, e os de tração nos chumbadores.

De acordo com a NBR 8800, o chumbador deve ter uma área mínima atuante no cisalhamento, dada por valor solicitante dividida por 30 por cento da resistência do aço do chumbador, encontrando-se então, o diâmetro mínimo do chumbador. Segundo a Steel Design Guide 1, 2ª edição, da AISC, o diâmetro mínimo deve ser de 19mm, ou seja, caso durante o cálculo não se obtenha tal valor, deve ser admitido.

A espessura da placa base é determinada em função de um percentual da resistência característica do concreto. De posse da carga axial à compressão  $N_u$ , determina-se a área mínima da chapa, cujas dimensões devem ser um pouco maiores que as dimensões do perfil. (Instituto Aço Brasil, 2010)

Dado todos esses passos, pode-se considerar que o dimensionamento da estrutura está totalmente apto a construção.

#### 2.1.6.1 Verificação dos perfis formados a frio pela norma ABNT NBR 14762:2010

A realização da análise segue passos baseada em certas propriedades do perfil.

- Barras submetidas a força axial de tração

Para esse tipo de ação, a força solicitante deve ser menor que a resistente.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (1)$$

A resistência será a menor entre os valores obtidos referentes a escoamento da seção bruta, ruptura na seção líquida fora da ligação e ruptura na seção líquida dentro da ligação, demonstradas a seguir respectivamente.

$$N_{t,Rd} = \frac{Afy}{\gamma} \quad (2)$$

$A$  é área de seção transversal bruta e  $\gamma = 1,10$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0}fu}{\gamma} \quad (3)$$

$A_{n0}$  é a área líquida da seção fora da ligação e  $\gamma=1,35$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_nfu}{\gamma} \quad (4)$$

$A_n$  é a área líquida da seção na região de ligação e  $\gamma=1,65$

Para maiores detalhes, verificar a seção 9.6 da ABNT NBR 14762:2010.

- Barras submetidas a força axial de compressão

Da mesma forma que para a tração, a compressão segue a premissa de a força solicitante deve ser menor que a resistente.

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5)$$

Também da mesma forma que para tração, a resistência será a menor entre os valores obtidos referentes a flambagem global por flexão, torção, flexo-torção e distorcional. Esta última se tornando dispensada para casos em que não se tenham enrijecedores na borda.

Para flexão, torção e flexo-torção, temos a seguinte formulação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} \quad (6)$$

$\gamma$  para estes casos é dado como 1.2.

$\chi$  é o fator de redução associado ao índice de esbeltez de flambagem global, obtendo a partir de:

$$\lambda_0 < 1,5 \rightarrow \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (7)$$

$$\lambda_0 < 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (8)$$

$$\lambda_0 = \left( \frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (9)$$

$N_e$  é a força axial de flabagem global elástica, que diferenciará e os eixos X, Y, Z e os diferentes tipos de ação, flexão, torção e flexo-torção. Mais detalhes nas seções 9.7.2.1, 9.7.2.2 e 9.7.2.3 da norma.

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal da barra, que pode ser calculada por dois métodos, da largura efetiva e da seção efetiva. Mais detalhes em 9.2.2, 9.2.3 e 9.7.2.

Para flambagem distorcional, como o perfil a ser comprimido não possui enrijecedores, ficará dispensado neste trabalho, porém, para maiores informações, verificar seção 9.7.3.

- Barras submetidas à flexão simples

Para este tipo de caso, duas condições devem ser atendidas:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (10)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (11)$$

Elas representam os momentos e força cortante solicitante, que devem ser menores ou iguais aos momentos e força cortante resistente de cálculo.

Para momento fletor, deve ser levado em conta o menor valor entre os momentos de início de escoamento da seção efetiva, flambagem lateral com torção e flambagem distorcional.

- ✓ Início de escoamento da seção efetiva

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma}, \gamma = 1,10 \quad (12)$$

Onde,  $W_{ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação a um eixo. Pode ser calculada por dois métodos, da largura efetiva e da seção efetiva. Mais detalhes em 9.2.2, 9.2.3 para MLE e 9.8.2.1 para MSE, envolvendo os fatores de índice de esbeltez reduzido e coeficiente de flambagem local.

- ✓ Flambagem lateral com torção

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{c,ef} \cdot f_y}{\gamma}, \gamma = 1,10 \quad (13)$$

$\chi_{FLT}$ , fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção é dado por:

$$\lambda_0 < 0,6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1 \quad (14)$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \quad (15)$$

$$\lambda_0 > 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1/\lambda_0^2 \quad (16)$$

$$\lambda_0 = \left( \frac{W_c \cdot f_y}{M_e} \right)^{0,5} \quad (17)$$

$W_c$  e  $M_e$  é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra da extremidade comprimida e o momento fletor de flambagem lateral com torção no regime elástico, respectivamente. Para maior entendimento, verificar seção 9.8.2.2 da norma.

$W_{c,ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida. Pode ser calculada por dois métodos, da largura efetiva e da seção efetiva. Mais detalhes em 9.2.2, 9.2.3 para MLE e 9.8.2.2 para MSE, envolvendo os fatores de índice de esbeltez reduzido e coeficiente de flambagem local.

✓ Flambagem distorcional

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma}, \quad \gamma = 1,10 \quad (18)$$

$\chi_{dist}$  é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional, dado por:

$$\lambda_{dist} \leq 0,673 \rightarrow \chi_{dist} = 1 \quad (19)$$

$$\lambda_{dist} > 0,673 \rightarrow \chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \quad (20)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Wfy}{M_{dist}}\right) \quad (21)$$

$M_{dist}$  é o momento fletor de flambagem distorcional elástica, o qual deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

✓ Força cortante

$V_{rd}$  é encontrado por meio de interações com a largura e espessura da alma do perfil, além do coeficiente de flambagem local por cisalhamento,  $k_V$ .

$k_V = 5 \rightarrow$  sem enrijecedores, ou  $a/h > 3$

$k_V = 5 + \left(\frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}\right) \rightarrow$  com enrijecedores

“a” é a distância entre enrijecedores transversais de alma.

$$\frac{h}{t} \leq 1,08 \left(\frac{Ek_V}{fy}\right)^{0,5} \rightarrow V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot fy \cdot h \cdot t}{\lambda}, \lambda = 1,10 \quad (22)$$

$$1,4 \left(\frac{Ek_V}{fy}\right)^{0,5} \geq \frac{h}{t} \geq 1,08 \left(\frac{Ek_V}{fy}\right)^{0,5} \rightarrow V_{Rd} = 0,65 \cdot t^2 \left(\frac{(E \cdot k_V \cdot fy)^{0,5}}{\lambda}\right) \quad (23)$$

$\lambda = 1,10$

$$\frac{h}{t} \geq 1,4 \left(\frac{Ek_V}{fy}\right)^{0,5} \rightarrow V_{Rd} = \frac{0,905Ek_V t^3}{h}, \lambda = 1,10 \quad (24)$$

✓ Esforços combinados

A norma ABNR NBR 14762:2010 diz que para barras sem enrijecedores de alma, os esforços combinados devem seguir a seguinte condição:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (25)$$

Para barras com enrijecedores, além da condição a seguir,  $M_{sd}/M_{rd}$  deve ser maior que 0,5 e  $V_{sd}/V_{rd}$  maior que 0,7 para se fazer necessária a interação.

$$0,6 \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right) \leq 1,3 \quad (26)$$

### 2.1.7 Colapsos

Para iniciar este assunto, deve-se entender, de uma forma simplificada, colapsos ocorrem quando a solicitação na estrutura é maior que a resistência da mesma. A partir desta informação, iremos detalhar suas origens.

Neste trabalho já foi abordado durante a seção de segurança e filosofia de projetos, porém o foco é profundamente na questão dos ventos, tema do trabalho.

A norma ABNT NBR 8681:2003 define que os estados-limites de uma estrutura é quando a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Estados-limites últimos (ELU) são que a partir destes, determinam a paralisação do uso da construção. Estados-limites de serviço (ELS) são quando causam efeitos estruturais que não estabelecem condição necessária para o uso normal da construção, ou que comprometem a longevidade do projeto.

Ainda seguindo a norma, ELU são caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;

- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Por ELS, verifica-se:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Busca-se sempre uma forma de obter maior resistência comparada a solicitação, para isso, Meseguer (1991) obteve as estatísticas das origens de falhas em edifícios de alguns países europeus, e leva em consideração que a brasileira se assemelha da espanhola, esta qual pode ser analisada a partir da imagem do quadro a seguir.

**Tabela 1- Origem das falhas de serviços em edifícios (em %).**

	Bélgica	Reino Unido	R.F. Alemã	Dinamarca	Romênia	Espanha	Média
Projeto	46 a 49	49	37	36	37	41	40-45
Execução	22	29	30	22	19	31	25-30
Materiais	15	11	14	25	22	13	15-20
Uso	8 a 9	10	11	9	11	11	10
Causa naturais imprevisíveis						4	

**Fonte: Meseguer (1991), adaptado pelo autor**

Nota-se então que grande parte poderia ser evitada com o simples estudo das normas para construção, o que deveria ser básico e indispensável. Se percebe também o baixo valor de falhas por uso, ou falta de manutenção.

### 2.1.7.1 Ações do vento

Conforme norma ABNT NBR 8800:2008, pode-se entender que em questão de ações variáveis, as maiores ponderações são em relação ao vento, devendo-se ter maior atenção quanto aos fatores aplicados por ele.

Tomando como base o livro de Joaquim Blessmann, Introdução ao estudo das ações dinâmicas dos ventos, precisa-se primeiro entender os possíveis fenômenos característicos dos ventos.

De início, estuda-se a vibração causada pela energia cinética das rajadas, onde a norma brasileira se baseia no método proposto por Davenport, método probabilístico, o qual a resposta longitudinal da maioria das estruturas expostas ao vento se deve a componente longitudinal da turbulência do vento incidente, em adição ao distanciamento médio causado pela velocidade média do vento. Também é dito que para ser inteiramente determinante e causar um campo de pressão desenvolvido na construção, o turbilhão deve ter dimensões que extrapolem a construção.

Voltando a norma brasileira, ABNT NBR 6123, toma como referência o vento tendo uma velocidade de projeto,  $V_p$ , correspondente a velocidade média sobre 10 minutos, a 10 metros acima de um terreno S2, ou seja, categoria de rugosidade II (campo aberto e plano, sem obstáculos consideráveis). Encontra-se da mesma forma como já citado no dimensionamento, além de  $V_p$ , a pressão dinâmica “q”.

A seguir, utiliza-se do modelo contínuo simplificado, em que conduz a erros menores a 10% em geral. Utiliza-se dos parâmetros especificados pela norma para um detalhamento da variação da pressão dinâmica da altura, conforme mostra a imagem a seguir.

**Tabela 2 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos**

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T_1 = 1/f_1$
Estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29 \sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço	1,7	0,008	

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada pelo autor

Tabela 3 - Expoente p e parâmetro b

Categoria	I	II	III	IV	V
p	0.095	0.15	0.185	0.23	0.31
b	1.23	1	0.86	0.71	0.50

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada pelo autor

Variação de pressão dinâmica pela altura se dá:

$$q(z) = q_0 * b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_f} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_f} \right)^p * \left( \frac{z}{h} \right)^{\gamma} * \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \xi \right] \quad (27)$$

Onde, o coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , da frequência  $f$  (através da relação adimensional  $(V_p / f L)$ ), é apresentado na norma NBR 6123, páginas 37 a 41, figuras 14 a 18.

Blessmann (2005) define este fenômeno sendo uma estrutura na região de esteira (à sota-vento de outra), recebendo as ações de turbilhões gerados das edificações a barlavento, literalmente “martelando” periodicamente a estrutura. Caso ocorra o martelamento ressonante, este que acontece devido ao encontro das frequências naturais com as dos turbilhões, os impactos podem ter magnitude elevada, colocando em risco a edificação.

A intensidade da turbulência também impacta na vibração da estrutura. Se pequena, vórtices de Kármán se desprendem cadenciadamente, e se tornam forças excitadoras. Se for de grande turbulência, desarranjará os turbilhões e a amplitude de vibração será menor.

Por fim, a rugosidade do terreno também gera efeitos no martelamento. Blessmann (2005) exemplifica dizendo que o efeito será maior à beira-mar do que no centro de uma grande cidade, visto que uma maior rugosidade provoca o desarranjo dos turbilhões.

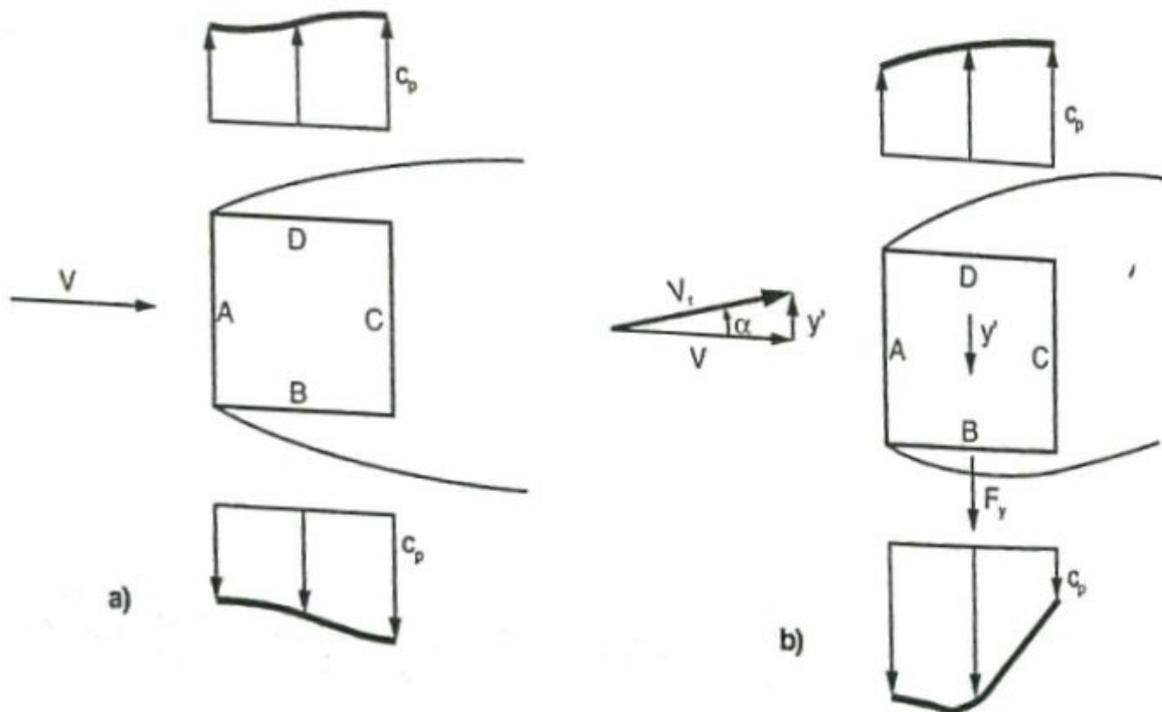
Quando se fala de estruturas leves ou flexíveis, pequeno amortecimento, sofrem com oscilações originadas pela instabilidade aerodinâmica chamada de galope.

Tem como principais características a grande intensidade, a aparição imprevisível, o aumento da amplitude de vibração com o aumento da velocidade

(difere do desprendimento de vórtices) e o movimento oscilatório de modo simples, perpendicular ao vetor de velocidade média do vento.

A figura 12 detalha o fenômeno, em que a estrutura sofre um deslocamento transversal qualquer e altera as componentes de forças e os deslocamentos em uma direção. As oscilações serão maiores conforme mais flexível e menor amortecimento a estrutura tiver.

**Figura 12 -Força transversal do vento atuando em um prisma estrutural.**



Fonte: Blessmann (2005)

Blessmann (2005) diz que o fenômeno só ocorre quando a velocidade do vento atinge uma certa escala, porém com as estruturas cada vez menos amortecidas, a velocidade de disparo se torna praticamente a velocidade de projeto, e em outros casos, até menores.

### 3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho segue os passos definidos nos objetivos e tende a abordar a realização de tarefas necessárias para obter-se os resultados finais.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

O trabalho segue uma metodologia aplicada para pesquisas do tipo exploratória e, principalmente, explicativas. O estudo foi baseado na sistemática de estudo de caso e experimental. Estudo de caso se especifica, segundo Antonio Carlos Gil, como entender e explorar situações da vida sem respostas definidas, além de desenvolver teorias e hipóteses, e a experimental busca entender as variáveis que influenciam um sistema, afim de controlar o processo posteriormente.

O presente estudo levou em consideração o uso de uma construção na região de Pato Branco – PR devido a facilidade de se obter todas as informações necessárias, e ao acolhimento da empresa responsável, que abriu as portas sem nenhum empecilho, auxiliando em tudo na realização deste trabalho.

#### 3.2 ETAPAS DA PESQUISA

Com o caso definido, iniciou-se um processo de obtenção de dados e fatores necessários para levantamento de hipóteses. Primeiramente foi necessário obter as características do projeto, tipo de estrutura, dimensões, material utilizado nas vigas, colunas, terças, contraventamentos, além dos perfis adotados.

Seguindo com a busca, foi fundamental conhecer o local da estrutura, obter informações quanto ao solo, região, edificações próximas, para então adotar os fatores topográficos estabelecidos pela norma ABNT NBR 6123:1988. Dessa pesquisa, retira-se as informações como velocidade básica da região, fatores topográficos, de rugosidade e estatísticos.

Com todas essas informações reunidas pôde-se então iniciar uma série de análises e verificações, seguindo os passos que foram descritos no referencial teórico, sessão 2.1.6, acompanhada de ratificações da norma. A verificação necessária se deu principalmente na direção proposta pela norma ABNT NBR 14762:2010, por se tratar de uma obra com perfis dobrados a frio.

Foi realizado uma verificação dos perfis utilizados nas terças, analisando toda as ações de flexões atuantes e resistentes. Da mesma forma para as treliças da construção, porém com o auxílio do *software* Dlubal RFEM 5.16 Versão estudantil, simulando seus esforços de tração, compressão e deslocamentos. Para auxiliar e acelerar o cálculo dos coeficientes do vento e obter melhor exatidão, optou-se por utilizar o *software* *VisualVentos*.

Todas as ações prescritas como vento e ação accidental foram analisadas, e a mais solicitante foi levada em consideração.

Analisou-se apenas a cobertura em estrutura metálica devido ao restante do edifício, pilares e paredes, serem de material pré-moldado, não abrangendo o escopo deste trabalho.

Além de realizar os procedimentos para verificação do projeto, o trabalho também abrange o acompanhamento da rotina da empresa, processo de montagem e verificação do material utilizado na construção, fatores estes que influenciam em uma possível falha e queda da estrutura.

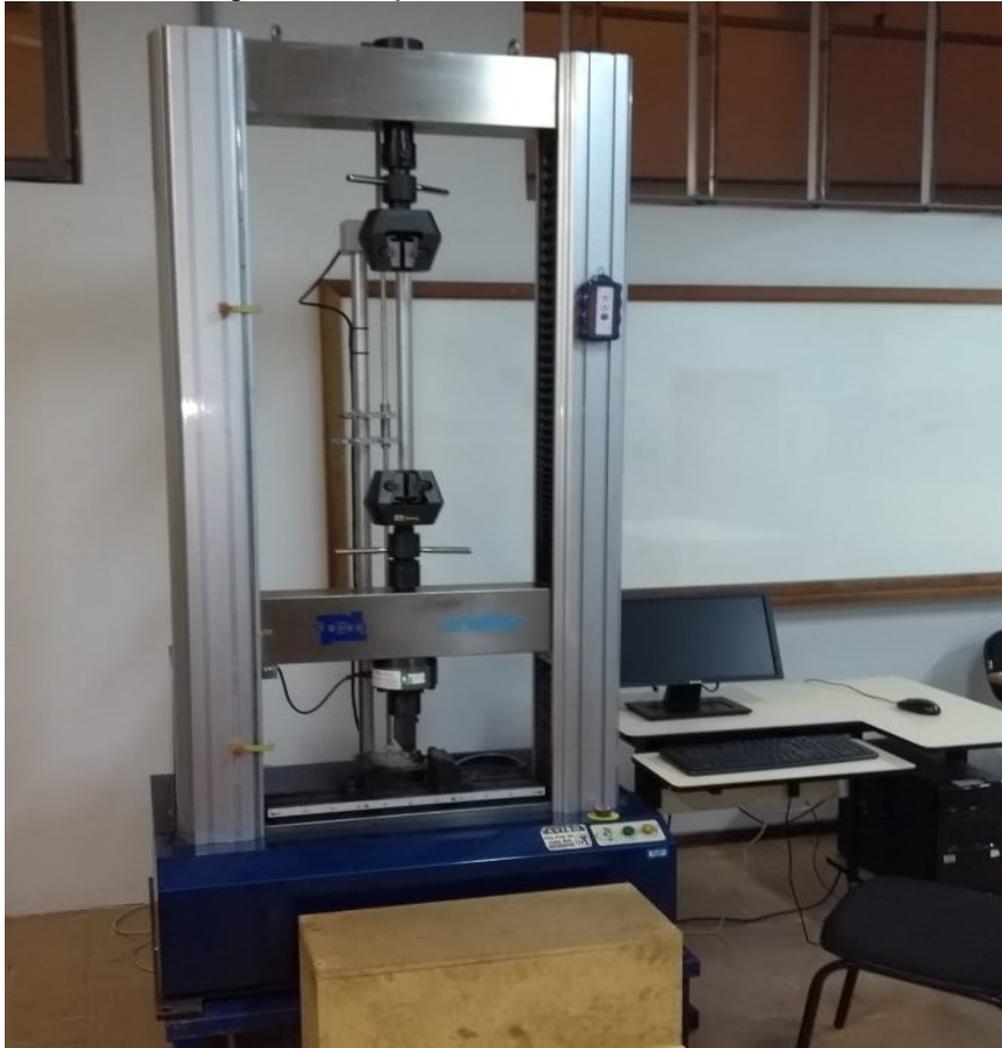
Com a viabilidade de serem feitos testes dos materiais utilizados nas construções, pôde ser analisada a hipótese de se ter uma matéria de baixa qualidade, com resistência (ruptura, escoamento) menor do que a estabelecida e/ou informada. Para realizar estes testes, foi utilizado as máquinas pertencentes a universidade, como a Máquina Universal de Ensaios EMIC Arotec. Esta etapa é muito importante, porém se torna complicada pelo fato de extrairmos corpos de prova não tão adequados.

A figura 13 detalha a máquina utilizada, esta que traciona o corpo de prova obtendo os resultados necessários.

O corpo de prova foi obtido por meio de usinagem CNC, seguindo a norma para ensaios de tração à temperatura ambiente, ABNT NBR 6152:2002, onde se obteve as dimensões necessárias e as variáveis do ensaio.

Após o ensaio realizado, é feito uma análise do gráfico obtido, Carga x Deslocamento de mesa, em conjunto com os valores de área do corpo de prova, adquirindo os resultados de tensão de escoamento e ruptura. Além disso, pode-se ter uma análise sobre o alongamento do material, nos regimes elástico e plástico.

**Figura 13 - Máquina Universal de Ensaio EMIC**



**Fonte: Autoria própria**

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Aqui foi abordado os resultados adquiridos sobre a empresa, verificação dos perfis utilizados e material. Levou-se em consideração as solicitações, resistências, deformações e forças internas.

### 4.1 EMPRESA

A empresa responsável pelo projeto é considerada uma microempresa, tem aproximadamente 15 funcionários e se destaca pelo uso de pré-moldados em suas construções, mas atende diversos tipos de projetos.

Do início da escolha do projeto em acordo com a empresa responsável, foi possível acompanhar os processos realizados em função da construção do mesmo. Dentro da construtora se realizam todas as manufaturas dos pré-moldados e estruturas metálicas. Ocorrem-se os cortes, dobras e ponteamto de soldas prévios nas instalações da firma.

As imagens a seguir demonstram o processo que começa com a montagem do primeiro pórtico por cima do gabarito e a solda dos outros em sequência.

**Figura 14 - Ponteamto prévio do pórtico**



Fonte: Autoria própria

**Figura 15 - Pórtico no gabarito**



Fonte: Autoria própria

**Figura 16 - Detalhe do ponteamto de solda**



Fonte: Autoria própria

A solda para este caso foi realizada com eletrodo revestido, porém também pode ser utilizada MIG/MAG. Após a montagem dos perfis, a estrutura segue para a pintura.

Com todas estas etapas prontas, se iniciou uma espera para poder montar as estruturas no local devido, que devido ao tempo chuvoso, fica impossibilitado de se realizar.

Nas imagens a seguir compreende a instalação das treliças e das terças.

A construção ainda está em fase de montagem, por isso fica impossibilitado de ter imagens com ela finalizada.

**Figura 17- Travamento das terças**



**Fonte: Autoria própria**

Nota-se que o travamento das terças está sendo realizado por soldagem, e as treliças sendo içadas pelo guindaste.

**Figura 18 - Montagem da estrutura**



**Fonte: Autoria própria**

**Figura 19 - Estrutura no momento atual**



**Fonte: Autoria própria**

## 4.2 GALPÃO

A tabela 4 informa as características do galpão a ser estudado, dados estes que não foram alterados segundo a empresa responsável.

**Tabela 4 - Características do galpão**

<b>Característica</b>	<b>Medidas</b>
Área	1090m <sup>2</sup>
Comprimento	54.5m
Largura	20m
Pé direito	9.5m
Distâncias entre pórticos	5.45m
Angulação telhado	11.3°
Tipo cobertura	2 águas
Local	Pato Branco-PR
Telha	Aço galvanizado 0.5mm

**Fonte: Autoria própria**

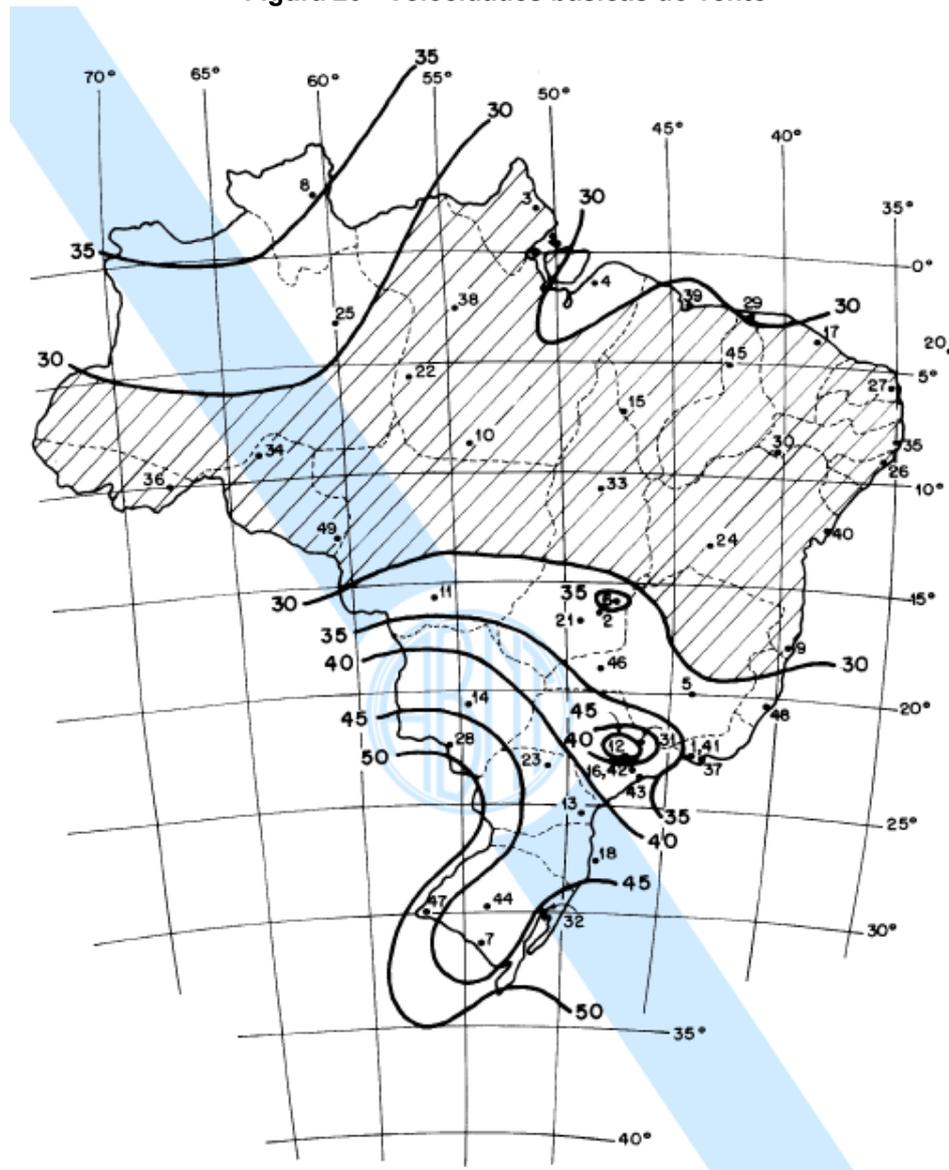
## 4.3 AÇÃO DO VENTO

### 4.3.1 Velocidade básica, velocidade característica e pressão dinâmica.

Conforme já mencionado, a construção é situada na cidade de Pato Branco – PR, sudoeste do estado, e utilizando da imagem da norma NBR 6123:1988 a seguir, figura 20, pode-se determinar com clareza a velocidade básica da região ( $V_0$ ).

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

Figura 20 - Velocidades básicas do vento



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Para determinação da velocidade característica, foi levado em consideração fatores relativos as dimensões, local e uso do galpão.

- Fator topográfico: Terreno plano ou fracamente acidentado  $S_1 = 1$
- Fator de rugosidade:
  - Categoria IV (zona industrial com cota média dos obstáculos igual a 10 m)
  - Classe C: (dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m)

Como foi analisado apenas a cobertura com altura aproximada de 10m, temos  $S_2 = 0.81$

- Fator estatístico: Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação  $S_3 = 0.95$

Temos então a velocidade característica  $V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 34,62 \text{ m/s}$ , e consequentemente a pressão dinâmica, dada pela equação:

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 0,735 \text{ kN/m}^2$$

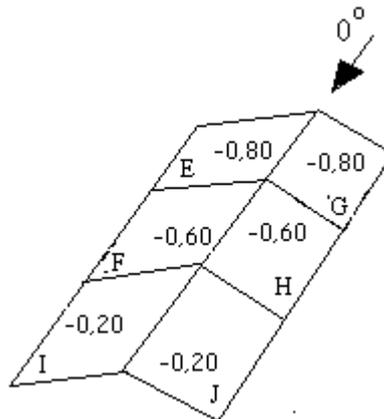
#### 4.3.2 Coeficientes de pressão e forma externos e internos do telhado

Utilizando do *VisualVentos*, o qual com os dados e dimensões, e utilizando dos fatores abordados na tabela 10 deste trabalho, obtém-se todos os valores necessários.

$$\text{Altura relativa: } \frac{h}{b} = \frac{9,3}{20} = 0,465 \leq \frac{1}{2} \quad \theta = 11,3^\circ$$

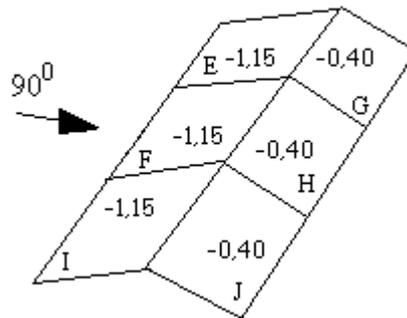
Para os coeficientes externos temos:

**Figura 21 - Coeficiente de pressão externa para vento  $0^\circ$  no telhado**



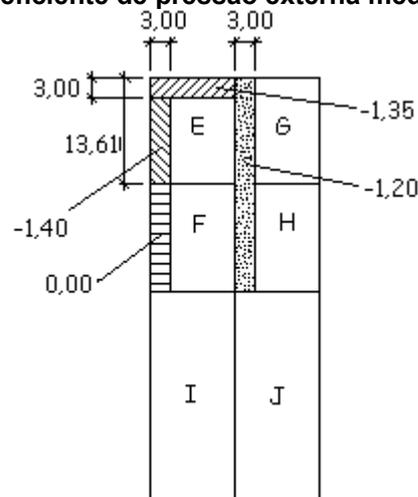
**Fonte: Autoria própria**

Figura 22 - Coeficiente de pressão externa para vento 90° no telhado



Fonte: Autoria própria

Figura 23 - Coeficiente de pressão externa médio no telhado



Fonte: Autoria própria

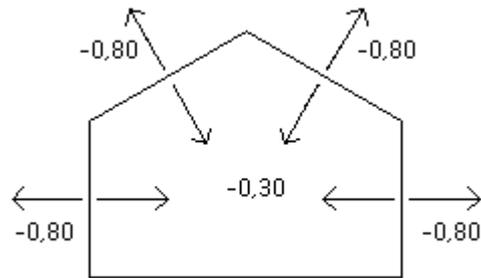
Para coeficientes internos, levou-se em consideração que todas as faces da estrutura são igualmente permeáveis, visto que se tem portas e aberturas para todas as faces. Pela norma, utilizou-se os coeficientes -0.3 e 0.0. Verificou-se os dois possíveis para não se deixar dúvidas.

#### 4.3.3 Combinações e esforços causados pelo vento

Como uma percepção lógica, nota-se que o pórtico mais carregado será o segundo, por ser o único nas regiões EG dos coeficientes de pressão com total área de influência (o primeiro pórtico tem sua área pela metade por estar na extremidade e o terceiro tem parte da sua área nas regiões FH).

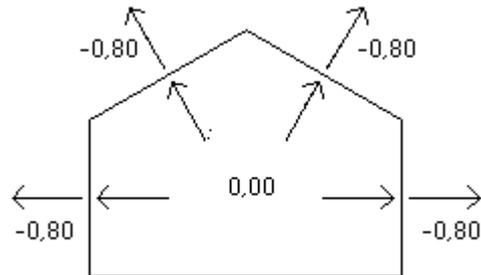
Temos assim, as combinações possíveis  $C_{pe} + C_{pi}$  para este pórtico.

**Figura 24 - Boneco de combinações para vento 0° e Cpi -0.3**



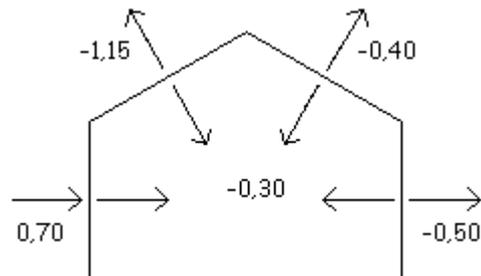
Fonte: Autoria própria

**Figura 25 - Boneco de combinações para vento 0° e Cpi 0.0**



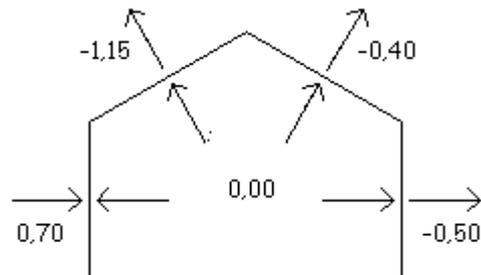
Fonte: Autoria própria

**Figura 26 - Boneco de combinações para vento 90° e Cpi -0.3**



Fonte: Autoria própria

**Figura 27- Boneco de combinações para vento 90° e Cpi 0.0**

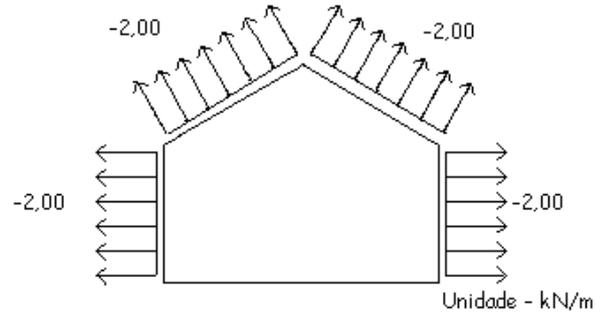


Fonte: Autoria própria

Finalizando, encontramos os valores de carregamento, que são dados a partir do cálculo:

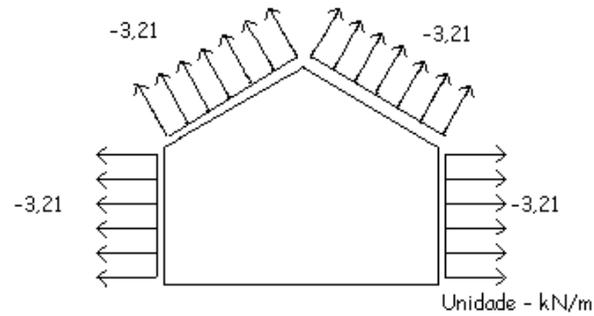
$$\text{Carregamento} = q \times (C_e + C_i) \times \text{área de influência}$$

**Figura 28 - Boneco de esforços resultantes para vento 0° e Cpi -0.3**



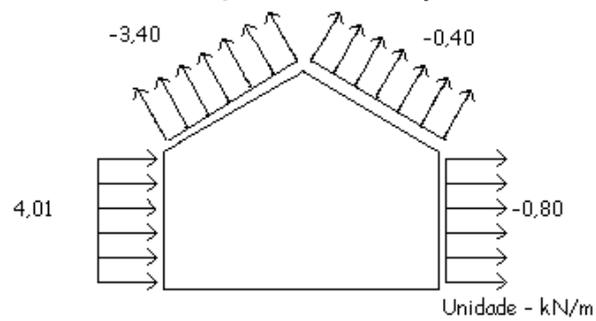
Fonte: Autoria própria

**Figura 29 - Boneco de esforços resultantes para vento 0° e Cpi 0.0**



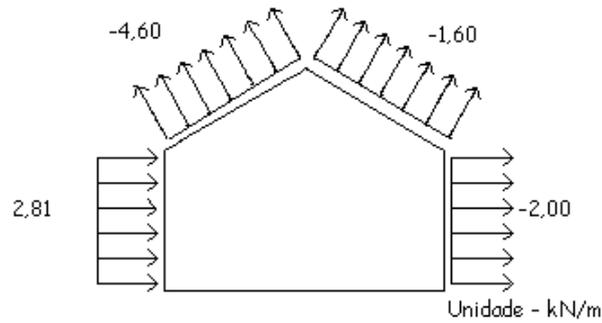
Fonte: Autoria própria

**Figura 30 - Boneco de esforços resultantes para vento 90° e Cpi -0.3**



Fonte: Autoria própria

**Figura 31 - Boneco de esforços resultantes para vento 90° e Cpi 0.0**



**Fonte: Autoria própria**

#### 4.4 VERIFICAÇÃO DAS TERÇAS DE COBERTURA

Para as terças, a empresa construtora utilizou de perfis U enrijecidos, aço A-36 (ou também conhecido como MR250), dimensões de 75x40x15 mm (altura, largura, enrijecido) e 2,25mm de espessura. Na tabela a seguir temos as propriedades do perfil.

**Figura 32 - Perfil U dobrado enrijecido**

Dimensões				S	P	Jx	Wx	ix	ey	Jy	Wy	iy
h	B	d	e = r	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
mm	mm	mm	mm									
75	40	15	2,25	3,83	3,01	33,47	8,93	2,96	1,50	8,62	3,45	1,50
			2,65	4,44	3,49	38,22	10,19	2,93	1,50	9,72	3,89	1,48
			3,00	4,96	3,89	42,08	11,22	2,91	1,50	10,58	4,23	1,46

**Fonte: Esofer**

Para cálculo das cargas solicitantes nas terças, foram consideradas as forças do vento na terça, peso próprio das telhas e perfil, e um segundo caso que consiste na norma NBR 8800:2008, considerado carga acidental prevista de 0.25 kN/m<sup>2</sup> no sentido da gravidade. Portanto, teremos dois casos a serem avaliados. O primeiro, caso A, consiste de força do vento + pesos próprios, e o segundo, caso B, força acidental + pesos próprios.

Deve ser lembrado que a força acidental é sentido da gravidade, gerando uma componente em X e em Y, enquanto a força do vento é perpendicular ao perfil.

As tabelas a seguir apresentam as cargas e os momentos solicitantes nas terças de cobertura, onde os cálculos são encontrados no anexo ao fim do trabalho.

Tabela 5 - Cargas solicitantes terças

<b>Carga</b>	<b>Valor (N/m)</b>	<b>Comp X (N/m)</b>	<b>Comp Y (N/m)</b>
Vento	-1327	-1327	-
PP telhas	60,7	59,5	11,9
PP terças	29,5	28,9	5,7
Acidental	322,5	316,2	63,2
Acidental + PP	412,7	404,7	80,8
Vento + PP	-1239	1239	17,6

Fonte: Autoria própria

Tabela 6 - Momentos solicitantes terças

<b>Momento</b>	<b>Comp X</b>	<b>Comp Y</b>
Momento solicitante (vento + PP)	4599,8 N.m	65,6 N.m
Momento solicitante (acidental + PP)	1502,7 N.m	300,2 N.m
Cortante solicitante (vento + PP)	3376 N	48,1 N
Cortante solicitante (acidental + PP)	1102,9 N	220,3 N

Fonte: Autoria própria

Como o perfil já está determinado, se pôde determinar os esforços resultantes para flexão, que é a ação atuante em terças. Conforme já mencionado anteriormente, será feita a verificação para Escoamento inicial da seção efetiva, flambagem lateral com torção, flambagem distorcional e esforço cortante resistente. O momento fletor resistente de cálculo MRd deve ser tomado como o menor valor calculado entre eles. A tabela demonstra os seguintes resultados que estão em anexo ao fim do trabalho.

Tabela 7 - Esforços resistentes terças eixo X

<b>Momento</b>	<b>Valor</b>
Escoamento inicial da seção efetiva	2029,5 N.m
Flambagem lateral com torção	502,3 N.m
Flambagem distorcional	1648,7 N.m
Cortante resistente de cálculo	20250 N

Fonte: Autoria própria

Por último, calcula-se o deslocamento do perfil para o maior esforço solicitante e confirma com o deslocamento máximo admitido. Determinação também em anexo ao fim do trabalho.

**Tabela 8 - Deslocamentos terças**

<b>Deslocamento</b>	<b>Valor</b>
Flecha no maior esforço	212,6 mm
Flecha máxima	45,4 mm

**Fonte: Autoria própria**

Conforme pode-se analisar, o perfil não está apto para ser utilizado nessa edificação e provavelmente irá falhar, sendo desnecessário o cálculo para esforços combinados e para o eixo Y.

Os momentos solicitantes tanto para ação do vento quanto para ação accidental se mostraram muito superiores ao valor resultante, que ficou definido a 502 N.m, por ser o menor valor de resultante entre os obtidos. Valor este muito baixo devido ao fator de redução associado a FLT ter se definido baixo, tanto pelo comprimento de flambagem alto, quanto as forças axiais resistentes de flambagem local baixas, por ser um perfil demasiado pequeno.

Mesmo para os outros momentos resultantes, ainda assim não suportaria a ação do vento no telhado, isso se deve, novamente, ao perfil de baixa magnitude.

Para as ações de cortante, o perfil se mostrou suficiente, porém os deslocamentos se tornaram altíssimos, a flecha supera o máximo permitido em mais de 4 vezes, sendo extremamente impossível de ser utilizada.

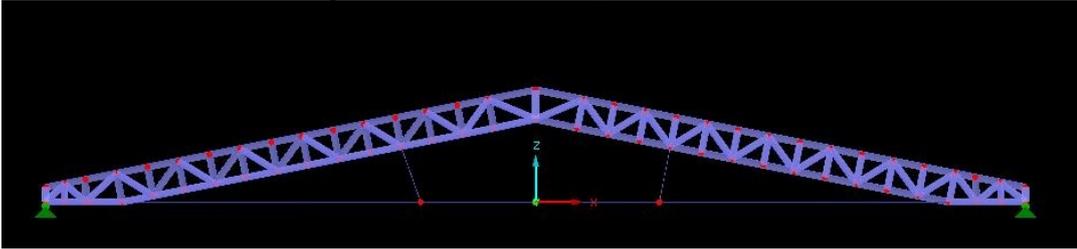
#### 4.5 VERIFICAÇÃO DO PÓRTICO

A verificação do pórtico treliçado foi realizado com o auxílio do software de simulação estrutural Dlubal RFEM 5.16, versão Student, por finalidade de facilitar no cálculo dos deslocamentos.

Vale lembrar que o pórtico também já estava definido pela empresa, e por não ser de uma forma padrão, cada elemento foi reproduzido um por um, levando em consideração todas as distâncias reais e perfis utilizados.

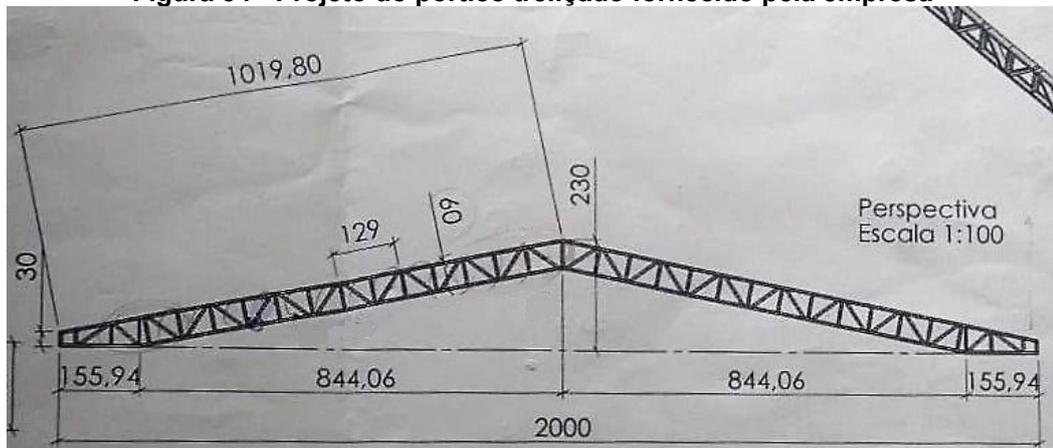
As imagens a seguir representam o pórtico simulado, o projeto que foi cedido, e o pórtico construído. Há uma divergência entre o projeto e o pórtico construído, com isso, visando a verdadeira inspeção do caso, foi realizado a simulação em comparação com o pórtico construído.

**Figura 33 - Pórtico treliçado simulado**



Fonte: Autoria própria

**Figura 34 - Projeto do pórtico treliçado fornecido pela empresa**



Fonte: Autoria própria

**Figura 35 - Pórtico treliçado construído**



Fonte: Autoria própria

O perfil utilizado na tesoura é o U 150x50 #3 mm, também fabricado em aço A-36, porém no montante central e das extremidades foram soldados dois formando um perfil caixão, que também foi considerado na simulação. No restante dos montantes e diagonais, foram utilizados pela empresa perfis U 142x40 #2.25mm, porém não foi possível utilizar destes na simulação por serem muito únicos, sendo

assim, também foram utilizados o U 150x50, considerando que a diferença seria irrisória.

A imagem a seguir traz as propriedades do perfil.

**Figura 36 - Perfil U dobrado**

Dimensões			S	P	Jx	Wx	ix	ey	Jy	Wy	iy
h	B	e = r	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
mm	mm	mm									
150	50	2,00	4.60	3.61	149.90	19.90	5.70	1.08	10.42	2.66	1.50
		2,25	5.49	4.31	177.40	23.60	5.68	1.10	12.35	3.17	1.49
		2,65	6.37	5.00	204.10	27.20	5.65	1.12	14.24	3.67	1.49
		3,00	7.23	5.68	230.10	30.60	5.63	1.13	16.08	4.16	1.49
		4,75	11.01	8.64	338.00	45.00	5.54	1.21	23.84	6.30	1.47

Fonte: Esofer

As cargas utilizadas nas simulações são as encontradas no item 3.2.3, representadas nos bonecos para cada caso de pressão externa e interna. Também foi realizada uma com o carregamento accidental. Em acréscimo aos carregamentos dos ventos e accidental, foi disposto nos montantes as forças pontuais de peso próprio das terças em adição com as telhas. Os contraventamentos foram desprezados.

As cargas, accidental e peso próprio estão representadas na tabela a seguir.

**Tabela 9 - Cargas solicitantes pórtico**

Carga	Valor
PP terças+telhas	780 N
Acidental	1250 N/m

Fonte: Autoria própria

As simulações resultaram nas seguintes deformações. Vale ressaltar que a deformação máxima prevista pela norma é L/250.

**Tabela 10 - Deslocamentos pórtico**

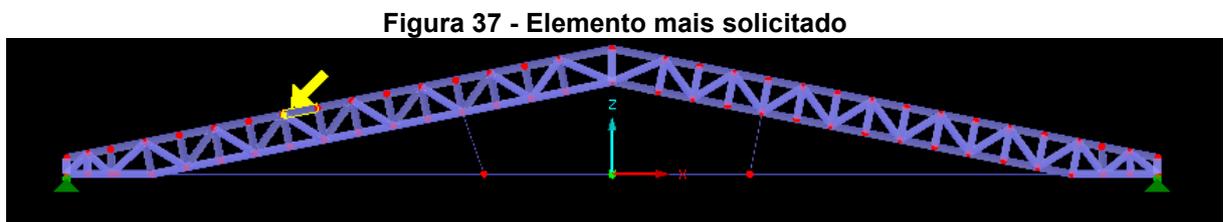
Ação	Deformação
Vento 0° + Cpi -0.3	8.4 mm
Vento 0° + Cpi 0.0	15.9 mm
Vento 90° + Cpi -0.3	15.7 mm
Vento 90° + Cpi 0.0	22.7 mm
Acidental	10.9 mm
L/250	80 mm

Fonte: Autoria própria

Visualizando a tabela 10, se confirma que as deformações estão dentro do limite especificado.

Se iniciou então uma nova verificação, de tração e compressão dos elementos da treliça, onde temos os cálculos de resistência no anexo ao fim do trabalho. O software disponibiliza todos os esforços causados e então podemos analisar os resultados.

O elemento mais solicitado (de todos os casos) é destacado na figura a seguir e é o que será levado em consideração para análise do perfil.



Fonte: Autoria própria

Na tabela adiante consegue-se visualizar os valores para solicitações e resistências do pórtico, e a determinação dos mesmos está ao fim do trabalho.

**Tabela 11 - Solicitantes e resistências do perfil com pior caso**

Perfil	150x50 #3,00 mm
Comprimento de flambagem	0.6 m
Maior solicitação compressão	101.38 kN
Força Resistente de flambagem por flexão em X	135.43 kN
Força Resistente de flambagem por flexão em Y	125.04 kN
Força Resistente de flambagem por torção	126.23 kN
Força Resistente por flexo-torção	126.23 kN
Maior solicitação tração	51.47 kN
Força Resistente para Escoamento seção bruta	164.31 kN
Força Resistente para ruptura fora da ligação	214.22 kN
Força Resistente para ruptura na região da ligação	66.18 kN

Fonte: Autoria própria

Para a flambagem distorcional, segundo a norma NBR 14762, para perfis sem enrijecedores, fica desprezado o cálculo para tal resistência. Portanto, assume-se que o pórtico está apto para uso.

A estrutura treliçada basicamente é favorecida pelo fato de possuir muitas diagonais e montantes, distribuindo melhor suas forças atuantes e diminuindo o comprimento de flambagem de cada um de seus banzos, suportando melhor cada ação.

A tração se deu maior no caso acidental enquanto a compressão no caso de vento a  $90^\circ$  e  $C_{pi}$  0.0, e todos foram superados pelos valores resultantes. Isso se deve pelo uso de um perfil mais robusto, com maiores propriedades geométricas.

Os deslocamentos foram bem inferiores ao máximo permitido, se mostrando ser bem rígida.

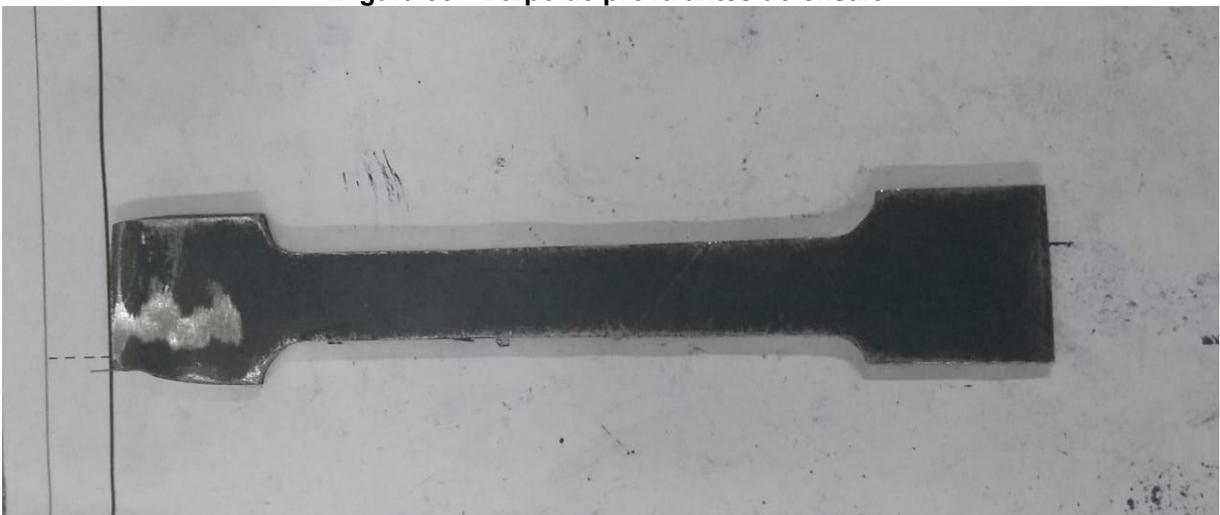
#### 4.6 ANÁLISE DO MATERIAL UTILIZADO

Foi realizado um ensaio com o material utilizado na construção, aço A-36, também conhecido como MR-250. O material foi cedido pela empresa responsável. O ensaio determinou a tensão de escoamento e de ruptura do material, dados importantíssimos na verificação da resistência dos perfis.

O corpo de prova foi obtido através de usinagem CNC, perfilando o perfil através de um desenho CAD do corpo de prova.

Nas figuras a seguir temos o corpo de prova antes do ensaio e após o ensaio, além da curva *Carga x Deslocamento da mesa* obtido da prática.

**Figura 38 - Corpo de prova antes do ensaio**



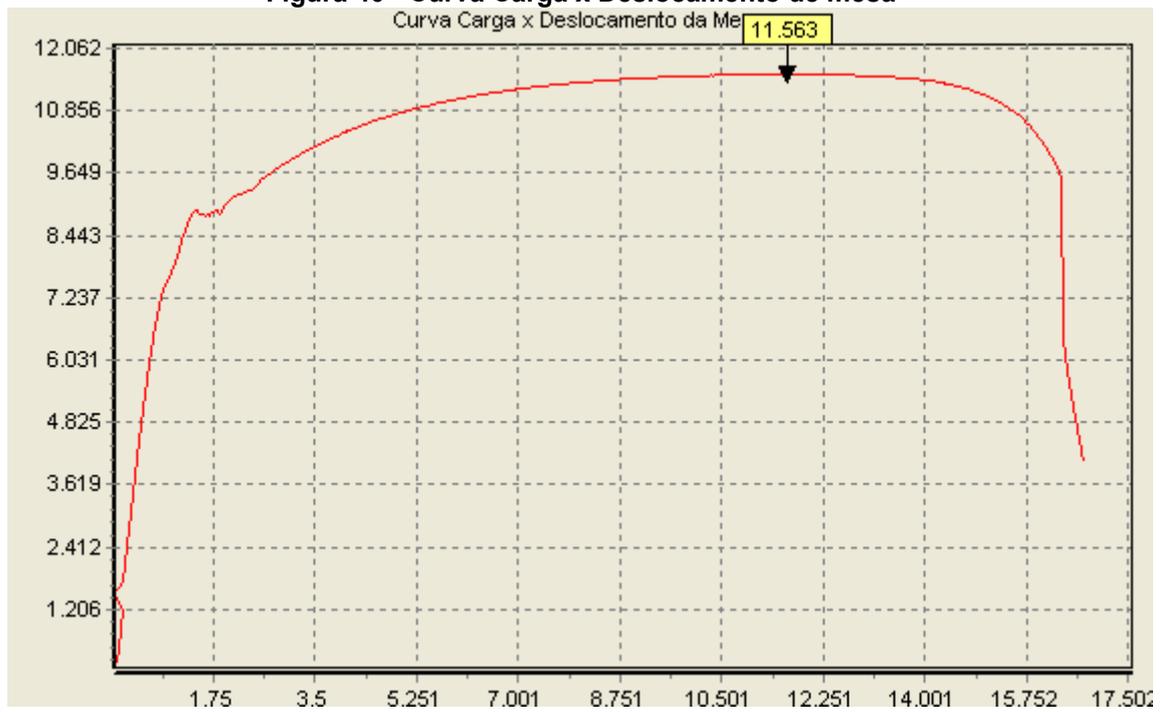
**Fonte: Autoria própria**

**Figura 39 - Corpo de prova após ensaio**



Fonte: Autoria própria

**Figura 40 - Curva Carga x Deslocamento de mesa**



Fonte: Autoria própria

Na tabela a seguir temos os dados do ensaio, as propriedades do material prescrito pelo fabricante e as propriedades do material ensaiado.

Tabela 12 - Valores ensaio

<b>Características</b>	<b>Valor</b>
Comprimento útil CP	75 mm
Largura útil CP	12.6 mm
Espessura CP	2.25 mm
Raio concordância CP	20 mm
Área seção transversal inicial	$(2.835 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^2$
Carga escoamento	8.7 kN
Carga ruptura	11.563 kN
Tensão escoamento fornecida (fy)	250 MPa
Tensão escoamento medida (fy)	306.8 MPa
Tensão ruptura fornecida (fu)	400 MPa
Tensão ruptura medida (fu)	407.8 MPa

Fonte: Autoria própria

A obtenção das tensões se dá pelo equacionamento.

$$\sigma = F/A_0 \quad (28)$$

Os valores foram muito satisfatórios, podendo-se concluir que o material entregue pela fornecedora está de acordo com o informado. É de extrema importância essa certificação, porque se o material empregado na obra é de baixa qualidade, com certeza ocorrerá falhas com maior facilidade.

O valor elevado de escoamento medido comparado ao fornecido talvez se refira ao fato de que no momento do ensaio, devido algum fator extraordinário, ocorreu um pequeno “escorrego” da máquina, comprovado na figura 40, logo ao início do ensaio, zerando a deformação.



## 5 CONCLUSÕES

Com o trabalho finalizado, as causas dos colapsos que ocorreram na região se tornaram mais claras e passíveis de solução. Como principal razão das quedas está o não dimensionamento prévio da estrutura. Definem-se os materiais e o modelo a ser utilizado e não ocorre verificação dos mesmos.

Fica evidente que o perfil utilizado para as terças não é o adequado, enquanto o perfil utilizado nas treliças se provou suficiente para as ações determinadas. O perfil nas terças foi reprovado com uma margem grande, tornando inviável talvez as ações não extremas quanto a estipulada para verificação, sendo um risco utilizar tal obra. Existem inúmeras formas de reparar este número baixo para resistência, como utilizar um perfil de maiores dimensões obviamente, mas também utilizando de travamentos entre eles, diminuindo seu comprimento de ação. Esse resultado era esperado desde o início, visto que era muito pequeno e seu comprimento de ação muito grande.

Pode ser levado em consideração que o valor aplicado pela norma para a região de Pato Branco – PR é muito elevado, 45 m/s, aproximadamente 162 km/h, número talvez nunca atingido de fato, mas o trabalho deve ser tratado com legitimidade, portanto, não se deve assumir valor diferente.

Com o ensaio do material, definiu que para aquele lote que foi retirado o corpo de prova, teve-se um bom resultado de qualidade, e para esta obra em questão, não é um fator determinante na causa de um possível colapso. Porém, deve ser levado em consideração diferentes lotes e uma maior repetitividade de ensaios para julgar melhor o padrão do fabricante.

Para uma possível continuação deste trabalho, deixo uma sugestão de refazer todos os passos novamente dimensionando para um perfil que suporte as ações requeridas. Pode-se avaliar talvez um perfil menor para a treliça para funções de viabilidade. Também é possível a simulação da mesma cobertura atuando em pilares de metal, configurando uma estrutura metálica completa, assumindo o mesmo perfil do pórtico e confirmar a ação.

## REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14762**: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. Rio de Janeiro, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123**: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800**: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas mistas de Aço e Concreto de Edificações. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI, I.H. **Edifícios Industriais em Aço**: Projeto e cálculo. 6 ed. São Paulo: Pini, 2010, 501p.

Instituto Aço Brasil. **Galpões para usos gerais** /Instituto Aço Brasil, Zacarias M.Chamberlain Pravia (revs.), Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Júnior. - Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010, 74p.

Chamberlain Pravia, Z. M. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado**/ Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Ricardo Ficanha, Ricardo Fabeane, - Rio de Janeiro: Elsevier, 2013, 238p.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009, 357p.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas Metálicas**: Cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2005, 301p.

Pannoni, F. D. **Projeto e durabilidade**. - Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2017, 116p.

Pannoni, F. D. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação ed corrosão e incêndio**. Coletânea do uso do aço, 4. Ed – 2007, 90p.

Chiaverini, V. **Aços e Ferros Fundidos** – 7. ed, Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais – ABM, (2002).

Blessmann, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento** – 2. Ed – Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005, 281p.

Bayer, P. S. **Estrutura de metais, cerâmicas e plásticos** – Ciências dos Materiais, IFSC, Joinville, 2013.

Callister Jr, W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma introdução**, 8. Ed – 2012.

Meseguer, A. G. **Controle e garantia da qualidade na construção**, 1. Ed, Editora Henisa, 1991.

ESOFER, **Catálogo de produtos, 20??**.

## APÊNDICE A - MEMORIAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DAS TERÇAS

Telha de aço galvanizado 0.5mm

$$M_{0.5mm} := 4.8 \frac{kg}{m^2} \quad d := 1.29 \text{ m} \quad l := 5.45 \text{ m} \quad (\text{vão})$$

$$P_{proprioTELHA} := M_{0.5mm} \cdot l \cdot g = 256.542 \frac{N}{m} \quad (\text{Peso telha})$$

Perfil U dobrado U150x50 #3,00 mm

$$M := 5.63 \frac{kg}{m} \quad d := 150 \text{ mm} \quad b := 50 \text{ mm} \quad e := 3 \text{ mm} \quad r := 3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Area &:= 7.23 \text{ cm}^2 & I_x &:= 230.1 \text{ cm}^4 & I_y &:= 16.08 \text{ cm}^4 & e_y &:= 1.13 \text{ cm} \\ W_x &:= 30.6 \text{ cm}^3 & W_y &:= 4.16 \text{ cm}^3 \\ r_x &:= 5.63 \text{ cm} & r_y &:= 1.49 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$P_{proprio150} := M \cdot g = 55.211 \frac{N}{m} \quad (\text{Peso perfil treliça})$$

Perfil U dobrado enrijecido U75x40x15 #2.25 mm

$$M := 3.01 \frac{kg}{m} \quad d := 75 \text{ mm} \quad b := 40 \text{ mm} \quad e := 2.25 \text{ mm} \quad d := 15 \text{ mm} \\ r := 2.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Area &:= 3.83 \text{ cm}^2 & I_x &:= 33.47 \text{ cm}^4 & I_y &:= 8.62 \text{ cm}^4 & e_y &:= 1.50 \text{ cm} \\ W_x &:= 8.93 \text{ cm}^3 & W_y &:= 3.45 \text{ cm}^3 \\ r_x &:= 2.96 \text{ cm} & r_y &:= 1.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$P_{proprio75} := M \cdot g = 29.518 \frac{N}{m} \quad (\text{Peso perfil terça})$$

$$\text{Aço A-36} \quad E := 200 \text{ GPa} \quad f_y := 250 \text{ MPa} \quad v := 0.3$$

$$G := 77 \text{ GPa} \quad f_u := 400 \text{ MPa}$$

Dados projeto

$$\begin{aligned}
 b &:= 20 \text{ m} && (\text{largura}) && \theta &:= 11.3^\circ && (\text{telhado}) \\
 a &:= 54.45 \text{ m} && (\text{comprimento}) && d &:= 1.29 \text{ m} && (\text{distância entre terças}) \\
 h &:= 9.25 \text{ m} && (\text{altura}) && l &:= 5.45 \text{ m} && (\text{distância entre pórticos})
 \end{aligned}$$

$$C_{pe} := -1.4 \quad (\text{menor})$$

$$C_{pi1} := -0.3 \quad (\text{coeficientes de pressão interna})$$

$$C_{pi2} := 0$$

$$q := 0.735 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{pressão dinâmica})$$

$$Ca := 0.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{carga acidental})$$

$$C_{pr} := \min(C_{pe} - C_{pi1}, C_{pe} - C_{pi2}) = -1.4$$

$$P_r := C_{pr} \cdot q = -1.029 \text{ kPa}$$

$$F_v := P_r \cdot d = -1.327 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{carregamento na terça pelo vento})$$

$$F_{telha} := M_{0.5mm} \cdot g \cdot d = 60.723 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (\text{carregamento na terça pela telha})$$

$$F_{telhaX} := F_{telha} \cdot \cos(\theta) = 59.546 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad F_{telhaY} := F_{telha} \cdot \sin(\theta) = 11.898 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$F_{ac} := Ca \cdot d = 322.5 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (\text{carregamento na terça acidental})$$

$$F_{acX} := F_{ac} \cdot \cos(\theta) = 316.248 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad F_{acY} := F_{ac} \cdot \sin(\theta) = 63.193 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$P_{proprio75X} := P_{proprio75} \cdot \cos(\theta) = 28.946 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad P_{proprio75Y} := P_{proprio75} \cdot \sin(\theta) = 5.784 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Carregamentos totais

$$F_{totalX} := P_{proprio75X} + F_{telhaX} + F_v = -1238.919 \frac{N}{m} \quad \text{Vento}$$

$$F_{totalY} := P_{proprio75Y} + F_{telhaY} = 17.682 \frac{N}{m} \quad \text{Vento}$$

$$F_{totalX'} := P_{proprio75X} + F_{telhaX} + F_{acX} = 404.74 \frac{N}{m} \quad \text{Acidental}$$

$$F_{totalY'} := P_{proprio75Y} + F_{telhaY} + F_{acY} = 80.875 \frac{N}{m} \quad \text{Acidental}$$

$$M_{SdX} := \frac{|F_{totalX}| \cdot l^2}{8} = 4.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{SdY} := \frac{|F_{totalY}| \cdot l^2}{8} = 65.651 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$V_{SdX} := \frac{|F_{totalX}| \cdot l}{2} = 3376.053 \text{ N}$$

$$V_{SdY} := \frac{|F_{totalY}| \cdot l}{2} = 48.184 \text{ N}$$

$$M_{SdX'} := \frac{|F_{totalX'}| \cdot l^2}{8} = 1502.723 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{SdY'} := \frac{|F_{totalY'}| \cdot l^2}{8} = 300.274 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$V_{SdX'} := \frac{|F_{totalX'}| \cdot l}{2} = 1102.916 \text{ N}$$

$$V_{SdY'} := \frac{|F_{totalY'}| \cdot l}{2} = 220.384 \text{ N}$$

*SOLICITANTES VENTO*

*SOLICITANTES ACIDENTAL*

## RESISTENCIAS - TERÇAS

Perfil U dobrado enrijecido U75x40x15 #2.25 mm

$$\begin{aligned}
 M &:= 3.01 \frac{\text{kg}}{\text{m}} & h &:= 75 \text{ mm} & b &:= 40 \text{ mm} & e &:= 2.25 \text{ mm} & d &:= 15 \text{ mm} \\
 & & & & & & & & r &:= 2.25 \text{ mm} \\
 \text{Area} &:= 3.83 \text{ cm}^2 & I_x &:= 33.47 \text{ cm}^4 & I_y &:= 8.62 \text{ cm}^4 & & & & \\
 & & & & & & & & & e_y &:= 1.50 \text{ cm} \\
 & & W_x &:= 8.93 \text{ cm}^3 & W_y &:= 3.45 \text{ cm}^3 & & & & & \\
 & & r_x &:= 2.96 \text{ cm} & r_y &:= 1.50 \text{ cm} & & & & & 
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Aço A-36} & & E &:= 200 \text{ GPa} & f_y &:= 250 \text{ MPa} & \nu &:= 0.3 \\
 & & G &:= 77 \text{ GPa} & f_u &:= 400 \text{ MPa} & & & 
 \end{aligned}$$

O momento fletor resistente de cálculo  $M_{Rd}$  deve ser tomado como o menor valor calculado entre: escoamento de seção efetiva, flambagem lateral com torção e flambagem distorcional.

## ESCOAMENTO DE SEÇÃO EFETIVA

$$M_{Rd} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} \quad \gamma := 1.1$$

Coefficientes para cálculo do coeficiente flambagem local (tabela13)

$$\eta := \frac{b}{h} = 0.533 \quad \mu := \frac{d}{h} = 0.2 \quad \rightarrow \quad B := 0$$

$$a := 81 - 730 \eta + 4261 \eta^2 - 12304 \eta^3 + 17919 \eta^4 - 12796 \eta^5 + 3574 \eta^6 = 17.012$$

$$k_l := a = 17.012$$

$$M_l := k_l \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E}{12 (1 - \nu^2) \cdot \left( \frac{h}{e} \right)^2} \right) \cdot W_x = 24.715 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento fletor de flambagem local elástica})$$

$$\lambda_p := \left( \frac{W_x \cdot f_y}{M_l} \right)^{0.5} = 0.301 \quad \ll 0.673 \quad W_{ef} := W_x$$

$$M_{Rd} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 2029.545 \text{ N} \cdot \text{m}$$

## FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

$$M_{Rd} := \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma}$$

Pelo metodo da seção efetiva

$$C_b := 1 \quad (\text{Fator para momento fletor não uniforme})$$

$$L_y := l \quad L_z := 5.45 \text{ m} \quad (\text{comprimento de flambagem})$$

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_y^2} = 5.729 \text{ kN} \quad (\text{força axial de flambagem global elástica por flexão})$$

$$r_0 := (r_x^2 + r_y^2)^{0.5} = 3.318 \text{ cm} \quad (\text{raio de giração polar})$$

$$J := \frac{1}{3} (2 \cdot b \cdot e^3 + h \cdot e^3) = 0.059 \text{ cm}^4 \quad (\text{constante de torção - Pfeil 8ª ed})$$

$$x_g := e_y = 15 \text{ mm}$$

$$x_o := \frac{e \cdot h^2 \cdot b^2}{4 I_x} = 15.125 \text{ mm}$$

$$C_w := \frac{h^2}{4} (I_y + Area \cdot x_g^2 - Area \cdot x_o \cdot x_g) = 120.205 \text{ cm}^6 \quad (\text{constante de empenamento - Pfeil 8ª ed})$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \left( \frac{\pi^2 E \cdot C_w}{L_z^2} + G \cdot J \right) = 48.407 \text{ kN} \quad (\text{força axial de flambagem global elástica por torção})$$

$$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot (N_{ey} \cdot N_{ez})^{0.5} = 552.589 \text{ N} \cdot \text{m} \quad (\text{momento fletor de flambagem lateral com torção elástico})$$

$$\lambda_0 := \left( \frac{W_x \cdot f_y}{M_e} \right)^{0.5} = 2.01 \quad \parallel > 1.336$$

$$\chi_{FLT} := \frac{1}{\lambda_0^2} = 0.248 \quad (\text{Fator de redução associado a FLT})$$

$$\lambda_p := \left( \frac{\chi_{FLT} \cdot W_x \cdot f_y}{M_l} \right)^{0.5} = 0.15 \quad \parallel < 0.673 \quad \therefore W_{c.ef} := W_x$$

$$M_{Rd} := \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 502.354 \text{ N} \cdot \text{m}$$

## FLAMBAGEM DISTORCIONAL

$$M_{Rd} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma}$$

$$X := \left(\frac{b}{e}\right)^{1.1} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{0.4} \cdot \frac{f_y}{50} = 32.727 \quad (\text{Chodraui, 2003})$$

$$M_{dist} := ((-8 \cdot 10^{-9}) \cdot X^3 + 10^{-5} \cdot X^2 - 0.0048 X + 1.2685) \cdot W_x \cdot f_y = 2.505 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{dist} := \left(W_x \cdot \frac{f_y}{M_{dist}}\right)^{0.5} = 0.944 \quad \gg 0.673$$

$$\chi_{dist} := \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{dist}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} = 0.812 \quad (\text{Fator de redução associado a FD})$$

$$M_{Rd} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 1648.732 \text{ N} \cdot \text{m}$$

## FORÇA CORTANTE RESISTENTE

$$a' := h - 2 d = 45 \text{ mm} \quad \text{distância entre enrijecedores transversais de alma.}$$

$$h' := h - 4 e = 66 \text{ mm}$$

$$k_v := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a'}{h'}\right)^2} = 15.756 \quad \frac{h'}{e} = 29.333 \quad \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y}\right)^{0.5} = 112.27$$

(coeficiente flambagem local por cisalhamento)

Para este caso  $29.33 < 112.27$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot h' \cdot e}{\gamma} = 20250 \text{ N} \quad \text{Força cortante resistente}$$

## CÁLCULO DA FLECHA

Método da seção efetiva

$$\lambda_{pd} := \left( \frac{M_{SdX}}{M_t} \right)^{0.5} = 0.431 \quad \blacksquare < 0.673 \quad I_{ef} := I_x$$

$$Fl := \frac{5}{384} \cdot \frac{|F_{totalX}| \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 212.609 \text{ mm}$$

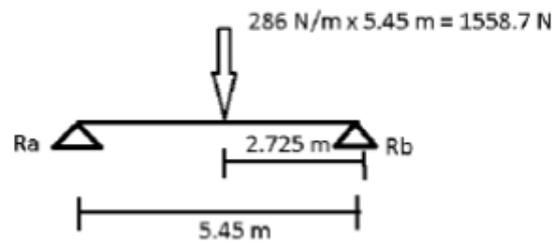
$$Fl_{max} := \frac{l}{120} = 45.417 \text{ mm}$$

## APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO PARA RESISTÊNCIA DO ELEMENTO MAIS SOLICITADO DO PÓRTICO

Cálculo das reações das terças na treliça

$\sum Ma$  igual a ZERO

$$R_b := \frac{1558.7 \cdot 2.725}{5.45} = 779.35$$



Perfil U dobrado U150x50 #3,00 mm

$$M := 5.63 \frac{kg}{m} \quad h := 150 \text{ mm} \quad b := 50 \text{ mm} \quad e := 3 \text{ mm} \quad r := 3 \text{ mm}$$

$$Area := 7.23 \text{ cm}^2 \quad I_x := 230.1 \text{ cm}^4 \quad I_y := 16.08 \text{ cm}^4 \quad e_y := 1.13 \text{ cm}$$

$$W_x := 30.6 \text{ cm}^3 \quad W_y := 4.16 \text{ cm}^3$$

$$r_x := 5.63 \text{ cm} \quad r_y := 1.49 \text{ cm}$$

$$P_{próprio150} := M \cdot g = 55.211 \frac{N}{m}$$

Aço A-36  $E := 200 \text{ GPa}$   $f_y := 250 \text{ MPa}$   $\nu := 0.3$

$G := 77 \text{ GPa}$   $f_u := 400 \text{ MPa}$

$KL := 0.6 \text{ m}$  (Comprimento de flambagem do elemento selecionado)

Barras submetidas à força axial de compressão

$$\eta := \frac{b}{h} = 0.333$$

$$k_l := 4 + 3.4 \eta + 21.8 \eta^2 - 174.3 \eta^3 + 319.9 \eta^4 - 237.6 \eta^5 + 63.6 \eta^6 = 4.159$$

$$N_l := k_l \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E}{12 (1 - \nu^2) \left( \frac{h}{e} \right)^2} \right) \cdot Area = 217.409 \text{ kN} \quad (\text{força axial flambagem local elástica})$$

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(KL)^2} = (1.262 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\lambda_{0x} := \left( Area \cdot \frac{f_y}{N_{ex}} \right)^{0.5} = 0.12 \quad \parallel < 1.5$$

$$\chi_x := 0.658^{\lambda_{0x}^2} = 0.994 \quad (\text{fator de redução})$$

$$\lambda_{px} := \left( \frac{\chi_x \cdot Area \cdot f_y}{N_l} \right)^{0.5} = 0.909 \quad \parallel > 0.776$$

$$A_{ef} := Area \cdot \left( 1 - \frac{0.15}{\lambda_{px}^{0.8}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{px}^{0.8}} = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{c.Rdx} := \frac{\chi_x \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1.2} = 135.431 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente em relação ao eixo X})$$

EM RELAÇÃO AO EIXO Y

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(KL)^2} = 881.685 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0y} := \left( Area \cdot \frac{f_y}{N_{ey}} \right)^{0.5} = 0.453 \quad \parallel < 1.5$$

$$\chi_y := 0.658^{\lambda_{0y}^2} = 0.918$$

$$\lambda_{py} := \left( \frac{\chi_y \cdot Area \cdot f_y}{N_l} \right)^{0.5} = 0.874 \quad \parallel > 0.776$$

$$A_{ef} := Area \cdot \left( 1 - \frac{0.15}{\lambda_{px}^{0.8}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{px}^{0.8}} = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{c.Rdy} := \frac{\chi_y \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1.2} = 125.042 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente em relação ao eixo Y})$$

EM RELAÇÃO AO EIXO Z

$$r_0 := (rx^2 + ry^2)^{0.5} = 5.824 \text{ cm} \quad (\text{raio de giração polar})$$

$$J := \frac{1}{3} (2 \cdot b \cdot e^3 + h \cdot e^3) = 0.225 \text{ cm}^4 \quad (\text{constante de torção - Pfeil 8ª ed})$$

$$xg := ey = 11.3 \text{ mm}$$

$$xo := \frac{e \cdot h^2 \cdot b^2}{4 Ix} = 18.334 \text{ mm}$$

$$Cw := \frac{h^2}{4} (Iy + Area \cdot xg^2 - Area \cdot xo \cdot xg) = 581.228 \text{ cm}^6 \quad (\text{constante de empenamento - Pfeil 8ª ed})$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \left( \frac{\pi^2 E \cdot Cw}{(KL)^2} + G \cdot J \right) = 990.71 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0z} := \left( Area \cdot \frac{f_y}{N_{ez}} \right)^{0.5} = 0.427 \quad \|\leq 1.5$$

$$\chi_z := 0.658^{\lambda_{0z}^2} = 0.926$$

$$\lambda_{pz} := \left( \frac{\chi_z \cdot Area \cdot f_y}{N_t} \right)^{0.5} = 0.878 \quad \|\geq 0.776$$

$$A_{ef} := Area \cdot \left( 1 - \frac{0.15}{\lambda_{pz}^{0.8}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{pz}^{0.8}} = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{c.Rdz} := \frac{\chi_z \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1.2} = 126.228 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente por torção})$$

## FLEXOTORÇÃO

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} \cdot N_{ez}}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right)^{0.5} = 990.71 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0xz} := \left( \frac{Area \cdot f_y}{N_{exz}} \right)^{0.5} = 0.427 \quad \|\leq 1.5$$

$$\chi_{xz} := 0.658^{\lambda_{0xz}^2} = 0.926$$

$$\lambda_{pxz} := \left( \frac{\chi_{xz} \cdot Area \cdot f_y}{N_t} \right)^{0.5} = 0.878 \quad \|\geq 0.776$$

$$A_{ef} := Area \cdot \left( 1 - \frac{0.15}{\lambda_{px}^{0.8}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{px}^{0.8}} = 6.54 \text{ cm}^2$$

$$N_{c.Rdxz} := \frac{\chi_{xz} \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1.2} = 126.228 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente por flexo-torção})$$

## Barras submetidas à força axial de tração

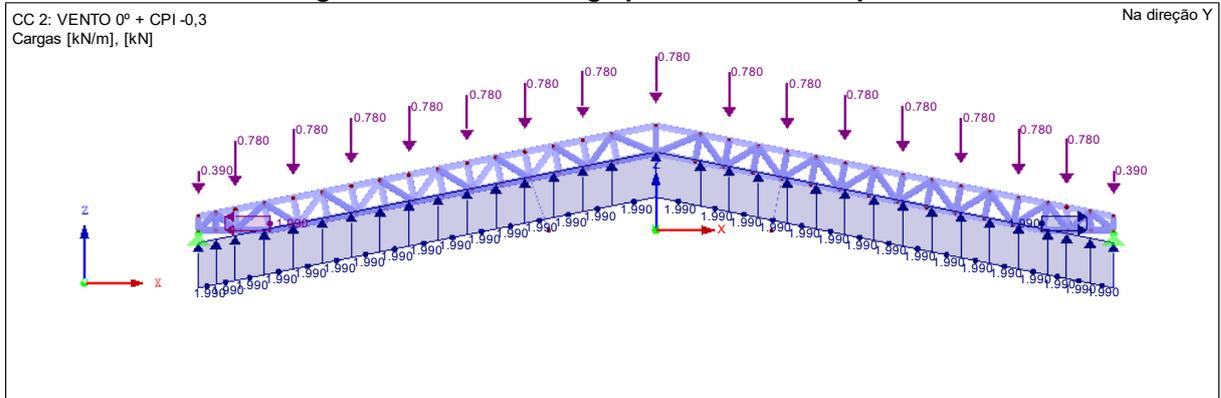
$$N_{t.Rd1} := \frac{Area \cdot f_y}{1.1} = 164.318 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente para escoamento de seção bruta})$$

$$N_{t.Rd2} := \frac{Area \cdot f_u}{1.35} = 214.222 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente para ruptura fora da região de ligação})$$

$$N_{t.Rd3} := \frac{(Area - (h \cdot e)) \cdot f_u}{1.65} = 66.182 \text{ kN} \quad (\text{Força axial resistente para ruptura dentro da região de ligação})$$

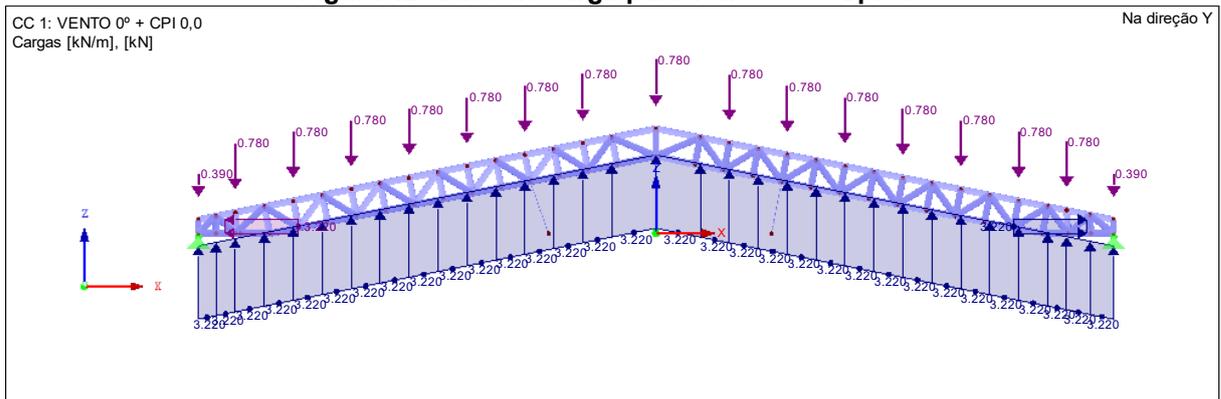
## APÊNDICE C – CASOS DE CARGA DAS SIMULAÇÕES DO PÓRTICO

**Figura 41 - Caso de carga para ventos 0° e Cpi -0.3**



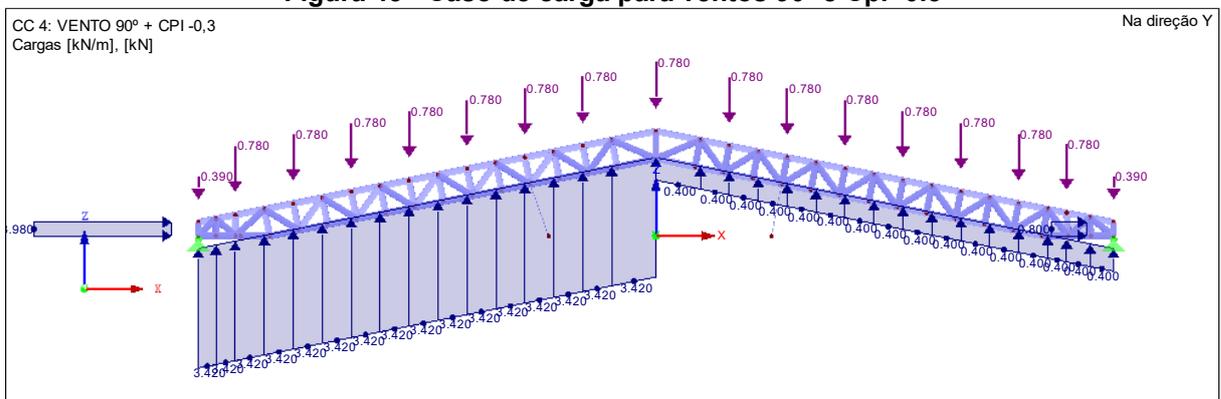
Fonte: Autoria própria

**Figura 42 -Caso de carga para ventos 0° e Cpi 0.0**



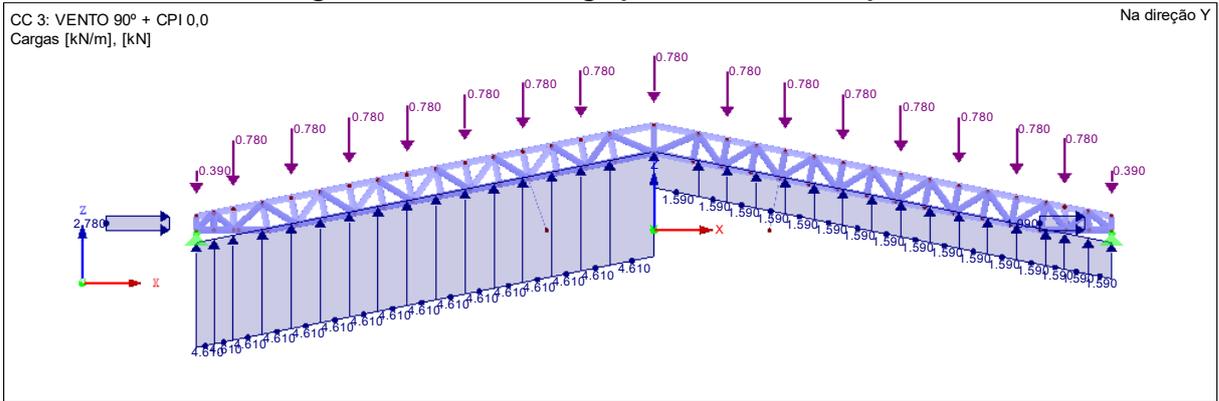
Fonte: Autoria própria

**Figura 43 - Caso de carga para ventos 90° e Cpi -0.3**



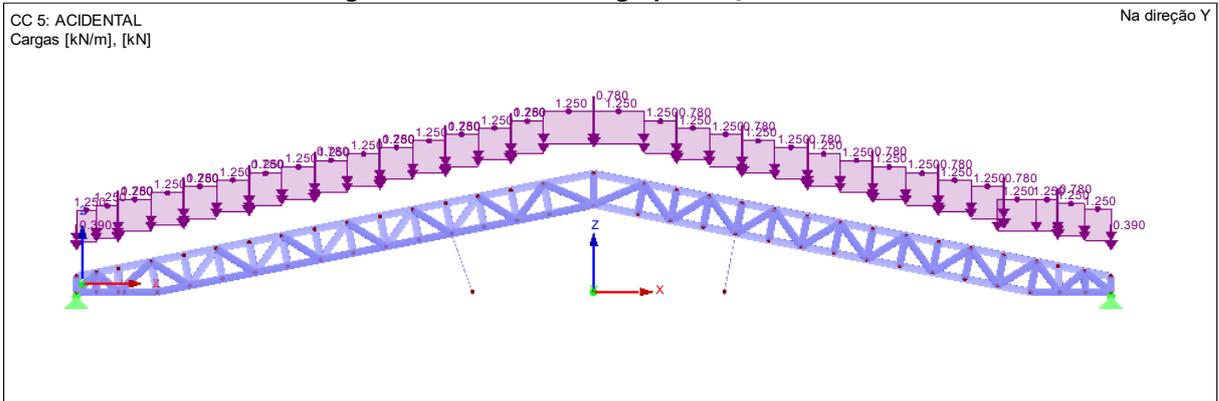
Fonte: Autoria própria

**Figura 44 - Caso de carga para ventos 90° e Cpi 0.0**



Fonte: Autoria própria

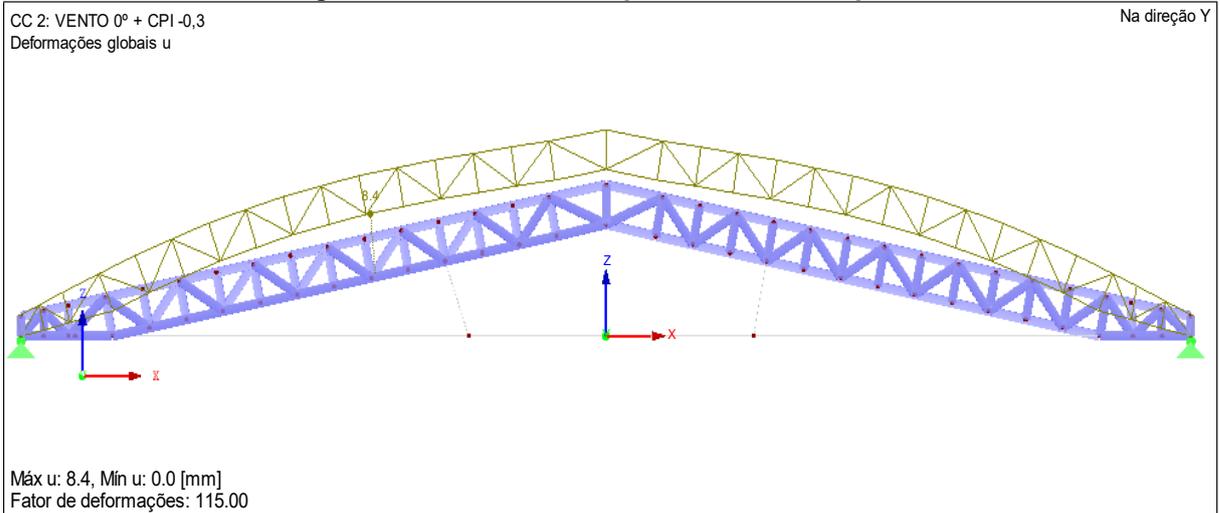
**Figura 45 - Caso de carga para ação acidental**



Fonte: Autoria própria

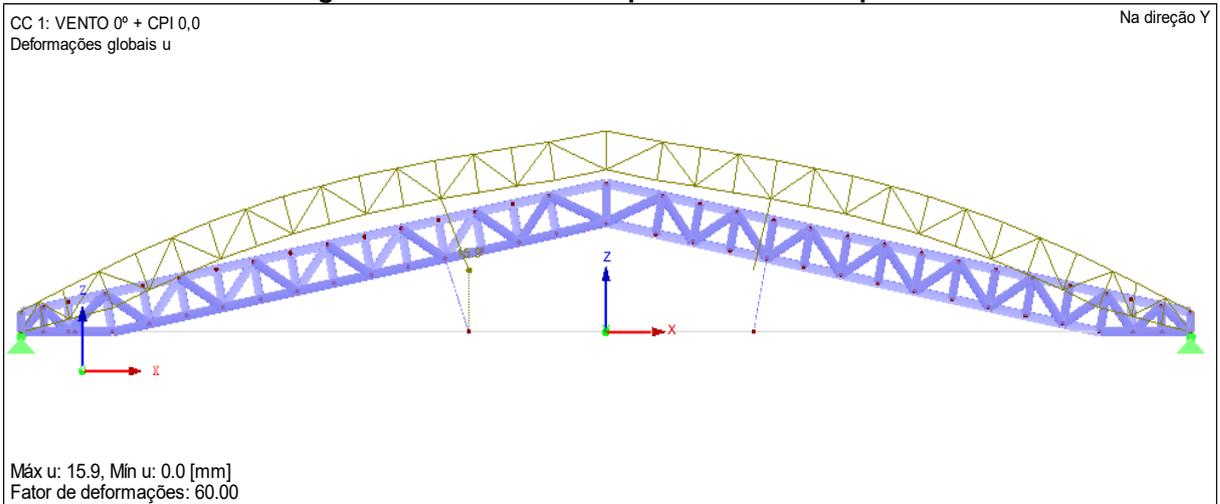
## APÊNDICE D – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS DAS SIMULAÇÕES DO PÓRTICO

**Figura 46 - Deslocamento para ventos 0° e Cpi -0.3**



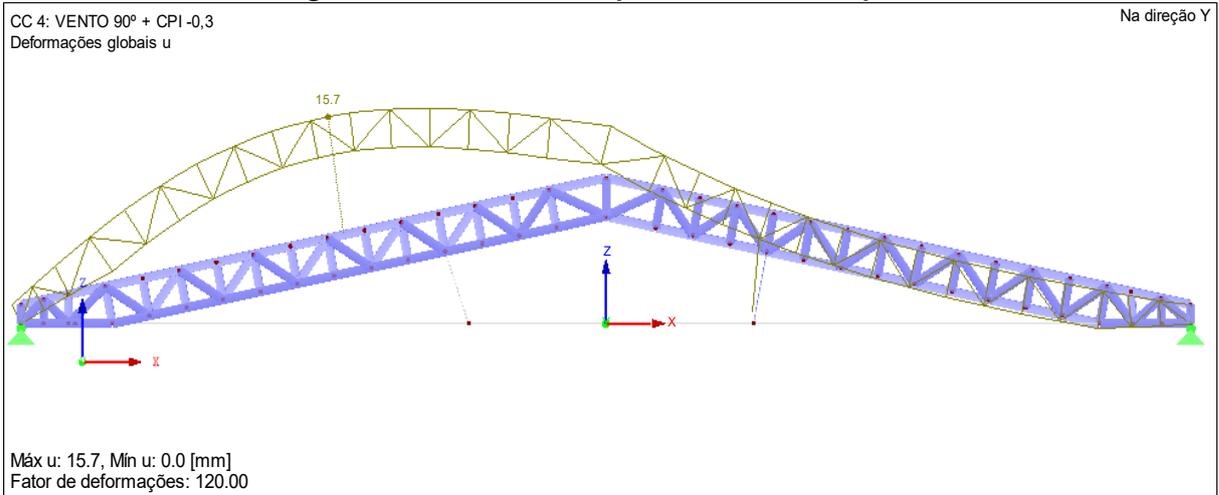
Fonte: Autoria própria

**Figura 47 - Deslocamento para ventos 0° e Cpi 0.0**



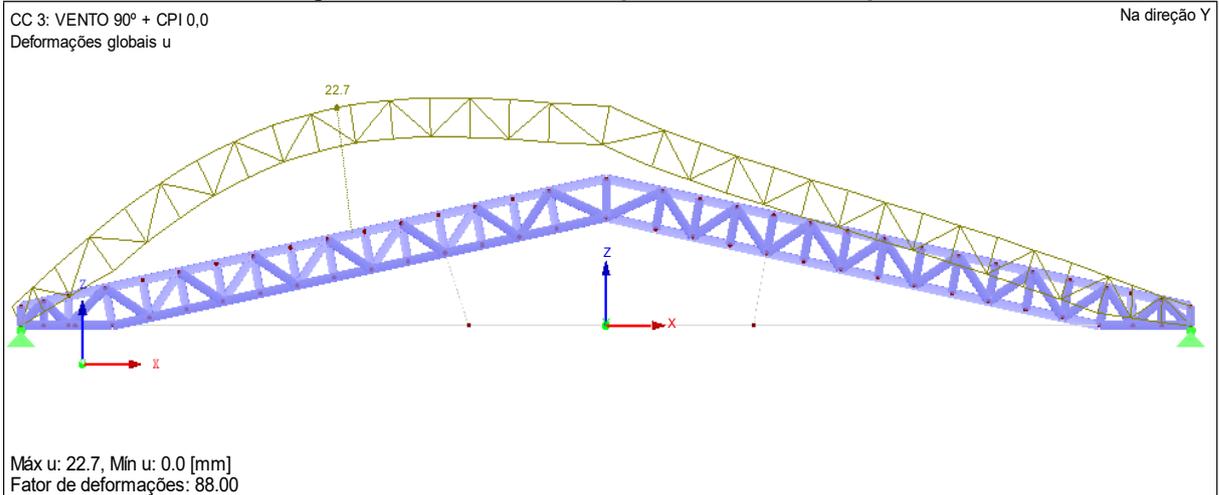
Fonte: Autoria própria

**Figura 48 - Deslocamento para ventos 90° e Cpi -0.3**



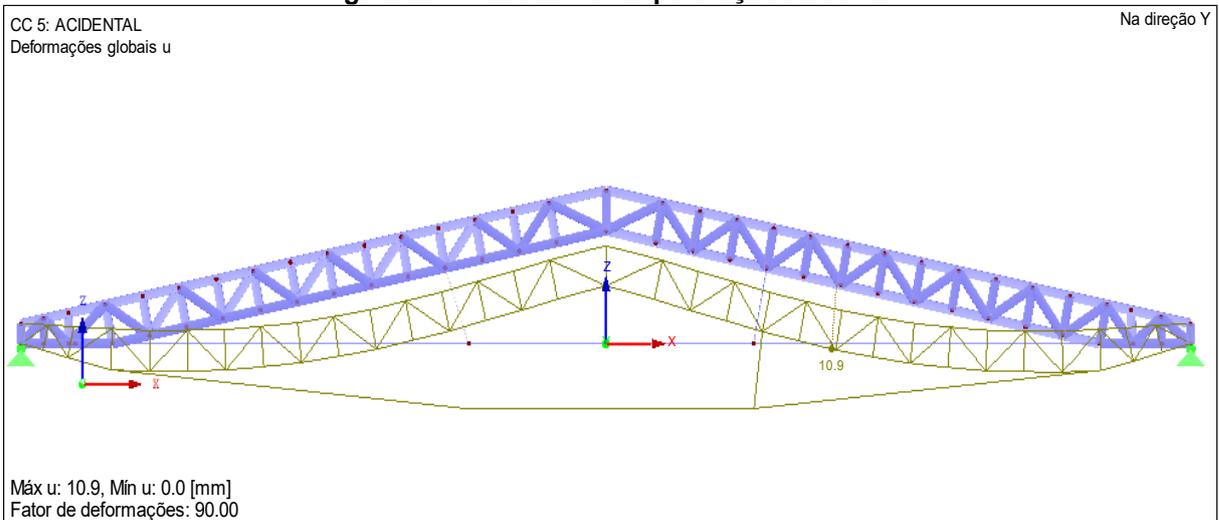
Fonte: Autoria própria

**Figura 49 - Deslocamento para ventos 90° e Cpi 0.0**



Fonte: Autoria própria

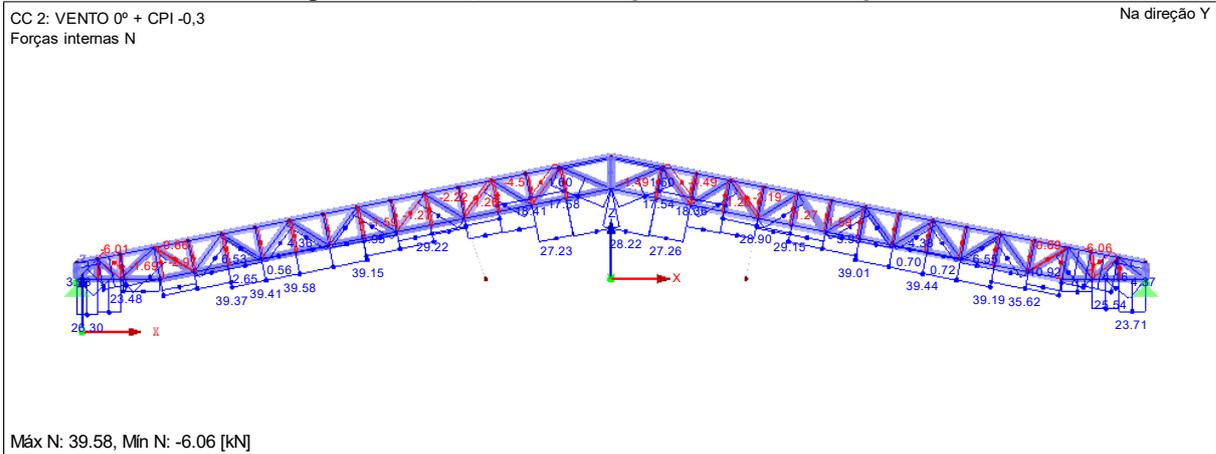
**Figura 50 - Deslocamento para ação acidental**



Fonte: Autoria própria

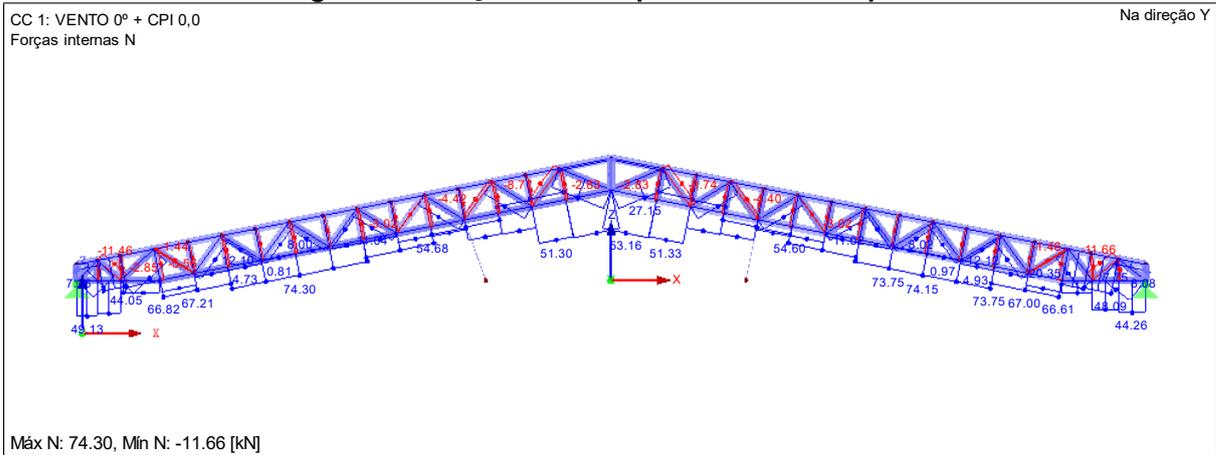
## APÊNDICE E – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS DAS SIMULAÇÕES DO PÓRTICO

**Figura 51 - Forças normais para ventos 0° e Cpi -0.3**



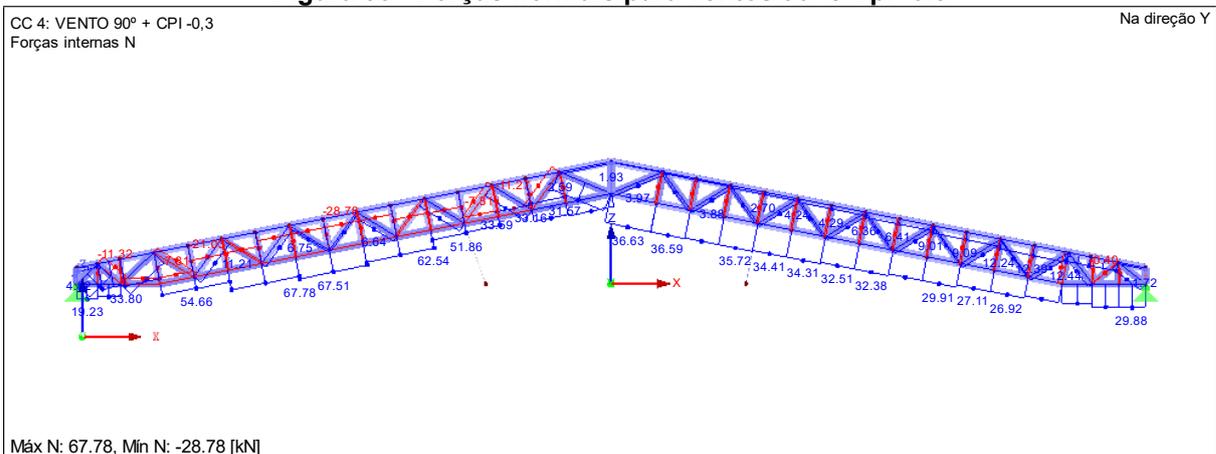
Fonte: Autoria própria

**Figura 52 - Forças normais para ventos 0° e Cpi 0.0**



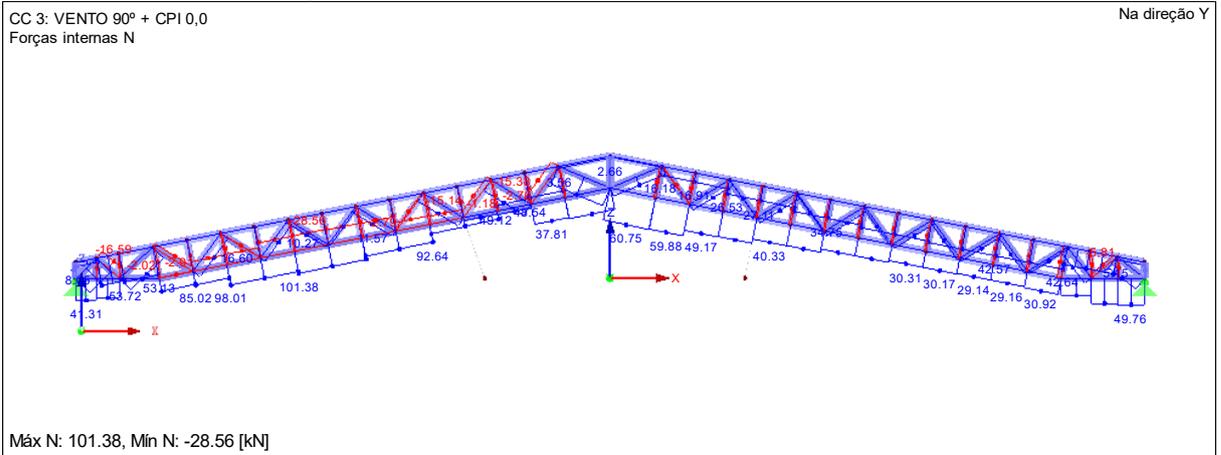
Fonte: Autoria própria

**Figura 53 - Forças normais para ventos 90° e Cpi -0.3**



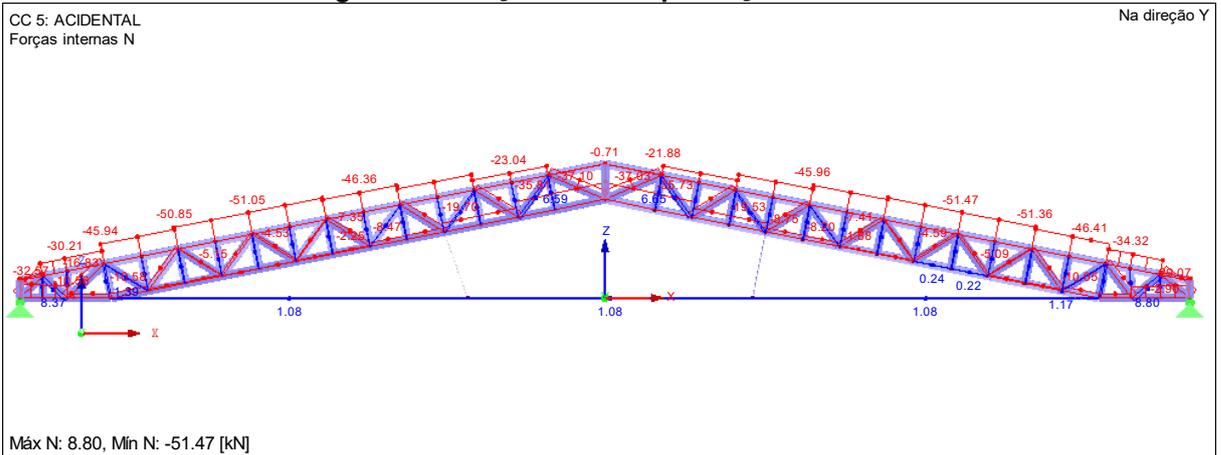
Fonte: Autoria própria

**Figura 54 - Forças normais para ventos 90° e Cpi 0.0**



Fonte: Autoria própria

**Figura 55 - Forças normais para ação acidental**



Fonte: Autoria própria