**Universidade Federal de Ouro Preto**
**Escola de Minas - Departamento de Engenharia Civil**
**Programa de Pós-Graduação em Engenharia das Construções**
**Mestrado Profissional em Engenharia das Construções**

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA TESOURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS COM PONTE ROLANTE

**Ouro Preto – MG**
**2020**

**Leandro Nunes da Silva**

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA TESOURAS DE GALPÕES INDUSTRIAIS COM PONTE ROLANTE

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia das Construções da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito para obtenção do título de Mestre em Ciências em Construção Metálica.

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula
Coorientador: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

**Ouro Preto – MG**
**2020**

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

S586a Silva, Leandro Nunes da.
Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturais para Galpões Industriais com Ponte Rolante. [manuscrito] / Leandro Nunes da Silva. - 2020.
83 f.

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti Paula.
Dissertação (Mestrado Profissional). Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia das Construções.

1. Galpão Industrial. 2. Desempenho Estrutural. 3. Ponte Rolante. I. Paula, Geraldo Donizetti. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB:1716

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia das Construções
Mestrado Profissional em Construção Metálica

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA GALPÕES INDUSTRIAIS COM PONTE ROLANTE

**AUTOR: LEANDRO NUNES DA SILVA**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 03 de março de 2020, pela comissão examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Geraldo Donizetti de Paula, D. Sc. – UFOP (Presidente)

Prof. Flávio Teixeira de Souza, D. Sc. – IFMG

Prof. Mário Luís Cabello Russo, D. Sc. – IFMG

Primeiramente a Deus,
Aos meus pais, Miguel e Marlene,
À minha irmã Carolina,
À minha noiva Juliana, com amor e gratidão.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por me fazer vencer mais uma etapa em minha vida e por estar sempre me guiando, pois sem ele, não há sentido em viver.

Aos meus pais Miguel e Marlene, a minha irmã Carolina pelo amor e apoio irrestrito em todos os momentos.

À minha noiva Juliana, que sempre esteve ao meu lado me apoiando com muita paciência, compreensão e amor.

A todos os meus amigos do mestrado, em especial Emerson, Fábio e Elvis, pelos grandes momentos, companheirismo e aprendizado conquistado neste período.

Aos meus amigos, em especial ao Vinícius por ter sido fundamental e parceiro para o término deste trabalho.

Ao Prof. Geraldo Donizetti de Paula, por ter sido um grande amigo e orientador.

À Universidade Federal de Ouro Preto, pelas oportunidades e formação profissional.

# RESUMO

A tipologia estrutural de um projeto de um galpão de uso geral é comumente definida através da experiência dos projetistas e calculistas de estrutura metálica. O processo de decisão entre os diferentes tipos de sistemas estruturais não é uma matéria amplamente discutida nos projetos de engenharia civil. As competitividades das estruturas de galpões de uso geral exigem respostas rápidas e econômicas frente ao mercado consumidor. O objetivo deste trabalho foi avaliar, comparativamente, o desempenho de tesouras metálicas comumente empregadas para galpões de uso geral compostos por vigas de cobertura em perfis laminados. Para se avaliar o desempenho desses sistemas estruturais, foram considerados pórticos transversais com as seguintes tipologias de tesouras: viga de alma cheia, viga em arco treliçado e viga em treliça trapezoidal, com vãos livres de 20, 25 e 30 metros, com distância entre pórticos de 6 metros. Os galpões foram modelados, analisados e calculados no *software* SAP2000. Para avaliar a eficiência do sistema estrutural utilizou-se como parâmetro de avaliação a taxa de consumo de aço e a resposta estrutural dos sistemas e comparativos entre os deslocamentos. Conclui-se sobre o ponto de vista estrutural, dentre as tipologias e os parâmetros considerados nas análises, a treliça trapezoidal é a mais eficiente, apresentando menores esforços axiais, consumo de aço e deslocamentos, seguido da treliça em arco treliçado e viga de alma cheia.



Palavras chave: Galpão industrial, Desempenho estrutural, Tesouras metálicas.

***ABSTRACT***

*The structural typology of a general purpose building project is commonly defined through the experience of metal structure designers and calculators. The decision-making process between different types of structural systems is not a topic widely discussed in civil engineering projects. The competitiveness of general purpose building structures requires quick and economical responses to the consumer market. The objective of this work was to evaluate, comparatively, the performance of some scissors truss commonly used for general purpose sheds composed of roof beams. In order to evaluate the performance of these structural systems, transverse frames with the following types of scissors truss were considered: full-beam, lattice beam and trapezoidal lattice beam, with free spans of 20, 25 and 30 meters, with distance between frames. 6 meters. The warehouses were modeled, analyzed and calculated using the SAP2000 software. To evaluate the efficiency of the structural system, the rate of consumption of steel and the structural response of the systems were used as an evaluation parameter. It is concluded from the structural point of view, among the typologies and parameters considered in the analyzes, that the latticed porches, the trapezoidal truss is the most efficient, presenting less axial efforts, steel consumption and displacements, followed by the truss in truss and full beam.*

*Key-words: Industrial shed, Structural performance, Scissors Truss.*

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Modelo de ponte rolante ..... 15

Figura 2 - Detalhe ponte rolante ..... 21

Figura 3 - Detalhe vinculação interna treliça trapezoidal ..... 25

Figura 4 - Isopletas de velocidade do vento ..... 30

Figura 5 - Perspectiva do modelo e sistema estrutural típico ..... 35

Figura 6 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga em alma cheia ..... 35

Figura 7 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga treliçada ..... 36

Figura 8 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga em arco treliçado ..... 36

Figura 9 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 1, dimensões em mm . 38

Figura 10 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 2, dimensões em mm38

Figura 11 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 3, dimensões em mm39

Figura 12 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 1, dimensões em mm ..... 39

Figura 13 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 2, dimensões em mm ..... 40

Figura 14 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 3, dimensões em mm ..... 40

Figura 15 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 1, dimensões em mm ..... 41

Figura 16 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 2, dimensões em mm ..... 41

Figura 17 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 3, dimensões em mm ..... 42

Figura 18 - Coeficientes de pressão externa e interna ..... 43

Figura 19 - Coeficientes de pressão externa nas laterais ..... 44

Figura 20 - Coeficientes de pressão externa na cobertura ..... 44

Figura 21 - Cargas de ação do vento ..... 45

Figura 22 - Esquema de aplicação das cargas da ponte rolante..... 45

Figura 23 - Trem tipo para carga máxima e mínima por roda..... 47

Figura 24 - Representação das condições de carregamento da viga de rolamento..... 47

Figura 25 - Representação da estrutura da treliça e diagrama de esforços ..... 52

Figura 26 - Posição inderformada e deformada da treliça trapezoidal ..... 58

Figura 27 - Tipologias de tesouras analisadas ..... 64

Figura 28 - Comparativo entre as forças axiais máximas atingidas nos 9 modelos ..... 65

Figura 29 - Comparativo entre os deslocamentos máximos atingidos nos 9 modelos ..... 66

Figura 30 - Comparativo entre o consumo de aço das tesouras nos 9 modelos ..... 66

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades mecânicas dos materiais ..... 42

Tabela 2 - Valores de cargas e dimensões para ponte rolante ..... 46

Tabela 3 - Hipóteses de combinações de ações para o estado limite último ..... 50

Tabela 4 - Hipóteses de combinações de ações para o estado limite de serviço ..... 51

Tabela 5 - Esforços axiais devido ao peso próprio ..... 53

Tabela 6 - Esforços axiais devido à sobrecarga ..... 53

Tabela 7 - Esforços axiais devido ao vento ..... 54

Tabela 8 - Esforços axiais devido ao vento ..... 55

Tabela 9 - Esforços axiais devido a ponte rolante ..... 55

Tabela 10 - Esforços axiais devido a ponte rolante ..... 56

Tabela 11 - Esforços axiais devido a ponte rolante ..... 57

Tabela 12 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 58

Tabela 13 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 59

Tabela 14 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 60

Tabela 15 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 60

Tabela 16 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 61

Tabela 17 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 62

Tabela 18 - Resultados dos deslocamentos por nó ..... 62

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Comparativo entre critérios de normas ..... 32

Quadro 2 - Identificação dos modelos a serem analisados ..... 37

Quadro 3 - Definições das combinações utilizadas ..... 49

**SUMÁRIO**

**1 INTRODUÇÃO ..... 12**
1.1 APRESENTAÇÃO ..... 12
1.2 OBJETIVOS ..... 16
1.3 JUSTIFICATIVA ..... 16
1.4 METODOLOGIA ..... 17
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO ..... 17

**2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ..... 19**
2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES ..... 19
2.2 TRABALHOS ABORDANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DE GALPÕES E EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS ..... 22
2.3 ASPECTOS RELEVANTES PARA CÁLCULO DE GALPÕES INDUSTRIAIS EM AÇO COM PONTE ROLANTE ..... 22
2.4 ARRANJO ESTRUTURAL DE GALPÕES ..... 23
2.5 VINCULAÇÃO ENTRE ELEMENTOS ESTRUTURAIS – ENGASTES, RÓTULAS, APOIOS SEMIRRÍGIDOS ..... 24
2.6 ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO, TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS ..... 25
2.7 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS TÍPICOS ..... 26
2.7.1 Carga permanente ..... 26
2.7.2 Cargas acidentais verticais – sobrecargas ..... 27
2.7.3 Cargas horizontais – sobrecargas ..... 27
2.7.4 Cargas devido ao vento ..... 28
2.7.5 Cargas devido a ponte rolante ..... 31

**3 SISTEMAS ESTRUTURAIS ANALISADOS ..... 34**
3.1 PÓRTICOS COM VIGA DE ALMA CHEIA ..... 35
3.2 PÓRTICOS COM VIGA EM TRELIÇA TRAPEIZOIDAL ..... 35
3.3 PÓRTICOS COM VIGA EM ARCO TRELIÇADO ..... 36

**4 DIMENSIONAMENTO ..... 37**
4.1 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS ..... 42
4.1.1 Aço ..... 42
4.2 CARREGAMENTOS ..... 43
4.2.1 Carga Permanente ..... 43
4.2.2 Cargas acidentais verticais ..... 43

4.2.3 Cargas Horizontais Sobrecarga ..... 43
4.2.4 Vento ..... 43
4.2.5 Cargas da Ponte Rolante ..... 45
4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES ..... 48
4.4 ANÁLISE DOS MODELOS ESTRUTURAIS ..... 52
4.4.1 Esforços axiais na estrutura ..... 52
4.4.2 Deslocamentos ..... 57

**5 RESULTADOS E DISCUSSÕES ..... 64**

**6 CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES ..... 67**
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 67
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ..... 67

**REFERÊNCIAS ..... 68**

**APÊNDICE I – PROVA CÁLCULO ABNT NBR 8800 ..... 71**

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 APRESENTAÇÃO

Edifícios industriais são considerados construções, que tem por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a vários fins, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos, hangares, dentre outros. Esses edifícios ou construções por sua vez podem ser classificados como normais, industriais e especiais. Os normais são edifícios em forma de galpão com estruturas simples de telhado em caixilhos abertos, mais utilizados para oficinas, fábricas e armazéns. Esses requerem áreas amplas e claras, sem obstruções pelas colunas. A grande área do piso oferece flexibilidade e facilidade suficientes para alterações posteriores no layout da produção sem grandes alterações na edificação. Os edifícios industriais são construídos com altura livre adequada para o uso de um guindaste móvel. Os especiais são edifícios de usinas siderúrgicas usados para a fabricação de máquinas pesadas ou produção de energia (BELLEI, 2006).

Desde o século XVIII, que o aço vem sendo utilizado na construção civil. Dois acontecimentos foram primordiais para a ocorrência deste fato: o início da revolução industrial e a siderurgia em massa. Isso foi importante para que grandes quantidades de aço fossem produzidas em um menor espaço de tempo. Desde o século XIX quando ocorreu o crescimento na produção mundial total de aço, os países desenvolvidos já os utilizavam como material de construção. Com o constante desenvolvimento da indústria siderúrgica e dos processos de produção, a demanda por esse material nunca mais se extinguiu, consolidando o mercado de construções metálicas (BELLEI, 2006).

Com novos métodos de fabricação e montagem, a estrutura pode ser executada com maior rapidez, reduzindo o custo de financiamento e permitindo que a edificação gere lucros mais rapidamente. Além disso, a grande variedade de dimensões e formas dos perfis metálicos, permite o enquadramento econômico da estrutura a curto e longo prazo. Quando comparado a outros materiais, o aço tem a maior taxa de reciclagem e em regiões com efeitos sísmicos o aço é o material estrutural mais confiável para cargas sísmicas.

Segundo Kuhn (2014) o termo “estruturas em aço” é considerado como uma grande variedade de elementos ou componentes utilizados na construção de edifícios e outras estruturas, incluindo vigas, balaustradas, treliças, placas de piso e roldanas. Muitos desses elementos são feitos de seções laminadas a quente padrão, perfis formados a frio ou perfis

obtidos a partir soldagem. O autor enfatiza que uma variedade de tipos de aço é usada para produzir esses elementos estruturais, chapas e outros componentes, dependendo do uso pretendido, custo, peso da estrutura e resistência à corrosão. As construções em aço possibilitam uma gama de arquiteturas e muitas vezes viabilizam edificações que não poderiam ser realizadas com outra matéria-prima, como por exemplo: concreto e madeira (SANTOS, 1978). Isso deve-se ao fato da pré-fabricação das estruturas em aço onde são apenas montadas e fixadas no campo.

Fyfer, Slater e Watson (1986), afirmam que a fabricação de aço envolve a oxidação do minério, a remoção de impurezas e a adição de outros materiais para produzir uma composição desejável. Chiaverini (1982) identifica quatro métodos principais de produção de aço; o processo de lareira, o processo de oxigênio, o processo de forno elétrico e o processo de vácuo. O aço fundido assim produzido é utilizado na fabricação de produtos de aço bruto, como perfis estruturais, chapas e arame. Existem três processos básicos de modelagem pelos quais os lingotes de ferro formam o produto final, ou seja, laminação, forjamento e extrusão.

O aço como qualquer material possui vantagens e desvantagens, ele é uma liga de ferro com outros metais e isso torna-o suscetível à corrosão, que em certos casos pode ser resolvido utilizando aplicação anticorrosivos. O aço em elevadas temperaturas pode entrar em colapso, a utilização de proteção passiva nesses casos aumenta o tempo de resistência ao fogo, garantindo maior tempo para evacuação em caso de incêndio. O custo da proteção passiva também pode ser elevado e podendo ser utilizado pinturas especiais que garantem a proteção total da estrutura. Em altas temperaturas, o aço perde suas propriedades, havendo risco do fenômeno da flambagem e até a ruptura da estrutura. O aço possui alta taxa de expansão com a variação de temperatura, com a dilatação excessiva pode ser prejudicial para a edificação de modo geral.

Todavia, as vantagens da utilização do aço são inúmeras e devem ser levadas em conta no momento da decisão da tecnologia construtiva. Suas propriedades mecânicas os conferem alta relação resistência/peso, o que significa que possui alta resistência por unidade de massa. Portanto, não importa a dimensão da estrutura geral, as seções de aço serão mais esbeltas quando comparadas com outros materiais de construção. O aço pode ser facilmente fabricado e produzido em larga escala. Os perfis metálicos podem ser produzidos na fábrica e montados no local, gerando ganho de prazo na construção aumentando a eficiência do processo geral de obra. Seu processo de fabricação a quente ou a frio permite modelar seções transversais com formas distintas, desde chapas, perfis extrudados, dobrados e soldados, os conferindo

versatilidade e melhor adaptação à arquitetura da edificação. Abaixo são listas as principais características do aço:

- Alta resistência estrutural em esforços oriundos de múltiplas direções;
- Precisão dimensional na fabricação da estrutura, o que aumenta a qualidade das construções;
- Prazo de execução inferior a outros métodos, como concreto armado;
- Possibilidade de montagem e desmontagem das estruturas, o que possibilita mobilidade geográfica;
- Obra limpa, devido a não existência de poeira.

Entretanto, existem alguns pontos negativos, como por exemplo:

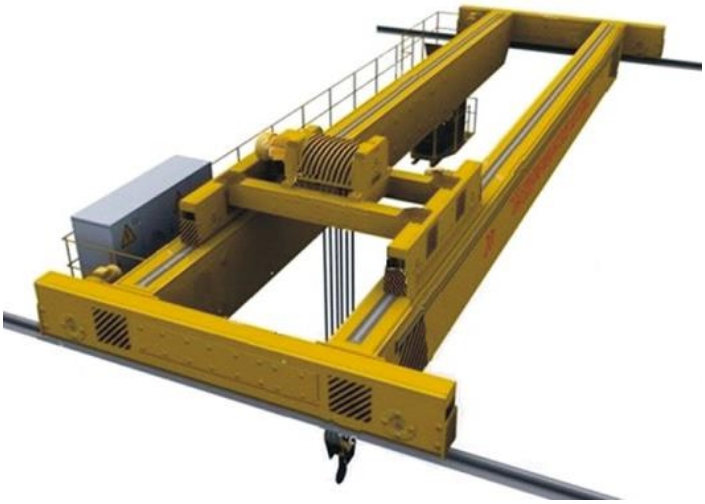
- Necessidade de aplicação de camada protetora no metal, para que se evite a oxidação;
- Manutenção periódica com o intuito de verificar possível redução de resistência devida à oxidação;
- Mão de obra especializada;
- Limitação a logística e perfis metálicos.

Os sistemas estruturais são soluções construtivas necessárias para o desempenho da edificação para o qual foi projetada. Em um mesmo projeto pode-se haver sistemas estruturais distintos, cabendo ao profissional avaliar o mais vantajoso e o que melhor atende as necessidades da obra. De modo geral, a estrutura de um galpão consiste em um sistema composto por colunas, vigas de cobertura, contraventamento e elementos necessários para fixação de fechamentos, a complexidade do sistema estrutural depende muito da finalidade da edificação podendo necessitar de elementos especiais para suportar as cargas da edificação. Quase todos os materiais de um galpão são compostos por perfis metálicos, para facilitar a instalação e a manutenção. Quando comparado com construções em concreto, o índice de poluição do aço é inferior, devido ao aço ser um material industrializado e possibilitar a execução de construções racionalizadas com menor taxa de resíduos no processo de fabricação e no canteiro de obras (DONG E NG, 2015).

Diante destas propriedades, as estruturas metálicas se tornam excelentes materiais para a construção de galpões industriais com ponte rolante. O aço resiste cargas oriundas do peso próprio da estrutura, das condições em que a construção está exposta e das cargas da ponte rolante (QUEIROZ, 1988). Especificamente, a ponte rolante é utilizada nestas construções para movimentar cargas de maneira eficiente no interior do galpão. Tang (2014), exemplifica um

trabalho prático para pontes rolantes de um galpão. Esses equipamentos são utilizados para movimentação de bobinas de aço. Além disso, as pontes rolantes possuem alta aplicabilidade nos setores: industrial, alimentício, varejo. Essa capacidade é extremamente importante para indústrias que têm espaço não utilizado devido a acessibilidade. Estes dispositivos aéreos são especialmente populares nas indústrias de fabricação de equipamentos pesados, que aproveitam suas viagens bidirecionais. No entanto, estas pontes precisam ser projetadas especificamente para o layout de uma instalação e requerem serviços de guindaste muito específicos (ALMEIDA, 2015). As empilhadeiras também podem ser usadas para movimentar materiais neste setor, apesar de serem mais limitadas do que as pontes rolantes. Devido a disso, as pontes rolantes tornam-se um item obrigatório, pois podem substituir as empilhadeiras dentro do galpão, mas nem sempre as empilhadeiras poderão substituir uma ponte. Razão pela qual pode ser justificada pelo custo do treinamento de um operador de empilhadeira exigir menor tempo de treinamento um operador de ponte. Devido à complexidade do sistema da ponte suspensa, sua utilização geralmente causa estranheza por parte dos usuários os quais não estão familiarizados com o uso. As pontes rolantes requerem menos espaço para manobrar cargas e possuem muitos recursos exclusivos, ver Figura 1.

Figura 1- Modelo de ponte rolante



Fonte: http://www.fullestruturas.com.br. Acesso em: 03/12/2017.

Galpões com ponte rolante são geralmente constituídos por perfis metálicos, o que proporciona maior resistência devido as elevadas cargas da ponte. Projetistas e engenheiros buscam constantemente o projeto no estado da arte, ou seja, o melhor desempenho estrutural em conjunto com a menor taxa utilização de material, atendendo a totalidade das solicitações necessárias. A utilização de métodos modernos que permitem avaliar uma infinidade de

possibilidades para a mesma aplicação se torna uma oportunidade para a área de projetos estruturais.

Nesse contexto que esta pesquisa recai sobre a análise do desempenho de sistemas estruturais para galpão com a utilização de ponte rolante. A estrutura principal da cobertura será o foco deste trabalho. Conceitos como a economia de material e consequente aumento de desempenho estrutural serão o direcionamento teórico para o desenvolvimento. Os perfis utilizados na concepção estrutural serão do tipo laminados, o quais podem ser aplicados métodos de ligação com o aspecto prático conforme a disponibilidade imediata de materiais dos fornecedores brasileiros.

Dessa forma, esta pesquisa visa a otimização do desempenho estrutural através de uma análise combinatória de três tipologias estruturais de vigas de cobertura (tesouras) de galpões industriais com ponte rolante. Os três modelos estudados serão compostos por: tesoura com viga em alma cheia com seção transversal constante, tesoura com treliça trapezoidal e tesoura com arco treliçado. Todos os modelos terão as mesmas características dimensionais básicas e serão expostos nas mesmas condições de carregamento.

## 1.2 OBJETIVOS

Tem-se como objetivo geral, a otimização de sistemas estruturais para galpão industrial e avaliação do desempenho estrutural de galpões com ponte rolante utilizando três tipologias de tesoura com: viga de alma cheia com seção constante, treliça trapezoidal e arco treliçado. Como objetivos específicos, verificar, avaliar e comparar as máximas forças normais e máximos deslocamentos entre as tipologias de tesouras adotadas, verificar e comparar a taxa de consumo de aço dos sistemas analisados.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

Os galpões metálicos podem ser considerados o tipo mais comum de estrutura utilizada em edificações que demandam cobertura de áreas que possuem aplicação industrial. Mckinstray *et. al*. (2015), relata que o aumento na utilização destas estruturas e representam cerca de 90% dos modelos estruturais de apenas um pavimento em países da Europa. Sabe-se que há uma tendência mundial no crescimento da utilização do aço na construção civil e no Brasil seu uso ainda é crescente. A necessidade de soluções construtivas visando qualidade, racionalização, ganho de prazo e desempenho, demandam por estudos que visam a utilização de estruturas metálicas para o mercado brasileiro (CASTRO, 2018).

Publicações científicas, em língua portuguesa e estrangeira, sobre análise de desempenho estrutural dos galpões com ponte rolante são escassas. O foco deste trabalho recai no estudo do desempenho de estrutura metálica contribuindo para a pesquisa científica. O estudo considerando as diferentes tipologias de tesouras é justificável, pois a comparação de desempenho entre os modelos se torna uma poderosa referência para escolha da melhor estrutura arquitetônica em um nível inicial do projeto e fornece subsídios para engenheiros na concepção de modelos e sistemas estruturais para este tipo de edificação.

## 1.4 METODOLOGIA

Os modelos propostos neste trabalho serão modelados em *software* de elementos finitos (SAP2000), onde será realizada análise estrutural linear, visando melhor previsão do comportamento da estrutura.

Este trabalho utiliza a metodologia de cálculo para os esforços em pontes rolantes apresentados em Beleigoli (2004) e apresenta continuidade no trabalho apresentado por Chaves (2007). Além das ações de ponte rolante, será avaliado o comportamento incluindo as cargas de ação do vento, cargas gravitacionais permanentes e de sobrecarga.

Será realizada a análise de galpões com ponte rolante utilizando três tipologias de tesouras com viga em alma cheia, viga treliçada trapezoidal e viga em arco treliçado. Para cada tipologia será considerado a variação de três comprimentos distintos de vão livre das tesouras.

Cada análise consistirá na aplicação das combinações das ações do estado limite último e de serviço e verificar a taxa de consumo de aço, deslocamentos e forças axiais entre os três tipos de tesouras.

## 1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Com a finalidade de cumprir os objetivos propostos, esta dissertação está estruturada em 6 capítulos, os quais demonstram o fundamento científico para o tema, os aspectos práticos para a simulação, a simulação do trabalho, a exposição e a discursão dos resultados. O capítulo 1 representa a introdução ao tema selecionado para pesquisa. No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica sobre os sistemas de galpões industriais com pontes rolantes. No capítulo 3 apresentam-se as bases do estudo paramétrico desenvolvido neste trabalho através com auxílio dos programas SAP2000 e AutoCAD, considerando-se os sistemas estruturais. No capítulo 4 aborda-se a análise e o dimensionamento com o programa SAP2000, conforme as

premissas estabelecidas no capítulo 3. Por sua vez, no capítulo 5, apresentam-se os resultados obtidos do estudo realizado e uma discussão sobre os mesmos. Finalmente, no capítulo 6 finaliza-se o trabalho com as considerações finais sobre o tema em face dos resultados obtidos. Novas de linhas de pesquisa também são apresentadas como sugestão para continuidade do tema.

# 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Projeto estrutural pode ser definido como um conjunto de métodos ou ferramentas usados para determinar especificações seguras e econômicas de uma estrutura e garantir que uma estrutura planejada seja suficientemente adequada para suportar as cargas para as quais fora projetada. Os Engenheiros conduzem uma análise estrutural para determinar quais forças internos e externos podem afetar o desempenho da estrutura e, em seguida, projetam a estrutura com os materiais e reforços adequados para atender aos requisitos de segurança e estabilidade.

A análise estrutural é a principal ferramenta usada pelos Engenheiros para prever o comportamento da estrutura e simular sua operação com diferentes tipos de cargas. Com isso o projeto estrutural de um galpão com ponte rolante visa garantir a estabilidade da estrutura de forma que não entre em colapso com as cargas oriundas da ponte e demais ações na estrutura. A função do Engenheiro é criar um sistema estrutural utilizando materiais garantindo a usabilidade e segurança do projeto. Esses profissionais investigam três propriedades das forças ao realizar uma análise estrutural: Magnitude, ou seja, a grandeza da força aplicada à estrutura; Direção: a direção da força aplicada, exemplificando, em uma situação de força de ação do vento na lateral de um edifício, pode haver simultaneamente as cargas devido as ações gravitacionais, ou as cargas de uma forte nevasca. Diferentes sistemas, materiais e reforços são necessários para combater diferentes tipos de ações; Posição: A posição em que as forças atuam. Os Engenheiros devem avaliar os efeitos das forças previstas em cada ponto da edificação, não apenas no edifício como um todo.

O projeto estrutural de um galpão com ponte rolante será necessário para determinar o grau de desempenho da estrutura. O conjunto de definições adotadas durante essa fase permitirá avaliar as forças, deformações, deslocamentos e esforços internos em partes seccionadas da estrutura ou na estrutura como um todo (ABNT NBR 8800, 2008).

Conforme a norma ABNT NBR 8800 (2008), um projeto estrutural deve representar a estrutura na sua condição real, pois dessa forma é possível analisar a estrutura de maneira holística ou detalhada, respeitando todas as ações relevantes e as suas respectivas combinações.

Galpões industriais com ponte rolante são construções que estão sujeitas a diferentes tipos de carregamento que podem acontecer concomitantemente. Esses esforços demandam um

alto desempenho do material utilizado. Conforme Bellei (2006), o material mais indicado para esse tipo de aplicação será o aço.

Nesse sentido, uma ponte rolante é uma máquina ou peça de equipamento que permite içar e mover materiais pesados de um local para outro de maneira precisa. Não existe uma abordagem "tamanho único" para definir uma ponte rolante, pois cada ponte rolante é cuidadosamente projetada e projetada para uma finalidade ou aplicação específica para atender às necessidades de manuseio de materiais de uma empresa.

As pontes rolantes podem ser projetadas e construídas em todos os tipos de configurações, e diferentes componentes podem ser trocados ou projetados para melhorar sua capacidade e desempenho. Alguns dos motivos mais populares para o uso de uma ponte rolante incluem:

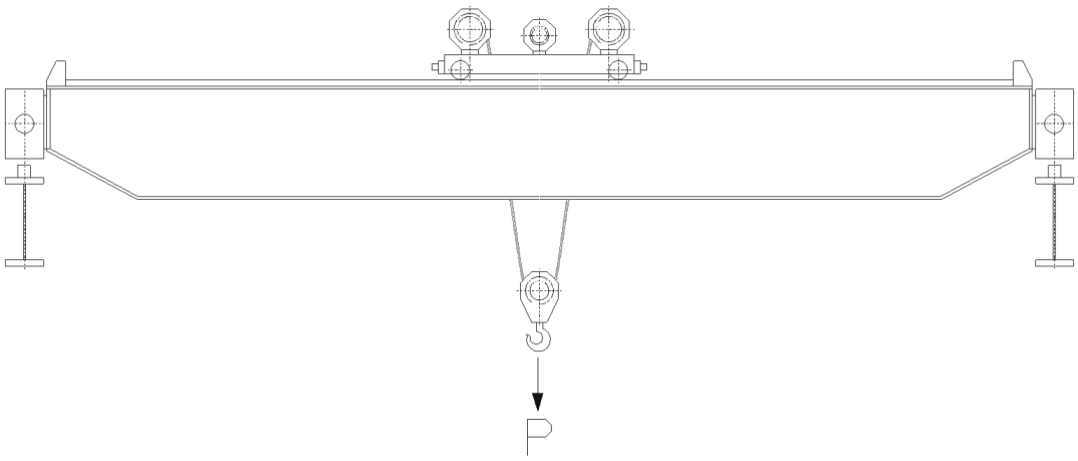
- Eficiência: as pontes rolantes são mais eficientes do que um grupo de trabalhadores ou motores de reboque para levantar e mover material e podem trabalhar até 2 a 3 vezes mais rápido. Um fabricante, fábrica ou armazém pode otimizar seus processos e procedimentos, introduzindo uma ponte rolante para automatizar a elevação, manobra e descarga de materiais em suas instalações;
- Segurança: outra vantagem da instalação de uma ponte rolante está em uma instalação de fabricação, montagem ou armazenamento.

Outros benefícios do uso de um sistema de ponte rolante incluem: redução de acidentes de trabalho; redução de danos ao produto ou material; fluxo de trabalho aprimorado; custos reduzidos; solução verde que reduz o impacto ambiental.

As pontes rolantes são equipamentos utilizados para a movimentação de cargas dentro do galpão. Estes equipamentos possuem uma larga aplicabilidade, mas geralmente são dimensionados devido as seguintes características: possibilidade de movimentação de cargas e ganho de velocidade de produção.

Pontes rolantes são equipamentos compostos por duas vigas paralelas e um carro *trolley* localizado na parte superior dessas vigas.

Figura 2 - Detalhe ponte rolante




Fonte: Autor.

Conforme Porto (2015), para que a ponte tenha acesso a todos os pontos no interior do galpão, ela deve correr sobre uma viga de rolamento que fica no sentido longitudinal da construção. É comum que a movimentação das pontes rolantes dentro do ambiente seja definida em termos de coordenadas cartesianas.

Existem cargas sobrecargas e vento em galpões industriais normais. E no caso de galpões com ponte rolante, existem cargas transversais, longitudinais e verticais. Com isso, a estrutura deve ser projetada para suportar esses esforços.

A ponte rolante gera uma carga, a qual é transmitida pela viga de rolamento, esta vai transferir os esforços através dos pilares do galpão. A ponte se locomove por todo o comprimento do galpão.

Galpões com ponte rolante são um tipo de construção mais robusta, as pontes possuem um alto nível de padronização, tornando-o muito modular e adaptável a qualquer necessidade, com componentes de alta confiabilidade e disponível para uma ampla gama de aplicações. A estrutura da viga de rolamento, é otimizada pelos processos de cálculo por computador. Os projetos podem oferecem a melhor opção técnica com o melhor valor mecânico e melhor desempenho. A combinação otimizada de estruturas e mecanismos (elevação, deslocamento cruzado e deslocamento longo) desses guindastes reduz a fixação do gancho e maximiza as áreas úteis. Construção de elementos soldados estruturais, realizados com sistemas automatizados e robóticos, que garantem a repetibilidade dos processos de soldagem e a alta qualidade do produto. Os mecanismos utilizados em guindastes industriais são parte indivisível deles, cobrindo a gama de talhas de corrente de 500 kg, talhas de 100 toneladas.

Dependendo da aplicação específica e da capacidade de carga, os seguintes sistemas de guindastes podem variar em tamanho, complexidade e operação. Independentemente do estilo, existem três peças universais para pontes rolantes:

- Ponte: a ponte é composta por trilhos fixos ou móveis que formam uma pista paralela para transportar um ou mais troles por ela;
- Carrinho: percorrendo de um lado para o outro através da ponte, esta unidade carrega a talha;
- Talha: a talha é o dispositivo mecânico que se prende à carga para elevá-la. As talhas também podem ser usadas independentemente para aplicações de elevação vertical. O tipo mais comum, os guinchos elétricos, usam motores elétricos de velocidade única, dupla e variável para elevar capacidades que variam em unidade de quilos à centenas de toneladas.

## 2.2 TRABALHOS ABORDANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DE GALPÕES E EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

Algumas pesquisas já foram realizadas acerca de soluções estruturais para galpões, Silva (2018) em sua pesquisa, estudou a otimização de sistema estrutural para galpões utilizando três tipologias de treliças em treliça de banzos paralelos, triangulares e trapezoidais, Nogueira (2009) em sua pesquisa estudou tipologias de pórticos para galpão utilizando vigas de alma cheia, treliça em arco, trapezoidal e triangular, já a pesquisa de Souza (2019) abordou a influência da rigidez das bases das colunas para edifícios industriais considerando diversos tipos de ações e resistência do solo.

## 2.3 ASPECTOS RELEVANTES PARA CÁLCULO DE GALPÕES INDUSTRIAIS EM AÇO COM PONTE ROLANTE

O cálculo de galpões industriais envolve uma série de etapas, dentre as quais se destacam análise estrutural e o dimensionamento. Em galpões a etapa de análise é obter esforços solicitantes e os deslocamentos nos nós da estrutura em função da geometria dos materiais e dos carregamentos aplicados. Na etapa de dimensionamento os elementos estruturais componentes são verificados para os resultados obtidos na análise, tendo por base critérios de segurança estabelecidos em normas técnicas aplicáveis à situação específica considerada.

Denomina-se análise estrutural como um processo por meio do qual são obtidas as respostas da estrutura a um conjunto de ações, expressas usualmente em termos de esforços

solicitantes e deslocamentos, decorrentes dos diferentes mecanismos de comportamento estrutural que são mobilizados para garantir as condições de equilíbrio de forças e compatibilidade dos deslocamentos. No contexto do projeto estrutural, o objetivo da análise é determinar os efeitos das ações nas estruturas, visando a verificação da segurança em relação a todas as situações críticas de desempenho, relativas tanto aos estados-limites últimos quanto aos estados-limites de serviço.

Conforme Ziemian (2010), o comportamento de uma estrutura correspondente a análise estrutural pode ser classificado em linear e não linear. Diz-se que em uma estrutura tem comportamento linear quando o material tem comportamento elástico linear (linearidade física) e ocorre em regime de pequenos deslocamentos, onde a mudança de geometria pode ser desprezada e as condições de equilíbrio podem ser remetidas à posição indeformada (linearidade geométrica). Assim, um comportamento não-linear pode ter origem no comportamento físico do material ou geométrico da estrutura. Em problemas com não linearidade geométrica a influência da mudança de geometria deve ser considerada e os esforços solicitantes são obtidos da estrutura em sua posição deformada, sendo essa análise usualmente designada de análise de segunda ordem e os efeitos adicionais decorrentes da consideração da mudança de geometria, de efeitos de segunda ordem.

A análise não-linear geométrica para obtenção dos efeitos de segunda ordem deve ser utilizada sempre que os deslocamentos afetam de forma considerável os esforços internos. Essa análise pode ter como base modelos (matemáticos) de comportamentos precisos, modelos aproximados ou a partir da majoração dos resultados obtidos na análise de primeira ordem.

Este trabalho será realizado com uma análise estrutural de primeira ordem, neste caso os efeitos decorrentes aos deslocamentos sofridos pela estrutura e imperfeições iniciais decorrentes do processo de montagem e fabricação serão desconsideradas.

## 2.4 ARRANJO ESTRUTURAL DE GALPÕES

Os galpões mais utilizados são os galpões formados por pórticos em viga cheia ou por pórticos formados por vigas treliçadas (MADEIRA, 2009). Dentre estes dois tipos de galpões serão adotados 3 tipos de geometrias dos pórticos transversais. Sendo estes pórticos com: tesoura com viga em alma cheia de altura constante, tesoura em treliça trapezoidal e tesoura em arco treliçado. Os modelos estruturais formados pelos pórticos propostos serão analisados com a utilização do programa SAP2000.

## 2.5 VINCULAÇÃO ENTRE ELEMENTOS ESTRUTURAIS – ENGASTES, RÓTULAS, APOIOS SEMIRRÍGIDOS

Dependendo do uso de qualquer comportamento idealizado das conexões que simplifique os procedimentos de análises das estruturas, é importante salientar que essas ligações idealizadas, rígidas ou flexíveis, apresentam respostas estruturais diferentes dos resultados obtidos através da condição real, o que pode ser facilmente demonstrado por meio de análises experimentais. Boa parte das ligações utilizadas na realidade transmitem esforços de momento ou são submetidas a algum tipo de rotulação, dessa forma as ligações configuram rigidezes intermediárias, sendo classificadas como semirrígidas (LEON, 1990).

Conforme AISC (2016) pode-se considerar os limites de rigidez inicial das ligações e classificá-las em três tipos:

- Tipo 1 - Ligações rígidas: Consideradas como aquelas nas quais é garantida a continuidade da estrutura e as rotações relativas são totalmente restringidas, ou admitem restrição de, no mínimo, 90% da rotação teórica verificada sob condição de rótula ideal;
- Tipo 2 - Ligações flexíveis: Consideradas com ligações nas quais rotações relativas entre os elementos conectados não são restringidas ou admitem uma restrição no máximo igual a 20% da rotação ideal teórica, verificada sob condição de rótula ideal;
- Tipo 3 - Ligações semirrígidas: Ligações onde comportamento está situado entre os limites estabelecidos pelas ligações rígidas flexíveis.

Também é possível estabelecer critérios de classificação das ligações segundo à sua resistência. Conforme exposto, uma ligação será de resistência total caso o momento resistente da mesma for igual ou maior que o momento resistente da viga. No entanto, se o momento resistente da ligação for menor que o momento da viga, a ligação será considerada de resistência parcial (EUROCODE 3, 1993).

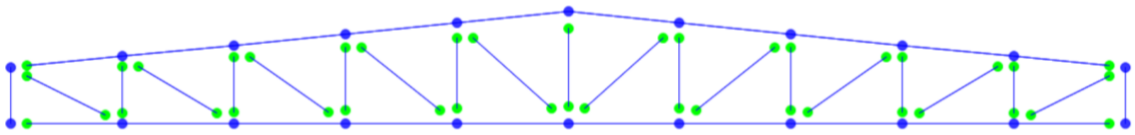
As ligações semirrígidas permitem a rotação relativa dos membros conectados, até um ângulo específico, esse ângulo depende da rigidez da ligação e do momento que esta está submetida. Na modelagem estrutural, essas ligações são expressas por molas rotacionais com rigidez rotacional (K), que pode ser obtida através da relação entre a variação do momento atuante na ligação ($\Delta M$) e a variação da rotação ($\Delta\theta$) em função desse momento, conforme Equação 1:

$$K = \frac{\Delta M}{\Delta\theta} \quad (\mathrm{Eq.}\,1)$$

Na modelagem estrutural, as ligações rígidas possuem rotação relativa impedidas. Na prática as ligações rígidas são feitas sobrepondo o reforço de aço nos membros, chamado de enrijecedores, onde conecta-se os flanges do membro ao outro impedindo a rotação relativa da ligação. A ausência dos enrijecedores ou do enrijecimento da ligação pode conferir à mesma um comportamento flexível ou semirrígido.

No caso deste trabalho os as vinculações entre as tesouras e as colunas se darão por meio de rótulas, transmitindo apenas esforços normais e de cisalhamento, representando o comportamento de uma viga contínua bi apoiada. No caso das tesouras em treliça trapezoidal e arco treliçado a vinculação interna entre as barras se dará por meio de rótulas, representando o comportamento de um treliça plana (BELLEI, 2006), ver Figura 3.

Figura 3 - Detalhe vinculação interna treliça trapezoidal



Fonte: Autor.

## 2.6 ESTRUTURAS DE ESTABILIZAÇÃO, TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS

O suporte é uma técnica de construção utilizada para melhorar o desempenho estrutural de um edifício. Os sistemas de órtese incluem componentes de madeira ou aço que ajudam a distribuir uniformemente as cargas e aumentam a segurança da estrutura. Embora o enquadramento tradicional possa suportar o peso do telhado e dos pisos acima, ele não é capaz de resistir a tensões laterais causadas pelo vento, terremotos ou outras forças. Os sistemas de construção podem ser divididos em dois tipos básicos, projetados e prescritivos. O suporte de engenharia é um sistema projetado por um engenheiro estrutural com base nas necessidades de um projeto específico. O suporte prescritivo é um sistema escolhido com base na experiência do construtor ou desenvolvedor e é menos complexo e mais flexível que os sistemas projetados. Os galpões com ponte rolante são construções projetadas, pois possuem vários carregamentos que podem levar a estrutura ao colapso.

Chaves (2007), expõe que no projeto de galpões industriais é necessário selecionar perfis e medidas que garantam a estabilidade espacial da estrutura. A estabilidade no sentido transversal do edifício é garantida pela existência de pórticos planos transversais. Normalmente,

a estabilidade fora do plano da estrutura principal (pórtico transversal), ou seja, na direção longitudinal do galpão, é conseguida com a utilização de estruturas de estabilização longitudinal.

No caso de galpões industriais com ponte rolante, geralmente se utilizam vigas que atravessam o banzo inferior do galpão longitudinalmente, essa em vigas em conjunto com as terças e o fechamento transversal o suporte das cargas oriundas da ponte rolante de maneira estável. Para reduzir o comprimento de flambagem dos elementos do banzo inferior da viga de cobertura, pode-se utilizar um sistema de contraventamento adicional disposto no plano do banzo inferior ou utilizar mãos-francesas dispostas a partir das terças.

As forças resultantes da ação do vento nas fachadas laterais e outras forças horizontais transversais são transferidas às fundações pelos pórticos transversais. As forças horizontais longitudinais, resultantes da ação do vento e de pontes rolantes são transferidas às fundações por meio do sistema formado pelos contraventamentos horizontais e verticais. Além de servirem de apoio para as telhas de cobertura, as terças dispostas na região do contraventamento também compõem esse sistema de estabilização, formando uma grande treliça horizontal na cobertura.

Os contraventamentos em "X" são normalmente os mais utilizados. No entanto, existem diversas formas de se compor um contraventamento, atendendo às necessidades impostas nos diversos projetos, como, por exemplo, as aberturas nas fachadas laterais.

## 2.7 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS TÍPICOS

### 2.7.1 Carga permanente

Diferentes tipos de cargas podem causar tensões, deslocamentos, deformações em uma estrutura; o que resulta em problemas estruturais e até o colapso estrutural. Determinar a carga total atuando em uma estrutura é muito importante e complexa. A estrutura deve ser projetada de maneira que seja suficientemente adequada para suportar qualquer tipo de carga a qualquer momento que eles possam ser solicitadas durante seu ciclo de vida. Portanto, a estimativa da carga total atua na estrutura ou a carga total que provavelmente será acionada na estrutura no futuro é calculada com precisão e deve ser determinada minuciosamente. Essas cargas são cargas permanentes que são transportadas para a estrutura durante toda a sua vida útil. Cargas mortas também são chamadas de cargas estacionárias. Essas cargas ocorrem principalmente

devido ao peso próprio dos elementos estruturais, conexões, divisórias fixas, equipamentos fixos e etc.

A carga permanente é caracterizada pelo peso próprio da estrutura e por todos componentes que estão ligados a ela. A carga permanente pode ser definida por meio da seleção dos perfis da estrutura e dos componentes, como por exemplo: cobertura, acabamento, chapas de fechamento lateral, entre outros (BELLEI, 2006). Após o modelamento completo da estrutura no programa SAP2000, será possível realizar um estudo assertivo do peso da estrutura conforme as ferramentas de definição de material disponíveis no *software*.

### 2.7.2 Cargas acidentais verticais – sobrecargas

As cargas acidentais compreendem todas as cargas caracterizadas por uma probabilidade de ocorrência muito baixa e, portanto, geralmente desconsideradas no processo normal de projeto. Elas podem causar danos significativos à construção, resultantes de um colapso progressivo parcial ou completo, o que, consequentemente, podem levar a ruptura. Cargas acidentais potenciais que podem desencadear um colapso progressivo incluem, entre outros, um ataque de avião, uma explosão de bomba durante um ataque terrorista e um incêndio ou explosão de gás em um espaço confinado. As cargas acidentais têm características probabilísticas e ocorrem devido a exposição caótica do projeto ao ambiente de trabalho.

Conforme Bellei (2006), as cargas acidentais que serão consideradas neste trabalho serão de 0,10 kN/m². Elas consideram a possibilidade de acúmulo poeira na cobertura da estrutura metálica.

### 2.7.3 Cargas horizontais – sobrecargas

Cargas laterais são forças horizontais aplicadas a uma estrutura em suas juntas rígidas e causam deflexão. Exemplos de forças laterais são: vento, terremoto e explosões. Suas aplicações assumem diferentes formas. Pode ser instantâneo, vibratório ou monótono e etc. Se a estrutura, por exemplo, é de forma regular, média de altura e de importância típica, as forças laterais podem ser aplicadas como cargas estáticas para fins de análise. Caso contrário, as cargas podem ser aplicadas como cargas dinâmicas que mudam de direção e magnitude com o tempo e o modo. Dependendo do caso de estudo, as forças exercidas causam reações nas articulações dos membros.

As forças laterais exercidas são importantes porque aumentam as reações a um nível que pode ser resistido por uma estrutura se considerar apenas as forças verticais. Forças articulares na forma de cisalhamento e momentos em juntas rígidas precisam ser calculadas. Essas forças são combinadas com a fração de cargas verticais que significam sua importância. Em coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, será prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m² (ABNT NBR 8800, 2008), em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura.

### 2.7.4 Cargas devido ao vento

Devido à ação do vento é comum a ruína total ou parcial das edificações. Segundo Blessmann (2001), o vento nunca foi um problema em construções baixas e pesadas, de grossas paredes, mas passou-se a ser, e em medida crescente, quando as construções foram tornando-se mais esbeltas, e as estruturas usadas constituídas com menos quantidade de material. A maioria dos acidentes ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como galpões industriais, pavilhões de feira, coberturas de estádios, etc. Além de prejuízos materiais, há um comprometimento a integridade humana.

Os acidentes ocorrem em construções mal executadas como, por exemplo, telhas leves mal ancoradas, pilares subdimensionados, estruturas sem contraventamentos, concreto de má qualidade, tesouras de telhados mal dimensionadas e/ou ancoradas, etc. Se as normas correspondentes à ação do vento e ao dimensionamento estrutural forem rigorosamente seguidas, tem-se menor probabilidade de ocorrer em acidentes devido à ação do vento.

Conforme Chang (1971), é possível classificar as construções de acordo com sua importância e vida útil, e estudar a segurança das mesmas para diversas velocidades máximas de vento de tornado. Pelo seu critério, para áreas com uma ocorrência anual de tornados com razão 4 ou maior por 10.000 km, as construções são seguras até:

- 160km/h – residência (25 - 50 anos de vida útil);
- 190km/h – edifícios grandes de um ou dois pisos (25 – 50 anos de vida útil);
- 240km/h – edifícios de mais de dois pisos (50 a 100 anos de vida útil);
- 320km/h – edifícios de alto risco (100 ou mais anos de vida útil);
- 400km/h – edifícios de alto risco sofrem danos leves e para 480km/h sofrem danos não estruturais;

- velocidade básica para uma rajada de três segundos;
- período de retorno de 50 anos;
- probabilidade de 63% de ser excedida, pelo menos uma vez, no período de retorno de 50 anos;
- altura de 10m;
- terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

Os galpões metálicos propostos por esse trabalho se encaixam nos modelos de estrutura que necessitam de uma análise criteriosa dos esforços de vento. A ação do vento nas gaiolas metálicas será umas das cargas mais importantes, tendo em adição de grau de importância aproximada, apenas as cargas oriundas da ponte rolante. As considerações para avaliação das cargas de vento serão consideradas conforme a norma ABNT NBR 6123 (1988), pois os galpões utilizados estão em conformidade com as características abrangidas por esta referência técnica.

Para entendimento da velocidade característica do vento $V_k$, tem-se a seguinte fórmula:

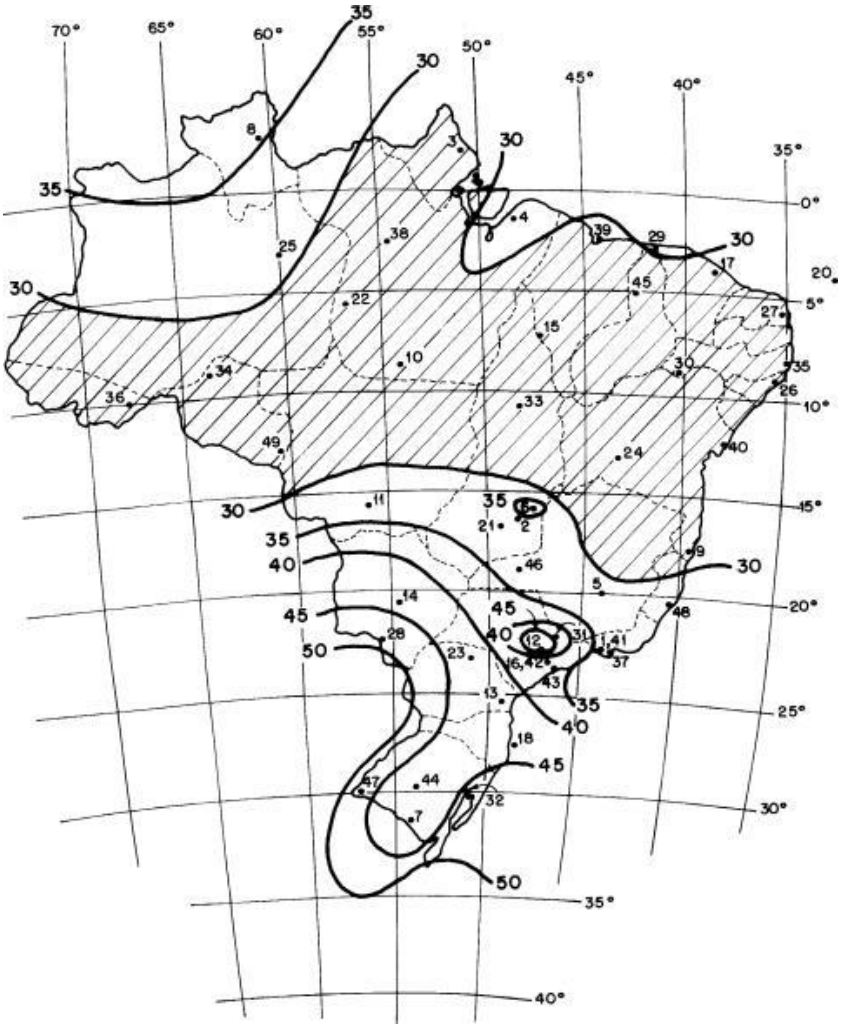
$$Vk = Vo\ x\ S1\ x\ S2\ x\ S3 \text{ (Eq. 2)}$$

Sendo Vk a velocidade característica do vento, permite-se determinar a pressão dinâmica (q) pela expressão:

$$q = Vk^2/16 \text{ (Eq. 3)}$$

Sendo q a pressão dinâmica (kN/m²); torna-se possível aplicar essa carga uniformemente na estrutura exposta ao vento. Para definição da velocidade básica do vento (Vo), são utilizadas as isopletas do vento conforme a Figura 4.

Figura 4 - Isopletas de velocidade do vento




Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Os dados para construir a isopleta se basearam nas seguintes informações:

- Velocidade básica para uma rajada de três segundos;
- Período de retorno de 50 anos;
- Probabilidade de 63% de ser excedida, pelo menos uma vez, no período de retorno de 50 anos;
- Altura de 10m;
- Terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

Também é importante destacar que velocidades abaixo de 30m/s foram desconsideradas para essa análise.

A velocidade básica deve ser corrigida para as condições reais da edificação de interesse. É possível definir então a velocidade característica (Vk) que considera os aspectos particulares da edificação. Esses aspectos são traduzidos em fatores S1, S2 e S3.

S1 – Topografia Local

O fator S1, leva em consideração as grandes variações na superfície do terreno, ou seja, acelerações encontradas perto de colinas, proteções conferidas por vales profundos e os efeitos de afunilamento em vales. Este fator pode alterar consideravelmente a velocidade do vento.

S2 – Rugosidade do Terreno

A rugosidade do terreno, S2, tem impacto direto na velocidade característica do vento. Este fator depende das condições de vizinhança da construção (rugosidade), da altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou do elemento em consideração.

S3 – Estatística da Edificação

O fator estatístico S3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, tendo por base o período de recorrência de 50 anos para determinação da velocidade de Vo e a probabilidade de mais de 60% de que esta velocidade seja igualada ou excedida nesse período.

### 2.7.5 Cargas devido a ponte rolante

A norma ABNT NBR 8800 (2008) descreve algumas cargas decorrentes de pontes rolantes que são distribuídas para a estrutura: as cargas verticais das rodas, as forças horizontais, a força transversal e a força de impacto. As cargas verticais das rodas, resultam do peso próprio da ponte, do trole e dos demais dispositivos de içamento, somado à máxima carga içada (capacidade da ponte). As forças horizontais e transversais são decorrentes da movimentação da ponte rolante.

A ponte rolante atua dentro do galpão de aço, com isso grande parte das suas cargas será distribuída para a estrutura do galpão. Conforme a experiência obtida em trabalhos anteriores as cargas da ponte rolante exigem mais da estrutura do galpão, quando a ponte está localizada no centro do galpão (BELEIGOLI, 2004). As cargas oriundas da ponte poderão ser definidas conforme as seguintes direções: vertical, transversal e horizontal na cobertura do galpão.

Vertical

A carga vertical da ponte será distribuída para as vigas de rolamento, suas ligações e colunas. O coeficiente de impacto vertical será de 25%, conforme Bellei (2006), ele abrange as pontes rolantes que possuem cabine fixa na parte móvel da ponte.

Transversal

A carga transversal é aplicada nos trilhos e ocorre devido ao contato da roda com o trilho e as forças transversais. Existem algumas normas que estabelecem métodos para o cálculo dessa carga. A norma ABNT NBR 8800 (2008) estabelece uma divisão de cargas e fatores e afirma que a carga transversal deve ser maior ou igual ao somatório dos valores a seguir:

- 10 % [Carga içada + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento];
- 5 % [Carga içada + Peso da ponte + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento].

Outras literaturas como AISE 13 (2003), recomendam a utilização de um fator mínimo de 0,2 (20%) do valor da carga içada.

A norma alemã DIN 15018 (1989) é menos conservadora e estabelece um valor de apenas 10% da carga vertical, dando valores diferentes para cada lado. Segue o quadro comparativo entre as recomendações das normas:

Quadro 1 - Comparativo entre critérios de normas

| **Norma** | **Critério para cálculo da força** |
|---|---|
| ABNT NBR 8800 (2008) | 10 % (Carga içada + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento) + 5 % (Carga içada + Peso da ponte + Peso do trole + Peso dos dispositivos de içamento). |
| AISE 13 (2003) | 20% da Carga içada |
| DIN 15018 (1989) | 10% da Carga vertical (aplicada nas rodas) |

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008); AISE 13 (2003); DIN 15018 (1989).

Conforme exposto no Quadro 1, existem várias vertentes para adoção da carga transversal. Todas as metodologias demonstradas respeitam as condições de segurança e demais considerações de suas respectivas referências normativas. Entretanto, neste trabalho, a norma AISE 13 (2003) será utilizada como referência. O valor da carga transversal será igual a 20% da carga içada.

Horizontal

A força horizontal devido a ponte rolante também será uma resultante do contato das rodas com o trilho. Conforme a norma ABNT NBR 8800 (2008), esse carregamento acontece devido a frenagem da ponte rolante o que resulta em 20% da soma da carga motriz dissipada nas rodas da ponte rolante devido ao acionamento ou frenagem.

# 3 SISTEMAS ESTRUTURAIS ANALISADOS

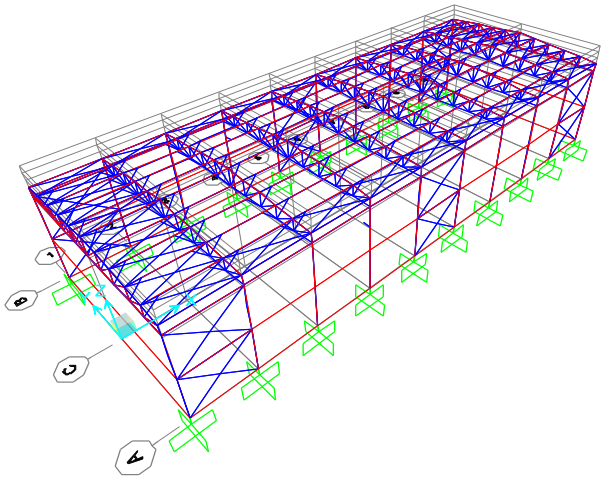
Os sistemas estruturais resumem-se em 3 tipologias para a cobertura, sendo essas: viga de alma cheia, viga treliçada e viga em arco.

Todos os sistemas foram definidos com a mesma disposição construtiva, área interna e exposição as cargas, espaçamento entre os pórticos, diferenciando apenas pelas geometrias estruturais das tesouras das coberturas. Os perfis utilizados nas colunas, são invariáveis nos três modelos, e possuem a seção transversal na parte inferior à viga de rolamento com maior inércia, a qual atua resistindo a maior parte dos esforços da ponte rolante. Na parte superior à viga, a coluna com menor inércia atua resistindo as cargas da cobertura do galpão, contribuindo juntamente com a parte inferior com a resistência adicional as demais das cargas da estrutura (BELLEI, 2006).

Os contraventamentos no entres os pilares das extremidades e o central impedem que o galpão se desloque longitudinalmente.

Conforme Fakury, Silva e Caldas (2015) os contraventamentos na cobertura do galpão com ponte rolante agem como um diafragma para suportar os esforços pontuais da ponte rolante. Tornando próximos, todos os deslocamentos horizontais no topo dos pórticos transversais. Os contraventamentos verticais entre pórticos foram dispostos em forma de “X”. Isso confere maior rigidez longitudinal da estrutura, nesse tipo de sistema as barras trabalham apenas tracionadas, podendo-se utilizar barras mais esbeltas resistentes à tração. Já a mão francesa deve ser empregada nas cordas inferiores. Devido ao fato das tesouras ficarem com um comprimento livre destravado considerável. Para minimizar os efeitos de flambagem lateral, o uso das mãos francesas é o mais indicado. A Figura 5 mostra a perspectiva do modelo estrutural típico considerado nas análises.

Figura 5 - Perspectiva do modelo e sistema estrutural típico

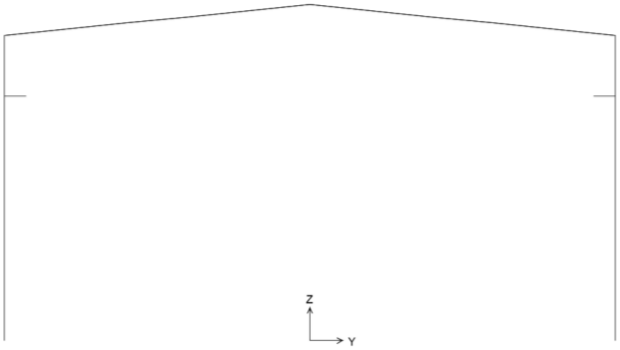


Fonte: *Software* SAP2000.

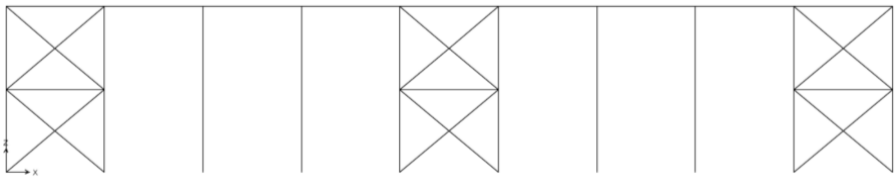
## 3.1 PÓRTICOS COM VIGA DE ALMA CHEIA

A Figura 6 representa a geometria da estrutura reticulada utilizada no modelo analisado.

Figura 6 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga em alma cheia




(a) Pórtico transversal



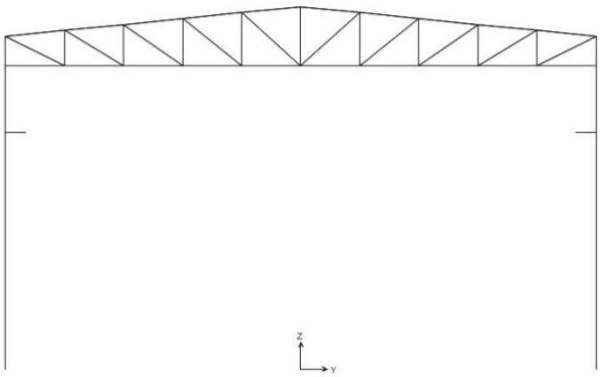
(b) Pórtico longitudinal

Fonte: Autor.

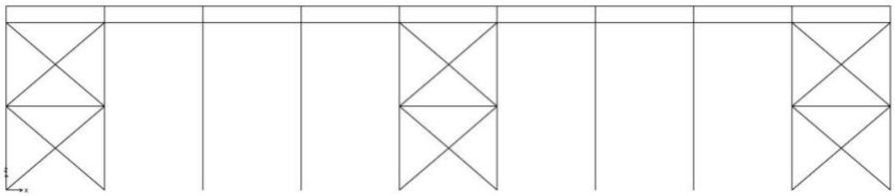
## 3.2 PÓRTICOS COM VIGA EM TRELIÇA TRAPEIZOIDAL

A Figura 7 representa a geometria da estrutura reticulada utilizada no modelo analisado.

Figura 7 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga treliçada



(a) Pórtico transversal



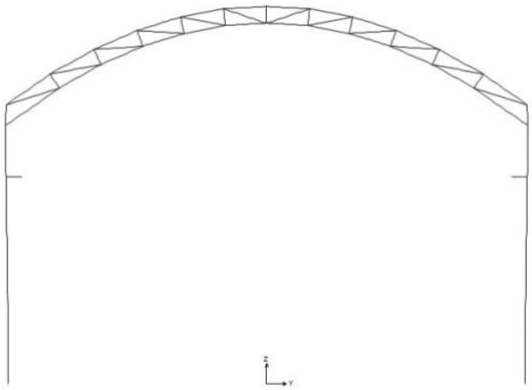
(b) Pórtico longitudinal

Fonte: Autor.

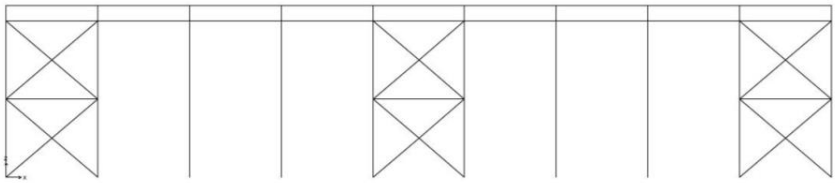
## 3.3 PÓRTICOS COM VIGA EM ARCO TRELIÇADO

A Figura 8 representa a geometria da estrutura reticulada utilizada no modelo analisado.

Figura 8 - Vistas pórtico transversal e longitudinal - viga em arco treliçado



(a) Pórtico transversal



(b) Pórtico longitudinal

Fonte: Autor.

# 4 DIMENSIONAMENTO

Com o objetivo de avaliar o desempenho das soluções estruturais descritas para um galpão com ponte rolante com as geometrias tesoura triangular com viga em alma cheia, tesoura em treliça trapezoidal e tesoura em arco treliçado. Os modelos estruturais formados pelos pórticos propostos serão analisados com o programa SAP2000.

Os modelos de galpões testados serão compostos por vãos transversais de: 20 m, 25 m e 30 m, com altura do pé-direito de 10 m e com a capacidade da ponte rolante de 150 kN. O modelo possui comprimento total de 54 m e espaçamento entre pórticos de 6 m, totalizando 10 pórticos ao longo do comprimento longitudinal do galpão. Após a análise dos modelos estruturais utilizando o programa SAP2000 será realizado o dimensionamento refinado dos componentes dos modelos considerando um grau de utilização médio de 90% dos perfis, respeitando a norma 8800. Posteriormente os resultados serão inseridos em uma tabela de comparação de desempenho.

Quadro 2 - Identificação dos modelos a serem analisados

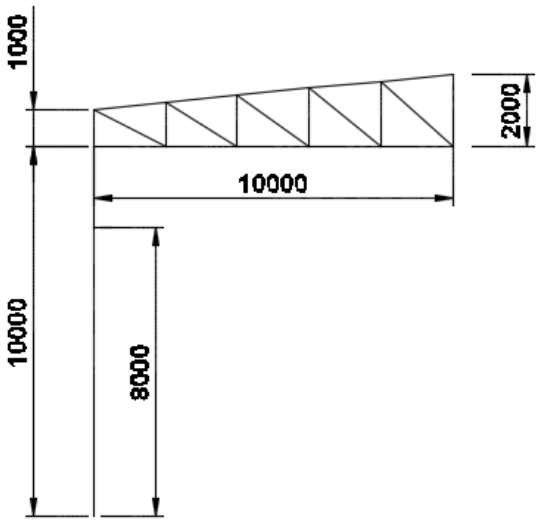
| **Tipologia** | **Vão (m)** | | |
|---|---|---|---|
| | 20 | 25 | 30 |
| Treliça trapezoidal | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 |
| Viga de alma cheia | Modelo 4 | Modelo 5 | Modelo 6 |
| Arco treliçado | Modelo 7 | Modelo 8 | Modelo 9 |
| **Altura pé-direito: 10 m** | | | |
| **Espaçamento: 6 m** | | | |

Fonte: Autor.

## Tipologia Treliça Trapezoidal

Nas Figuras 9 a 11 mostram-se a variação dos vãos (largura transversal) para as treliças trapezoidais. A altura da viga de rolamento será sempre 8000 mm. A relação para a flecha da viga de cobertura é de L/10, mantendo a inclinação de 10%, tomada como parâmetro inicial.

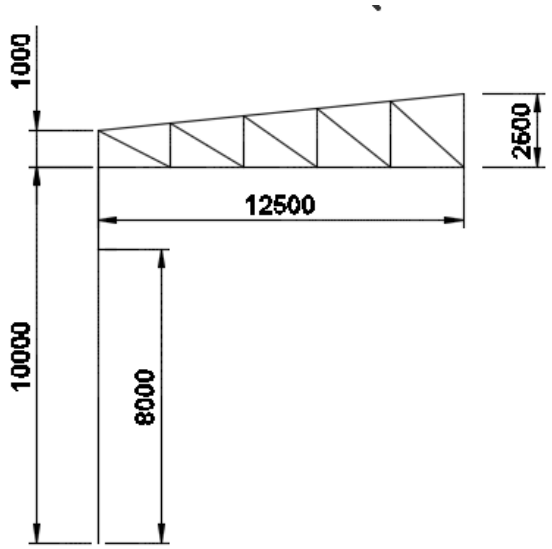
Figura 9 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 1, dimensões em mm




(a) Vão livre: 20 m

Fonte: Autor.

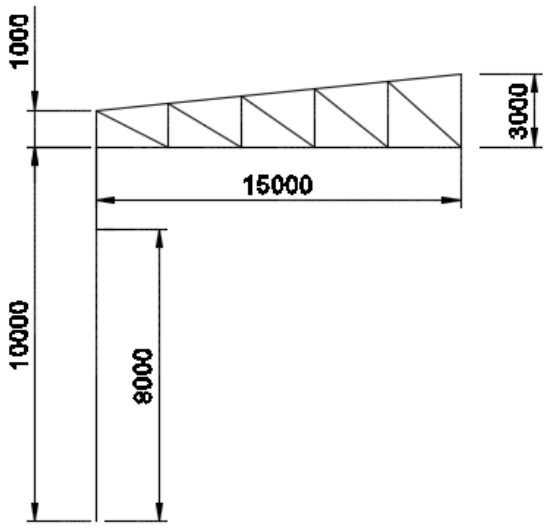
Figura 10 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 2, dimensões em mm




(b) Vão livre: 25 m

Fonte: Autor.

Figura 11 - Geometria para cobertura composta por treliça trapezoidal 3, dimensões em mm



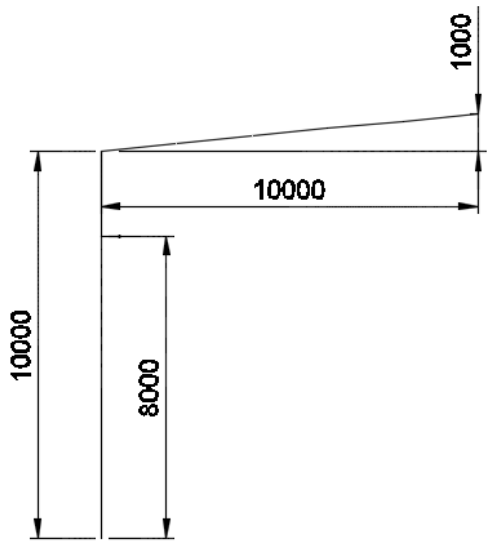

(c) Vão livre: 30 m

Fonte: Autor.

**Tipologia Viga Cheia**

Nas Figuras 12 a 14 mostram-se a variação dos vãos (largura transversal) para a viga de alma cheia. A altura da viga de rolamento será sempre 8000 mm. A relação para a flecha da viga de cobertura é de L/10, mantendo a inclinação de 10%, tomada como parâmetro inicial.

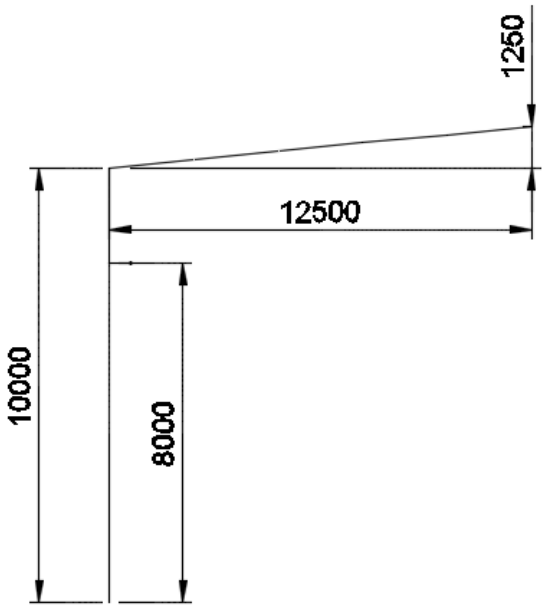
Figura 12 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 1, dimensões em mm




(a) Vão livre: 20 m

Fonte: Autor.

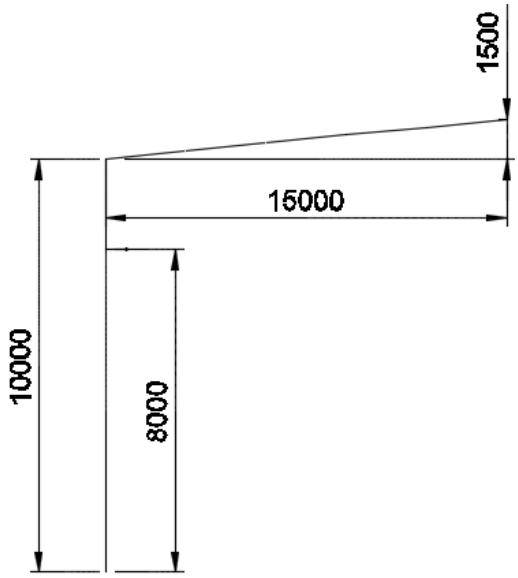
Figura 13 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 2, dimensões em mm




(b) Vão livre: 25 m

Fonte: Autor.

Figura 14 - Geometria para cobertura composta por viga de alma cheia 3, dimensões em mm



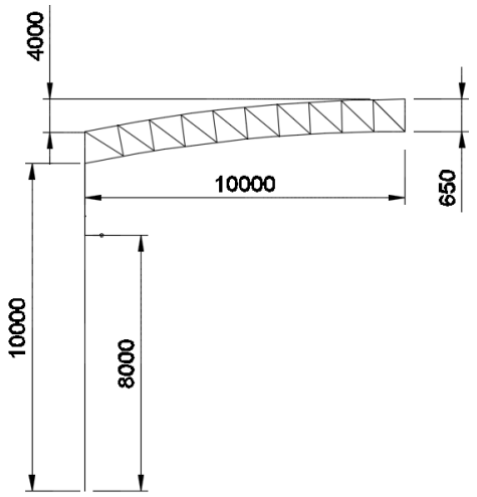

(c) Vão livre: 30 m

Fonte: Autor.

**Tipologia Arco Treliçado**

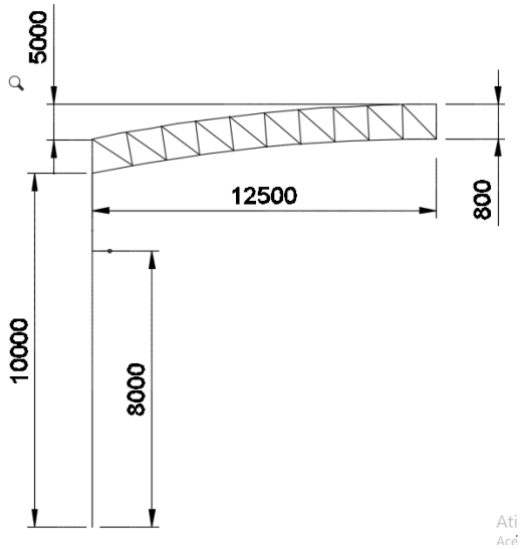
Nas Figuras 15 a 17 mostram-se a variação dos vãos (largura transversal) para a treliça em arco. Sales et al. (1994) sugerem que se adote, para arcos metálicos, a relação entre a altura dos banzos e o vão livre entre colunas em torno de L/40 a L/30. Neste trabalho adotou-se o máximo valor entre eles: L/30 para a altura entre banzos. Para a treliça em arco (TA) toma-se como referência uma relação entre a flecha e o vão livre em torno de 1/6 a 1/5, conforme recomendação de Sales *et. al.* (1994). Portanto, para esses modelos define-se uma relação de L/5 para a flecha no meio do vão.

Figura 15 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 1, dimensões em mm



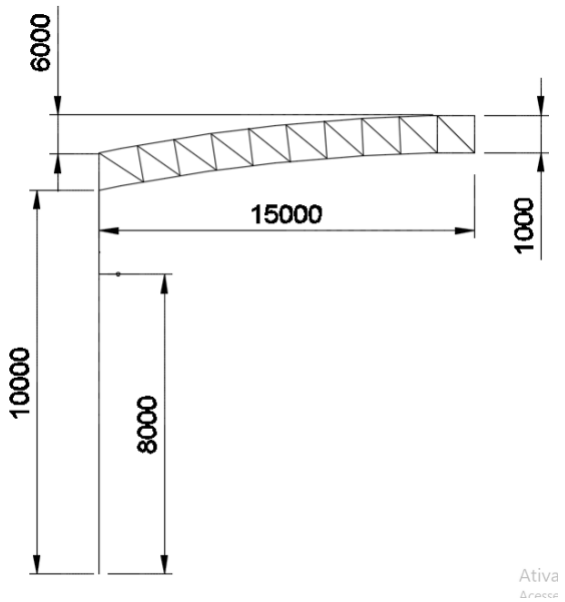

(a) Vão livre: 20 m
Fonte: Autor.

Figura 16 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 2, dimensões em mm




(b) Vão livre: 25 m
Fonte: Autor.

Figura 17 - Geometria para cobertura composta por viga de arco treliçado 3, dimensões em mm




(c) Vão livre: 30 m

Fonte: Autor.

## 4.1 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

### 4.1.1 Aço

As propriedades mecânicas dos materiais utilizados nos modelos são listadas da Tabela 1:

Tabela 1 - Propriedades mecânicas dos materiais

| Perfis Laminados | $f_y$ (MPa) | $f_u$ (MPa) | E (MPa) | ν |
|---|---|---|---|---|
| I | 345,0 | 450,0 | 200.000,0 | 0,3 |
| Cantoneira | 250,0 | 400,0 | 200.000,0 | 0,3 |
| U | 250,0 | 400,0 | 200.000,0 | 0,3 |

Fonte: Autor.

## 4.2 CARREGAMENTOS

### 4.2.1 Carga Permanente

A carga permanente será composta pelo peso próprio do galpão que é calculada pelo programa SAP2000 mais o peso das telhas trapezoidais LR 40 de espessura 0,43 mm e carga de 0,041 kN/m².

### 4.2.2 Cargas acidentais verticais

A carga acidental vertical será de 0,10 kN/m², conforme indicado por Bellei (2006).

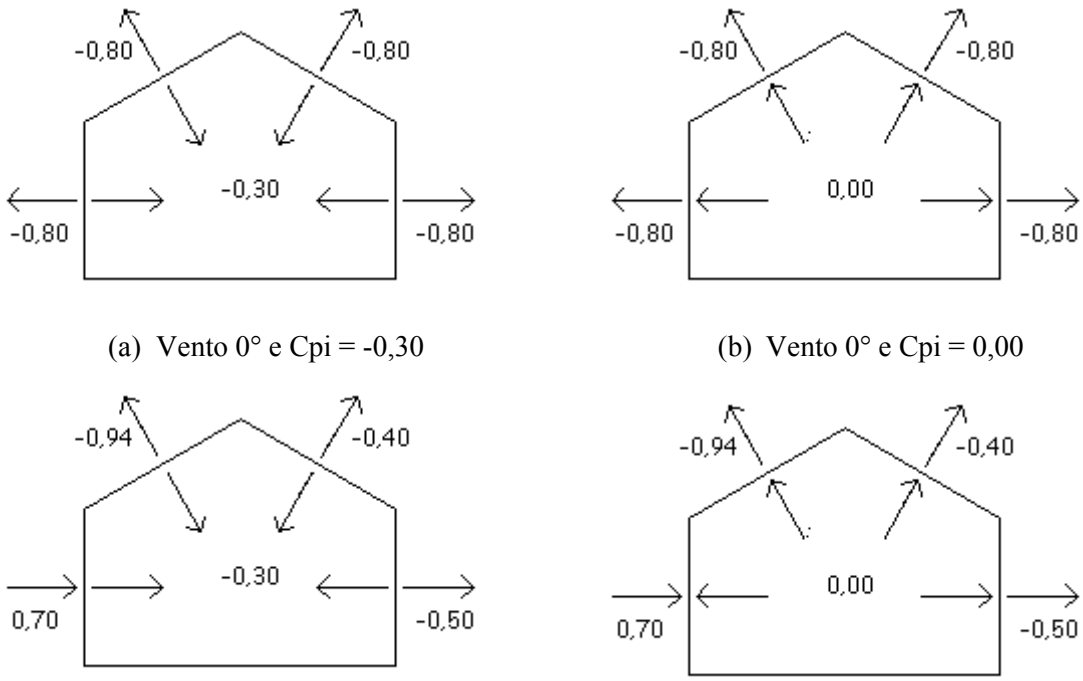
### 4.2.3 Cargas Horizontais Sobrecarga

A sobrecarga será de 0,25kN/m² e será aplicada em projeção horizontal, conforme a norma ABNT NBR 8800 (2008).

### 4.2.4 Vento

As Figuras 18, 19 e 20 mostram os resultados da ação do vento indicando os coeficientes de pressão externo (Cpe) e interno (Cpi) para o vento na direção a 0º e a 90º.

Figura 18 - Coeficientes de pressão externa e interna

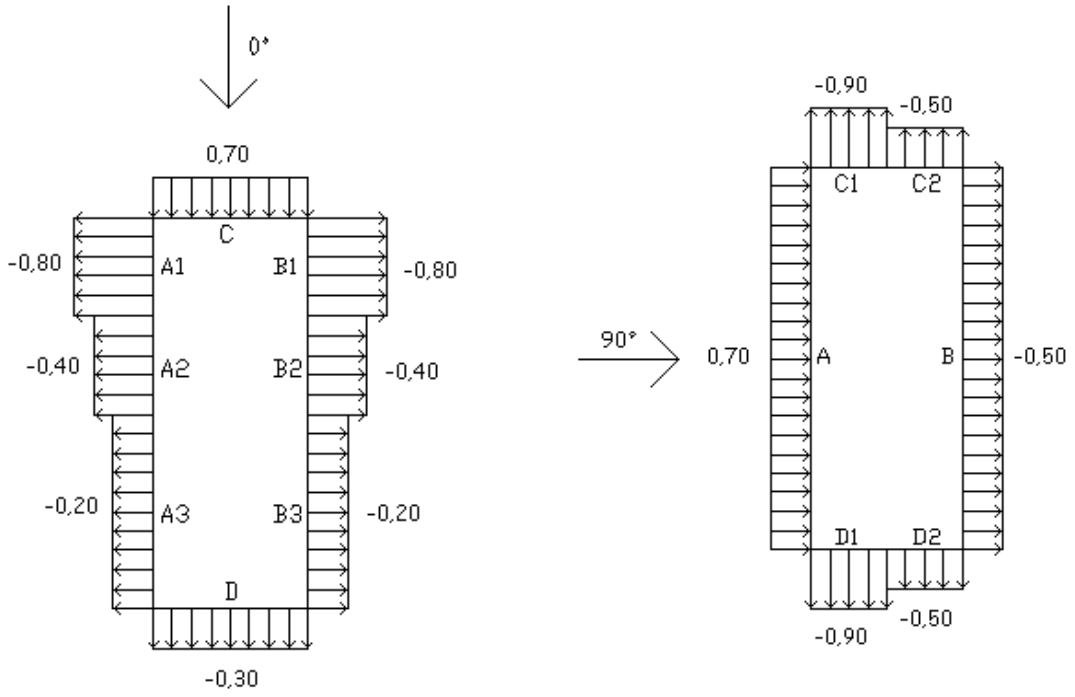



(a) Vento 0° e Cpi = -0,30 (b) Vento 0° e Cpi = 0,00

(c) Vento 90° e Cpi = -0,30 (d) Vento 90° - Cpi = 0,00

Fonte: *Software* Visual Ventos

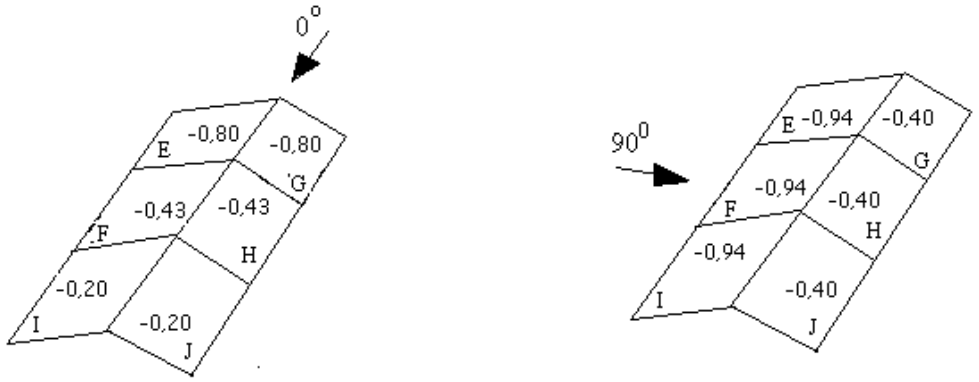
Figura 19 - Coeficientes de pressão externa nas laterais




(a) Valores de Cpe (laterais) vento a 0° (b) Valores de Cpe (laterais) vento a 90°

Fonte: *Software* Visual Ventos

Figura 20 - Coeficientes de pressão externa na cobertura



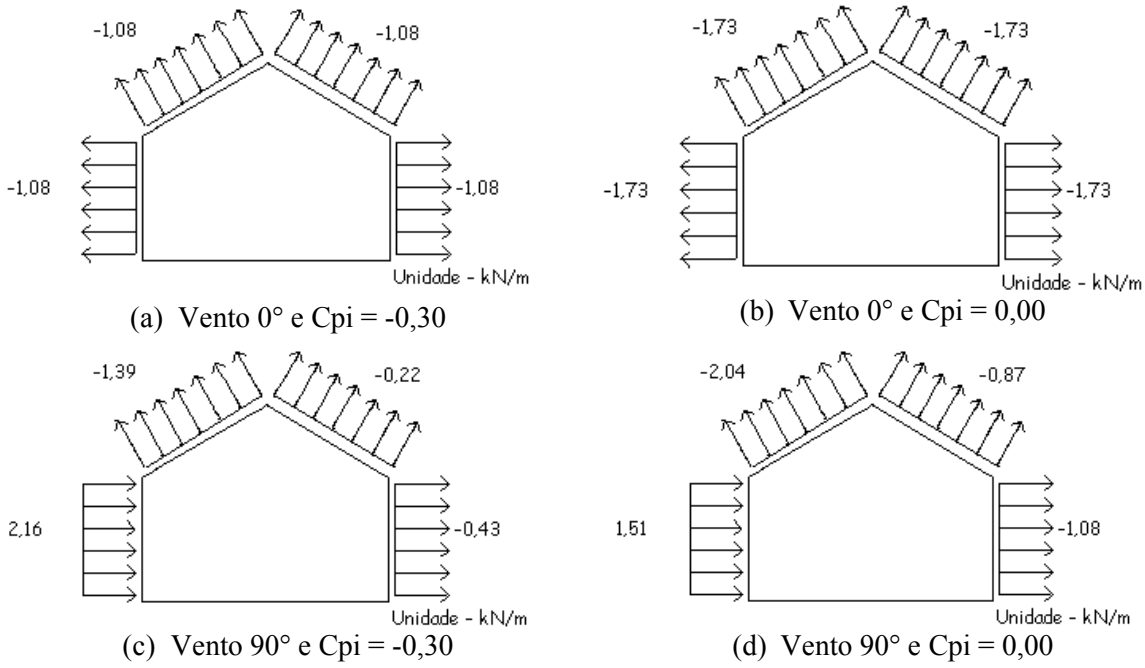

(a) Valores de Cpe (cobertura) vento a 0° (b) Valores de Cpe (cobertura) vento a 0°

Fonte: *Software* Visual Ventos

#### 4.2.4.1 Ações Resultantes do Vento

A Figura 21 mostra os resultados da ação do vento com as combinações Cpe e Cpi para o vento a 0º e a 90º, considerando o valor da pressão dinâmica será 0,36 kN/m².

Figura 21 - Cargas de ação do vento



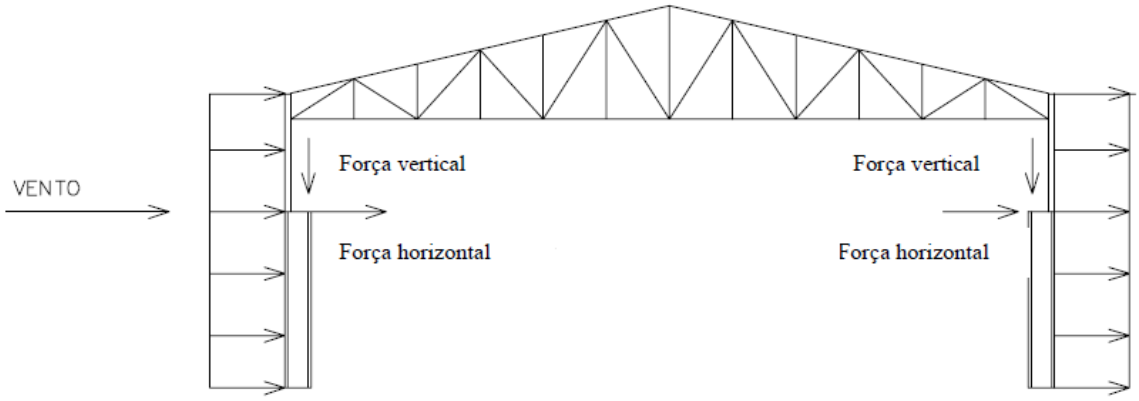

Fonte: *Software* Visual Ventos

### 4.2.5 Cargas da Ponte Rolante

As forças verticais e horizontais devidas à ponte rolante serão aplicadas no pórtico central do galpão. Foram feitas análises estruturais e concluiu-se que onde a ponte rolante denomina mais esforço para a estrutura completa do galpão será nos pórticos centrais do galpão.

As ações da ponte rolante, tanto verticais como horizontais foram aplicadas pontualmente no pórtico no nível do apoio da vida de rolamento sobre a coluna, conforme Figura 22.

Figura 22 - Esquema de aplicação das cargas da ponte rolante




Fonte: Autor.

A demonstração do cálculo será realizada para o galpão com tipologia treliça trapezoidal com vão de 20 metros.

#### 4.2.5.1 Ponte Rolante Vertical

As ações nominais foram extraídas da Tabela 8.3.2.2.1 da norma DIN 120 (1936) para a ponte de 160 kN na modalidade ponte operada da cabine.

A Tabela abaixo mostra os valores de carga e dimensões adotadas a partir da tabela da norma DIN 120 (1936), citada anteriormente.

Tabela 2 - Valores de cargas e dimensões para ponte rolante

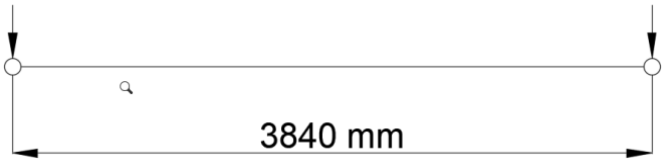
| **Vão do galpão (m)** | **Capacidade da ponte (kN)** | **Vão da ponte (mm)** | **Entre eixo das rodas (mm)** | **Carga máxima por roda (kN)** | **Carga mínima por roda (kN)** |
|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 160 | 18350 | 3840 | 127 | 43 |
| 25 | 160 | 23350 | 3840 | 138 | 53 |
| 30 | 160 | 28350 | 4400 | 150 | 64 |

Fonte: DIN 120 (1936).

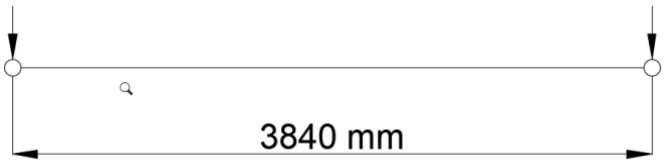
Para os dados do item anterior, as Figuras 23a e 23b representam o trem tipo para carga máxima por roda e carga mínima por roda, já com o coeficiente de impacto aplicado.

- Coeficiente de impacto = 1,25 (Conforme item 3.6.5)
- Para carga máxima por roda: 127 kN x 1,25 = 158,75 kN
- Para carga mínima por roda: 43 kN x 1,25 = 53,75 kN

Figura 23 - Trem tipo para carga máxima e mínima por roda




(a) Trem tipo para a carga máxima por roda

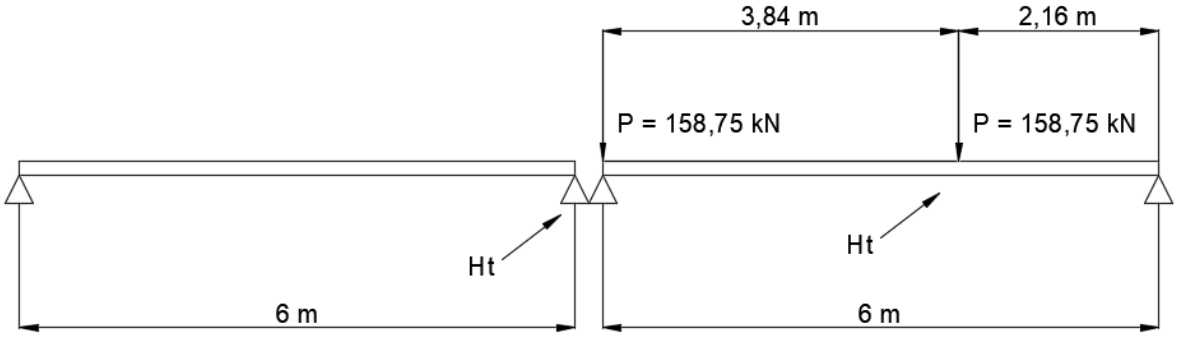



(b) Trem tipo para carga mínima por roda

Fonte: Autor.

A Figura 24 demonstra a posição da ponte rolante sobre a viga de rolamento, na condição em que esta determina a ação na seção transversal.

Figura 24 - Representação das condições de carregamento da viga de rolamento




Fonte: Autor.

Reação vertical em B para carga máxima ($R_{vb\ max.}$)

$R_{vb\ Max}$ = 158,75kN + (158,75kN x 2,16m) / 6 (6.1)

$R_{vb\ Max}$ = 158,75kN + 57,15kN

$R_{vb\ Max}$ = 215,9kN

Reação vertical em B para carga mínima ($R_{vb\ min.}$)

$R_{vb\ min.}$ = 55,04kN + (55,04 x 2,16m) / 6 (6.2)

$R_{vb\ min.}$ = 55,04kN + 19,81

$R_{vb\ min.}$ = 73,1 kN

4.2.5.2 Ponte Rolante Transversal

$H_t$ - Reação transversal da Ponte Rolante

Determinando o valor de $H_t$:

Será adotado para $H_t$ o valor recomendado pelo AISE 13, ou seja, 20% da carga içada.

$H_t$ = (0,20 x 160kN) / 2 rodas (6.4)

$H_t$ = (0,20 x 160) / 2 = 16kN

Substituindo o valor de Ht na equação (6.3), tem – se :

$R_{HB}$ = 16kN + (16kN x 2,16m) / 6

$R_{HB}$ = 16kN + 5,76kN

$R_{HB}$ = 21,76 kN

4.2.5.3 Ponte Rolante Longitudinal

$H_L$ – Reação Longitudinal da Ponte Rolante

$H_L$ = 20% da força máxima nas rodas motoras e/ou providas de freio. O "truck" ou a viga de cabeceira é constituída por uma roda motriz/freio e uma roda guia. Assim,

$$HL = \frac{0{,}20\ (127 + 127)}{2} = 50{,}8\ kN$$

Então = 127kN + 127kN = 254kN x 20% = 50,8kN, como é uma roda em cada extremidade da ponte, então:

$H_L$ = 50,8/2 = 25,4 kN

$H_L$ = 25,4 kN

Aplica-se o valor de $H_L$ em cada lado do galpão.

## 4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações foram realizadas conforme a ABNT NBR 8800 (2008) e utilizadas para estado limite último, para dimensionamento dos perfis, e estado limite de

serviço, para análise dos deslocamentos. Foram definidas no Quadro 3 as combinações de carga chave:

Quadro 3 - Definições das combinações utilizadas

| X | CP | SC | PRV | Ht | HL | Vx | Vy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | x | x | x | | | | |
| **2** | x | x | x | x | | | |
| **3** | x | x | x | | x | | |
| **4** | x | | | | | x | |
| **5** | x | | | | | | x |
| **6** | x | | x | x | | x | |
| **7** | x | | x | x | | | x |
| **8** | x | | x | | x | x | |
| **9** | x | | x | | x | | x |
| **10** | x | x | x | x | | x | |
| **11** | x | x | x | x | | | x |
| **12** | x | x | x | | x | x | |
| **13** | x | x | x | | x | | x |

Fonte: Autor.

CP = Carga Permanente

SC = Sobrecarga

PRV = Carga ponte Rolante Vertical

Ht = Carga Ponte Rolante Horizontal

Hl = Carga Ponte Rolante Longitudinal

Vx = Carga de Vento x

Vy = Carga de Vento y

Conforme a norma ABNT NBR 8800 (2008), deve utilizar uma metodologia de cálculo para determinar as combinações de carga conforme o estado limite último. Abaixo a Equação 4 é utilizada no trabalho para calcular as combinações do estado limite último. A Tabela 3 indica as combinações de cargas que foram inseridas no programa SAP2000.

$$\sum_{i=l}^{m}\left(\gamma_{gi}F_{Gi,k}\right)+\gamma_{q1}F_{Q1,k}+\sum_{j=2}^{n}\left(\gamma_{qi}\psi_{oj}F_{Qj,k}\right)\ (Eq.4)$$

A Tabela 3 abaixo relaciona os coeficientes para combinações últimas normais encontrados para a combinações de cargas, considerando a metodologia matemática exposta pela Equação 4. As células em cinza claro representam a carga principal para a linha da análise.

Tabela 3 - Hipóteses de combinações de ações para o estado limite último

| X | CP | SC | PRV | Ht | Hl | Vx | Vy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | | | | |
| **1** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | | | |
| **2** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | 1,5 | | | |
| **2** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | | |
| **2** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | | |
| **3** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | | 1,5 | | |
| **3** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | | |
| **3** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | | |
| **4** | *1,0 | | | | | *1,4 | |
| **5** | *1,0 | | | | | | *1,4 |
| **6** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | 0,84 | |
| **6** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | 0,84 | |
| **6** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | *1,4 | |
| **7** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | | 0,84 |
| **7** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | | 0,84 |
| **7** | *1,4 | | 1,5 | 1,5 | | | *1,4 |
| **8** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | 0,84 | |
| **8** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | 0,84 | |
| **8** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | *1,4 | |
| **9** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | | 0,84 |
| **9** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | | 0,84 |
| **9** | *1,4 | | 1,5 | | 1,5 | | *1,4 |
| **10** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | 1,5 | | 0,84 | |
| **10** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | 0,84 | |
| **10** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | 0,84 | |
| **10** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | *1,4 | |
| **11** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | 1,5 | | | 0,84 |
| **11** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | | 0,84 |
| **11** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | | 0,84 |
| **11** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | 1,5 | | | *1,4 |
| **12** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | | 1,5 | 0,84 | |
| **12** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | 0,84 | |
| **12** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | 0,84 | |
| **12** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | *1,4 | |
| **13** | *1,4 | *1.5 | 1,5 | | 1,5 | | 0,84 |
| **13** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | | 0,84 |
| **13** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | | 0,84 |
| **13** | *1,4 | 1,2 | 1,5 | | 1,5 | | *1,4 |

Fonte: Autor.

Também foram utilizadas as combinações para o estado de serviço (Equação 5), essas foram utilizadas para mensurar os deslocamentos.

$$\sum_{i=l}^{m} F_{Gi,k} + F_{Ql,k} + \sum_{j=2}^{n} \left(\psi_{lj} F_{Qj,k}\right) \ (Eq.5)$$

A Tabela 4 relaciona os coeficientes para combinações estado limite de serviço encontrados para a combinação de cargas considerando a metodologia matemática exposta pela Equação 5. As células em cinza claro representam a carga principal para a linha da análise.

Tabela 4 - Hipóteses de combinações de ações para o estado limite de serviço

| X | CP | SC | PRV | Ht | Hl | Vx | Vy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | 1 | 1 | 0,8 | | | | |
| **1** | 1 | 0,98 | 1 | | | | |
| **2** | 1 | 1 | 0,8 | 0,8 | | | |
| **2** | 1 | 0,98 | 1 | 0,8 | | | |
| **2** | 1 | 0,98 | 0,8 | 1 | | | |
| **3** | 1 | 1 | 0,8 | | 0,8 | | |
| **3** | 1 | 0,98 | 1 | | 0,8 | | |
| **3** | 1 | 0,98 | 0,8 | | 1 | | |
| **4** | 1 | | | | | 1 | |
| **5** | 1 | | | | | | 1 |
| **6** | 1 | | 1 | 0,8 | | 0,3 | |
| **6** | 1 | | 0,8 | 1 | | 0,3 | |
| **6** | 1 | | 0,8 | 0,8 | | 1 | |
| **7** | 1 | | 1 | 0,8 | | | 0,3 |
| **7** | 1 | | 0,8 | 1 | | | 0,3 |
| **7** | 1 | | 0,8 | 0,8 | | | 1 |
| **8** | 1 | | 1 | | 0,8 | 0,3 | |
| **8** | 1 | | 0,8 | | 1 | 0,3 | |
| **8** | 1 | | 0,8 | | 0,8 | 1 | |
| **9** | 1 | | 1 | | 0,8 | | 0,3 |
| **9** | 1 | | 0,8 | | 1 | | 0,3 |
| **9** | 1 | | 0,8 | | 0,8 | | 1 |
| **10** | 1 | 1 | 0,8 | 0,8 | | 0,3 | |
| **10** | 1 | 0,98 | 1 | 0,8 | | 0,3 | |
| **10** | 1 | 0,98 | 0,8 | 1 | | 0,3 | |
| **10** | 1 | 0,98 | 0,8 | 0,8 | | 1 | |
| **11** | 1 | 1 | 0,8 | 0,8 | | | 0,3 |
| **11** | 1 | 0,98 | 1 | 0,8 | | | 0,3 |
| **11** | 1 | 0,98 | 0,8 | 1 | | | 0,3 |
| **11** | 1 | 0,98 | 0,8 | 0,8 | | | 1 |

| Tabela 4 – Hipóteses de combinações de ações para o estado limite de serviço (continuação) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **X** | **CP** | **SC** | **PRV** | **Ht** | **Hl** | **Vx** | **Vy** |
| **12** | 1 | 1 | 0,8 | | 0,8 | 0,3 | |
| **12** | 1 | 0,98 | 1 | | 0,8 | 0,3 | |
| **12** | 1 | 0,98 | 0,8 | | 1 | 0,3 | |
| **12** | 1 | 0,98 | 0,8 | | 0,8 | 1 | |
| **13** | 1 | 1 | 0,8 | | 0,8 | | 0,3 |
| **13** | 1 | 0,98 | 1 | | 0,8 | | 0,3 |
| **13** | 1 | 0,98 | 0,8 | | 1 | | 0,3 |
| **13** | 1 | 0,98 | 0,8 | | 0,8 | | 1 |

Fonte: Autor.

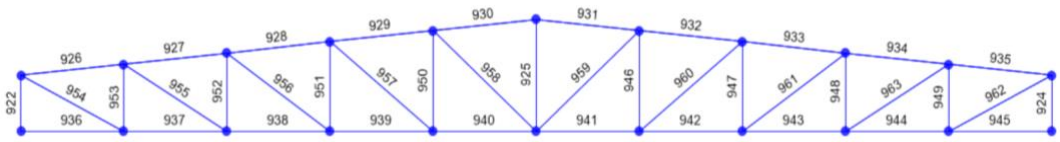
## 4.4 ANÁLISE DOS MODELOS ESTRUTURAIS

A análise será realizada nos 9 modelos estruturais para obtenção dos resultados e análise comparativa. De forma a exemplificar o trabalho realizado, serão apresentadas as seções transversais, as hipóteses de carregamento, as vinculações e os resultados mais relevantes da análise estrutural do modelo de pórtico com treliça trapezoidal (TP) com vão livre de 20 metros. Nesta análise estrutural serão avaliados apenas os esforços críticos axiais das barras, os esforços localizados especificamente nas ligações como por exemplo: cisalhamento de parafusos, serão desconsiderados. Todas as bases dos galpões serão consideradas como apoios perfeitamente engastados com o intuito de simplificar a análise. A taxa de utilização média considerada dos perfis será de aproximadamente 90%, conforme a ABNT NBR 8800 (2008).

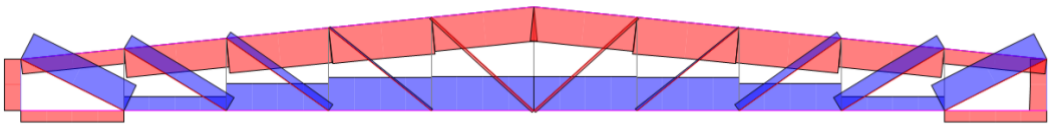
### 4.4.1 Esforços axiais na estrutura

A Figura 25a mostra a treliça analisada indicando a numeração dos elementos de barra, já a Figura 25b indica os gráficos de esforços normais devido ao peso próprio indicando que o comportamento da estrutura é coerente com os mecanismos de carregamento.

Figura 25 - Representação da estrutura da treliça e diagrama de esforços




(a) Estrutura da treliça em elementos de barra



(b) Representação do diagrama de esforços axiais

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.1 Peso Próprio

A Tabela 5 indica os esforços axiais nas barras devido às ações do peso próprio.

Tabela 5 - Esforços axiais devido ao peso próprio

| Elementos - Forças | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Peso Proprio | -15,6 | 943 | Peso Proprio | 25,2 |
| 924 | Peso Proprio | -15,6 | 944 | Peso Proprio | 12,7 |
| 925 | Peso Proprio | 4,7 | 945 | Peso Proprio | -10,8 |
| 926 | Peso Proprio | -14,4 | 946 | Peso Proprio | 0,3 |
| 927 | Peso Proprio | -27,1 | 947 | Peso Proprio | -2,7 |
| 928 | Peso Proprio | -32,9 | 948 | Peso Proprio | -6,2 |
| 929 | Peso Proprio | -34,2 | 949 | Peso Proprio | -10,3 |
| 930 | Peso Proprio | -32,3 | 950 | Peso Proprio | 0,3 |
| 931 | Peso Proprio | -32,3 | 951 | Peso Proprio | -2,7 |
| 932 | Peso Proprio | -34,2 | 952 | Peso Proprio | -6,2 |
| 933 | Peso Proprio | -32,9 | 953 | Peso Proprio | -10,3 |
| 934 | Peso Proprio | -27,0 | 954 | Peso Proprio | 26,3 |
| 935 | Peso Proprio | -14,4 | 955 | Peso Proprio | 14,7 |
| 936 | Peso Proprio | -10,8 | 956 | Peso Proprio | 7,2 |
| 937 | Peso Proprio | 12,7 | 957 | Peso Proprio | 1,7 |
| 938 | Peso Proprio | 25,2 | 958 | Peso Proprio | -2,4 |
| 939 | Peso Proprio | 31,0 | 959 | Peso Proprio | -2,4 |
| 940 | Peso Proprio | 32,3 | 960 | Peso Proprio | 1,7 |
| 941 | Peso Proprio | 32,3 | 961 | Peso Proprio | 7,2 |
| 942 | Peso Proprio | 31,0 | 962 | Peso Proprio | 26,3 |
| | | | 963 | Peso Proprio | 14,7 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.2 Sobrecarga

A Tabela 6 indica os esforços axiais nas barras devido às ações da sobrecarga.

Tabela 6 - Esforços axiais devido à sobrecarga

| Elementos - Forças | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Sobrecarga | -14,8 | 943 | Sobrecarga | 25,5 |
| 924 | Sobrecarga | -14,8 | 944 | Sobrecarga | 12,8 |
| 925 | Sobrecarga | 3,4 | 945 | Sobrecarga | -10,8 |
| 926 | Sobrecarga | -14,5 | 946 | Sobrecarga | -1,0 |
| 927 | Sobrecarga | -27,3 | 947 | Sobrecarga | -4,0 |
| 928 | Sobrecarga | -33,2 | 948 | Sobrecarga | -7,5 |
| 929 | Sobrecarga | -34,4 | 949 | Sobrecarga | -11,7 |

| Tabela 6 - Esforços axiais devido à sobrecarga (continuação) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Elemento | Carga | P(KN) | Elemento | Carga | P(KN) |
| 930 | Sobrecarga | -32,5 | 950 | Sobrecarga | -1,0 |
| 931 | Sobrecarga | -32,5 | 951 | Sobrecarga | -4,0 |
| 932 | Sobrecarga | -34,4 | 952 | Sobrecarga | -7,5 |
| 933 | Sobrecarga | -33,2 | 953 | Sobrecarga | -11,7 |
| 934 | Sobrecarga | -27,3 | 954 | Sobrecarga | 26,4 |
| 935 | Sobrecarga | -14,5 | 955 | Sobrecarga | 14,8 |
| 936 | Sobrecarga | -10,8 | 956 | Sobrecarga | 7,1 |
| 937 | Sobrecarga | 12,8 | 957 | Sobrecarga | 1,6 |
| 938 | Sobrecarga | 25,5 | 958 | Sobrecarga | -2,6 |
| 939 | Sobrecarga | 31,3 | 959 | Sobrecarga | -2,6 |
| 940 | Sobrecarga | 32,6 | 960 | Sobrecarga | 1,6 |
| 941 | Sobrecarga | 32,6 | 961 | Sobrecarga | 7,1 |
| 942 | Sobrecarga | 31,3 | 962 | Sobrecarga | 26,4 |
| | | | 963 | Sobrecarga | 14,8 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.3 Vento +X

A Tabela 7 indica os esforços axiais nas barras devido às ações da sobrecarga.

Tabela 7 - Esforços axiais devido ao vento

| **Elementos – Forças** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Vento 0º(+X) | 17,3 | 943 | Vento 0º(+X) | -19,9 |
| 924 | Vento 0º(+X) | 17,3 | 944 | Vento 0º(+X) | -5,1 |
| 925 | Vento 0º(+X) | -4,1 | 945 | Vento 0º(+X) | 22,7 |
| 926 | Vento 0º(+X) | 16,3 | 946 | Vento 0º(+X) | 1,1 |
| 927 | Vento 0º(+X) | 31,6 | 947 | Vento 0º(+X) | 4,7 |
| 928 | Vento 0º(+X) | 38,8 | 948 | Vento 0º(+X) | 8,8 |
| 929 | Vento 0º(+X) | 40,6 | 949 | Vento 0º(+X) | 13,8 |
| 930 | Vento 0º(+X) | 38,6 | 950 | Vento 0º(+X) | 1,1 |
| 931 | Vento 0º(+X) | 38,6 | 951 | Vento 0º(+X) | 4,7 |
| 932 | Vento 0º(+X) | 40,6 | 952 | Vento 0º(+X) | 8,8 |
| 933 | Vento 0º(+X) | 38,8 | 953 | Vento 0º(+X) | 13,8 |
| 934 | Vento 0º(+X) | 31,6 | 954 | Vento 0º(+X) | -31,1 |
| 935 | Vento 0º(+X) | 16,3 | 955 | Vento 0º(+X) | -17,3 |
| 936 | Vento 0º(+X) | 22,7 | 956 | Vento 0º(+X) | -8,3 |
| 937 | Vento 0º(+X) | -5,1 | 957 | Vento 0º(+X) | -1,8 |
| 938 | Vento 0º(+X) | -19,9 | 958 | Vento 0º(+X) | 3,1 |
| 939 | Vento 0º(+X) | -26,8 | 959 | Vento 0º(+X) | 3,1 |
| 940 | Vento 0º(+X) | -28,2 | 960 | Vento 0º(+X) | -1,8 |
| 941 | Vento 0º(+X) | -28,2 | 961 | Vento 0º(+X) | -8,3 |
| 942 | Vento 0º(+X) | -26,8 | 962 | Vento 0º(+X) | -31,1 |
| | | | 963 | Vento 0º(+X) | -17,3 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.4 Vento +Y

A Tabela 8 indica os esforços axiais nas barras devido ao vento.

Tabela 8 - Esforços axiais devido ao vento

| Elementos - Forças | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Vento 90º(+Y) | 18,8 | 943 | Vento 90º(+Y) | -27,2 |
| 924 | Vento 90º(+Y) | 10,1 | 944 | Vento 90º(+Y) | -19,4 |
| 925 | Vento 90º(+Y) | -3,5 | 945 | Vento 90º(+Y) | -5,0 |
| 926 | Vento 90º(+Y) | 8,1 | 946 | Vento 90º(+Y) | 0,7 |
| 927 | Vento 90º(+Y) | 25,6 | 947 | Vento 90º(+Y) | 2,5 |
| 928 | Vento 90º(+Y) | 33,6 | 948 | Vento 90º(+Y) | 4,6 |
| 929 | Vento 90º(+Y) | 35,4 | 949 | Vento 90º(+Y) | 7,1 |
| 930 | Vento 90º(+Y) | 32,8 | 950 | Vento 90º(+Y) | 1,0 |
| 931 | Vento 90º(+Y) | 32,9 | 951 | Vento 90º(+Y) | 5,2 |
| 932 | Vento 90º(+Y) | 33,7 | 952 | Vento 90º(+Y) | 10,0 |
| 933 | Vento 90º(+Y) | 32,6 | 953 | Vento 90º(+Y) | 15,8 |
| 934 | Vento 90º(+Y) | 28,7 | 954 | Vento 90º(+Y) | -35,6 |
| 935 | Vento 90º(+Y) | 20,6 | 955 | Vento 90º(+Y) | -19,7 |
| 936 | Vento 90º(+Y) | 23,8 | 956 | Vento 90º(+Y) | -9,3 |
| 937 | Vento 90º(+Y) | -8,1 | 957 | Vento 90º(+Y) | -1,7 |
| 938 | Vento 90º(+Y) | -24,9 | 958 | Vento 90º(+Y) | 4,0 |
| 939 | Vento 90º(+Y) | -32,5 | 959 | Vento 90º(+Y) | 1,3 |
| 940 | Vento 90º(+Y) | -33,8 | 960 | Vento 90º(+Y) | -1,2 |
| 941 | Vento 90º(+Y) | -31,8 | 961 | Vento 90º(+Y) | -4,5 |
| 942 | Vento 90º(+Y) | -30,9 | 962 | Vento 90º(+Y) | -16,0 |
| | | | 963 | Vento 90º(+Y) | -9,1 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.5 Ponte Rolante Vertical

A Tabela 9 indica os esforços axiais nas barras devido a ponte rolante.

Tabela 9 - Esforços axiais devido a ponte rolante

| Elementos - Forças | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | PRV | -0,1 | 943 | PRV | -10,8 |
| 924 | PRV | -0,2 | 944 | PRV | -10,3 |
| 925 | PRV | 0,3 | 945 | PRV | -9,4 |
| 926 | PRV | 2,8 | 946 | PRV | 0,5 |
| 927 | PRV | 0,4 | 947 | PRV | 0,4 |
| 928 | PRV | -0,2 | 948 | PRV | 0,4 |
| 929 | PRV | -0,6 | 949 | PRV | 0,4 |

| Tabela 9 - Esforços axiais devido a ponte rolante (continuação) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 930 | PRV | -0,8 | 950 | PRV | -0,1 |
| 931 | PRV | -0,8 | 951 | PRV | -0,2 |
| 932 | PRV | -1,2 | 952 | PRV | -0,3 |
| 933 | PRV | -1,6 | 953 | PRV | -0,5 |
| 934 | PRV | -2,1 | 954 | PRV | 1,3 |
| 935 | PRV | -4,4 | 955 | PRV | 0,9 |
| 936 | PRV | -15,1 | 956 | PRV | 0,7 |
| 937 | PRV | -14,0 | 957 | PRV | 0,5 |
| 938 | PRV | -13,2 | 958 | PRV | 0,3 |
| 939 | PRV | -12,7 | 959 | PRV | -0,5 |
| 940 | PRV | -12,3 | 960 | PRV | -0,5 |
| 941 | PRV | -11,7 | 961 | PRV | -0,6 |
| 942 | PRV | -11,3 | 962 | PRV | -0,9 |
| | | | 963 | PRV | -0,7 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.6 Ponte Rolante Transversal

A Tabela 10 indica os esforços axiais nas barras devido a ponte rolante.

Tabela 10 - Esforços axiais devido a ponte rolante

| **Elementos - Forças** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Ht | -1,4 | 943 | Ht | 2,1 |
| 924 | Ht | 1,4 | 944 | Ht | 3,4 |
| 925 | Ht | 0,0 | 945 | Ht | 5,3 |
| 926 | Ht | -0,7 | 946 | Ht | 0,5 |
| 927 | Ht | 2,1 | 947 | Ht | 0,5 |
| 928 | Ht | 1,2 | 948 | Ht | 0,7 |
| 929 | Ht | 0,5 | 949 | Ht | 0,9 |
| 930 | Ht | 0,0 | 950 | Ht | -0,5 |
| 931 | Ht | 0,0 | 951 | Ht | -0,5 |
| 932 | Ht | -0,5 | 952 | Ht | -0,7 |
| 933 | Ht | -1,2 | 953 | Ht | -0,9 |
| 934 | Ht | -2,1 | 954 | Ht | 2,1 |
| 935 | Ht | 0,7 | 955 | Ht | 1,5 |
| 936 | Ht | -5,3 | 956 | Ht | 1,1 |
| 937 | Ht | -3,4 | 957 | Ht | 0,9 |
| 938 | Ht | -2,1 | 958 | Ht | 0,7 |
| 939 | Ht | -1,2 | 959 | Ht | -0,7 |
| 940 | Ht | -0,5 | 960 | Ht | -0,9 |
| 941 | Ht | 0,5 | 961 | Ht | -1,1 |
| 942 | Ht | 1,2 | 962 | Ht | -2,1 |
| | | | 963 | Ht | -1,5 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.7 Ponte Rolante Longitudinal

A Tabela 11 indica os esforços axiais nas barras devido a ponte rolante.

Tabela 11 - Esforços axiais devido a ponte rolante

| Elementos - Forças | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** | **Elemento** | **Carga** | **P(KN)** |
| 922 | Hl | 0,02 | 943 | Hl | -0,01 |
| 924 | Hl | 0,02 | 944 | Hl | -0,02 |
| 925 | Hl | 0,00 | 945 | Hl | 0,01 |
| 926 | Hl | 0,01 | 946 | Hl | 0,00 |
| 927 | Hl | 0,01 | 947 | Hl | 0,00 |
| 928 | Hl | 0,01 | 948 | Hl | 0,01 |
| 929 | Hl | 0,01 | 949 | Hl | -0,02 |
| 930 | Hl | 0,01 | 950 | Hl | 0,00 |
| 931 | Hl | 0,01 | 951 | Hl | 0,00 |
| 932 | Hl | 0,01 | 952 | Hl | 0,01 |
| 933 | Hl | 0,01 | 953 | Hl | -0,02 |
| 934 | Hl | 0,01 | 954 | Hl | -0,03 |
| 935 | Hl | 0,01 | 955 | Hl | 0,01 |
| 936 | Hl | 0,01 | 956 | Hl | 0,00 |
| 937 | Hl | -0,02 | 957 | Hl | 0,00 |
| 938 | Hl | -0,01 | 958 | Hl | 0,00 |
| 939 | Hl | -0,01 | 959 | Hl | 0,00 |
| 940 | Hl | -0,02 | 960 | Hl | 0,00 |
| 941 | Hl | -0,02 | 961 | Hl | 0,00 |
| 942 | Hl | -0,01 | 962 | Hl | -0,03 |
| | | | 963 | Hl | 0,01 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.1.8 Combinações de Carga

A análise completa dos esforços foi realizada conforme as combinações de carga no estado limite de serviço expostas no item 4.3.

### 4.4.2 Deslocamentos

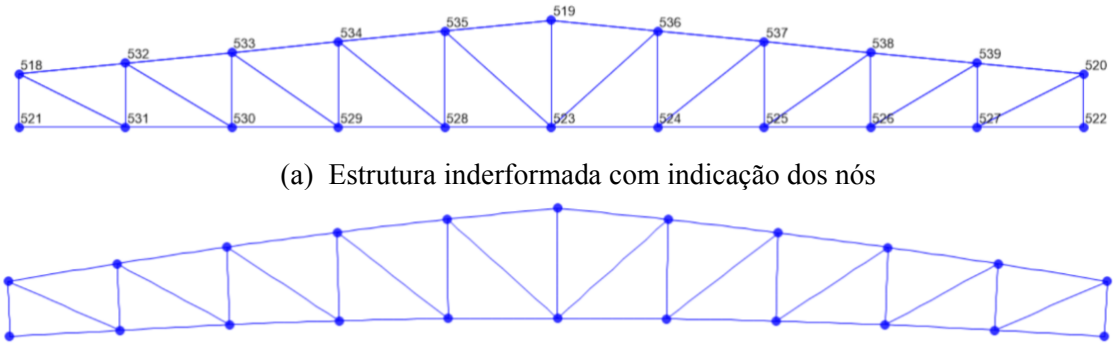
Os deslocamentos dos modelos analisados foram calculados conforme as combinações do estado limite de serviço e verificados conforme a ABNT NBR 8800 (2008). De acordo exposto por Woolcock e Kitpornchai (2003), os galpões industriais são muitas vezes dimensionados devido aos deslocamentos permitidos por norma. Este efeito pode ocorrer nos modelos em que as forças atuantes promovem deslocamentos excessivos, mesmo que o elemento estrutural resista aos esforços e passe nas verificações de resistência, deverá ser

substituído por um perfil que garanta os limites aceitáveis no estado de serviço. Conforme Fakury, Silva e Caldas (2015), o deslocamento transversal máximo admitido será a altura no ponto divido por 300.

Para efeitos de avaliação do desempenho do modelo em face aos objetivos deste trabalho, será realizada uma análise de primeira ordem. Nesse tipo de análise, o equilíbrio é verificado considerando a estrutura na sua posição original, ou seja, indeslocada. Todavia trata-se de uma análise simplificada, mas amplamente adotada na análise de sistemas estruturais (FILHO, 2011).

A Figura 26 indica a estrutura analisada na sua condição original e deformada, pode-se notar que devido às ações das cargas transversais no galpão, o comportamento mostrado na deformada da treliça é coerente com os mecanismos de carregamento aplicados.

Figura 26 - Posição inderformada e deformada da treliça trapezoidal




(a) Estrutura inderformada com indicação dos nós

(b) Estrutura deformada

Fonte: *Software* SAP2000

#### 4.4.2.1 Peso Próprio

A Tabela 12 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido ao peso próprio.

Tabela 12 - Resultados dos deslocamentos por nó

| Deslocamentos Pontuais | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Peso Proprio | 0,01 | 0,33 | -0,10 |
| 519 | Peso Proprio | 0,01 | 0,00 | -8,14 |
| 520 | Peso Proprio | 0,01 | -0,33 | -0,10 |
| 521 | Peso Proprio | 0,00 | -0,72 | -0,09 |
| 522 | Peso Proprio | 0,00 | 0,72 | -0,09 |
| 523 | Peso Proprio | -0,02 | 0,00 | -8,24 |
| 524 | Peso Proprio | 0,00 | 0,26 | -8,02 |
| 525 | Peso Proprio | 0,00 | 0,50 | -7,08 |

| Tabela 12 – Resultados dos deslocamentos por nó (continuação) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 526 | Peso Proprio | 0,01 | 0,70 | -5,38 |
| 527 | Peso Proprio | 0,01 | 0,80 | -2,94 |
| 528 | Peso Proprio | 0,00 | -0,26 | -8,02 |
| 529 | Peso Proprio | 0,00 | -0,50 | -7,08 |
| 530 | Peso Proprio | 0,01 | -0,70 | -5,38 |
| 531 | Peso Proprio | 0,01 | -0,80 | -2,94 |
| 532 | Peso Proprio | 0,00 | 0,51 | -3,07 |
| 533 | Peso Proprio | 0,01 | 0,53 | -5,47 |
| 534 | Peso Proprio | 0,01 | 0,43 | -7,13 |
| 535 | Peso Proprio | 0,01 | 0,25 | -8,01 |
| 536 | Peso Proprio | 0,01 | -0,25 | -8,01 |
| 537 | Peso Proprio | 0,01 | -0,43 | -7,13 |
| 538 | Peso Proprio | 0,01 | -0,53 | -5,47 |
| 539 | Peso Proprio | 0,00 | -0,51 | -3,07 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.2 Sobrecarga

A Tabela 13 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 13 – Resultados dos deslocamentos por nó

| **Deslocamentos Pontuais** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Sobrecarga | 0,00 | 0,32 | -0,07 |
| 519 | Sobrecarga | 0,01 | 0,00 | -8,25 |
| 520 | Sobrecarga | 0,00 | -0,32 | -0,07 |
| 521 | Sobrecarga | 0,00 | -0,73 | -0,06 |
| 522 | Sobrecarga | 0,00 | 0,73 | -0,06 |
| 523 | Sobrecarga | 0,00 | 0,00 | -8,32 |
| 524 | Sobrecarga | 0,02 | 0,26 | -8,07 |
| 525 | Sobrecarga | 0,01 | 0,51 | -7,12 |
| 526 | Sobrecarga | 0,02 | 0,71 | -5,39 |
| 527 | Sobrecarga | 0,00 | 0,81 | -2,92 |
| 528 | Sobrecarga | 0,02 | -0,26 | -8,07 |
| 529 | Sobrecarga | 0,01 | -0,51 | -7,12 |
| 530 | Sobrecarga | 0,02 | -0,71 | -5,39 |
| 531 | Sobrecarga | 0,00 | -0,81 | -2,92 |
| 532 | Sobrecarga | 0,00 | 0,50 | -3,07 |
| 533 | Sobrecarga | 0,01 | 0,53 | -5,50 |
| 534 | Sobrecarga | 0,01 | 0,43 | -7,18 |
| 535 | Sobrecarga | 0,01 | 0,25 | -8,09 |
| 536 | Sobrecarga | 0,01 | -0,25 | -8,09 |
| 537 | Sobrecarga | 0,01 | -0,43 | -7,18 |
| 538 | Sobrecarga | 0,01 | -0,53 | -5,50 |
| 539 | Sobrecarga | 0,00 | -0,50 | -3,07 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.3 Vento +X

A Tabela 14 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 14 – Resultados dos deslocamentos por nó

| Deslocamentos Pontuais | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Vento 0º(+X) | 3,54 | -0,47 | 0,09 |
| 519 | Vento 0º(+X) | 4,52 | 0,00 | 8,67 |
| 520 | Vento 0º(+X) | 3,54 | 0,47 | 0,09 |
| 521 | Vento 0º(+X) | 3,22 | 0,46 | 0,08 |
| 522 | Vento 0º(+X) | 3,22 | -0,46 | 0,08 |
| 523 | Vento 0º(+X) | 4,54 | 0,00 | 8,76 |
| 524 | Vento 0º(+X) | 4,47 | -0,22 | 8,47 |
| 525 | Vento 0º(+X) | 4,31 | -0,44 | 7,42 |
| 526 | Vento 0º(+X) | 4,00 | -0,59 | 5,58 |
| 527 | Vento 0º(+X) | 3,63 | -0,64 | 2,99 |
| 528 | Vento 0º(+X) | 4,47 | 0,22 | 8,47 |
| 529 | Vento 0º(+X) | 4,31 | 0,44 | 7,42 |
| 530 | Vento 0º(+X) | 4,00 | 0,59 | 5,58 |
| 531 | Vento 0º(+X) | 3,63 | 0,64 | 2,99 |
| 532 | Vento 0º(+X) | 3,62 | -0,65 | 3,16 |
| 533 | Vento 0º(+X) | 4,01 | -0,65 | 5,71 |
| 534 | Vento 0º(+X) | 4,30 | -0,52 | 7,51 |
| 535 | Vento 0º(+X) | 4,47 | -0,29 | 8,49 |
| 536 | Vento 0º(+X) | 4,47 | 0,29 | 8,49 |
| 537 | Vento 0º(+X) | 4,30 | 0,52 | 7,51 |
| 538 | Vento 0º(+X) | 4,01 | 0,65 | 5,71 |
| 539 | Vento 0º(+X) | 3,62 | 0,65 | 3,16 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.4 Vento +Y

A Tabela 15 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 15 – Resultados dos deslocamentos por nó

| Deslocamentos Pontuais | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Vento 90º(+Y) | 0,025 | 15,493 | 0,094 |
| 519 | Vento 90º(+Y) | -0,031 | 15,762 | 8,268 |
| 520 | Vento 90º(+Y) | -0,081 | 16,131 | 0,051 |
| 521 | Vento 90º(+Y) | -0,140 | 16,308 | 0,082 |
| 522 | Vento 90º(+Y) | -0,164 | 14,801 | 0,045 |
| 523 | Vento 90º(+Y) | -0,032 | 15,709 | 8,344 |
| 524 | Vento 90º(+Y) | -0,047 | 15,456 | 8,025 |
| 525 | Vento 90º(+Y) | -0,040 | 15,211 | 7,056 |

| Tabela 15 - Resultados dos deslocamentos por nó (continuação) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 526 | Vento 90º(+Y) | -0,019 | 14,995 | 5,381 |
| 527 | Vento 90º(+Y) | -0,001 | 14,841 | 2,983 |
| 528 | Vento 90º(+Y) | -0,058 | 15,977 | 8,170 |
| 529 | Vento 90º(+Y) | -0,053 | 16,235 | 7,218 |
| 530 | Vento 90º(+Y) | -0,055 | 16,433 | 5,435 |
| 531 | Vento 90º(+Y) | -0,059 | 16,497 | 2,883 |
| 532 | Vento 90º(+Y) | -0,055 | 15,259 | 3,086 |
| 533 | Vento 90º(+Y) | -0,036 | 15,214 | 5,586 |
| 534 | Vento 90º(+Y) | -0,035 | 15,312 | 7,308 |
| 535 | Vento 90º(+Y) | -0,041 | 15,507 | 8,191 |
| 536 | Vento 90º(+Y) | -0,037 | 16,003 | 8,039 |
| 537 | Vento 90º(+Y) | -0,029 | 16,179 | 7,100 |
| 538 | Vento 90º(+Y) | -0,021 | 16,276 | 5,451 |
| 539 | Vento 90º(+Y) | 0,015 | 16,269 | 3,076 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.5 Ponte Rolante Vertical

A Tabela 16 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 16 - Resultados dos deslocamentos por nó

| **Deslocamentos Pontuais** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | PRV | -0,06 | -6,05 | -0,22 |
| 519 | PRV | 0,00 | -6,12 | 0,67 |
| 520 | PRV | 0,07 | -6,33 | -0,64 |
| 521 | PRV | -0,05 | -5,66 | -0,22 |
| 522 | PRV | 0,05 | -6,62 | -0,64 |
| 523 | PRV | 0,01 | -6,19 | 0,66 |
| 524 | PRV | 0,01 | -6,28 | 0,59 |
| 525 | PRV | 0,03 | -6,37 | 0,42 |
| 526 | PRV | 0,05 | -6,46 | 0,16 |
| 527 | PRV | 0,07 | -6,54 | -0,20 |
| 528 | PRV | -0,02 | -6,09 | 0,75 |
| 529 | PRV | -0,03 | -5,99 | 0,73 |
| 530 | PRV | -0,05 | -5,89 | 0,59 |
| 531 | PRV | -0,08 | -5,78 | 0,30 |
| 532 | PRV | -0,08 | -6,08 | 0,29 |
| 533 | PRV | -0,05 | -6,10 | 0,58 |
| 534 | PRV | -0,03 | -6,12 | 0,72 |
| 535 | PRV | -0,02 | -6,12 | 0,74 |
| 536 | PRV | 0,02 | -6,14 | 0,60 |
| 537 | PRV | 0,03 | -6,16 | 0,43 |
| 538 | PRV | 0,05 | -6,20 | 0,16 |
| 539 | PRV | 0,08 | -6,25 | -0,20 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.6 Ponte Rolante Transversal

A Tabela 17 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 17 - Resultados dos deslocamentos por nó

| Deslocamentos Pontuais | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Ht | 0,16 | 14,96 | -0,01 |
| 519 | Ht | 0,00 | 14,98 | 0,00 |
| 520 | Ht | -0,16 | 14,96 | 0,01 |
| 521 | Ht | 0,11 | 15,06 | -0,01 |
| 522 | Ht | -0,11 | 15,06 | 0,01 |
| 523 | Ht | 0,00 | 14,96 | 0,00 |
| 524 | Ht | -0,04 | 14,96 | -0,04 |
| 525 | Ht | -0,07 | 14,97 | -0,08 |
| 526 | Ht | -0,12 | 14,99 | -0,09 |
| 527 | Ht | -0,17 | 15,02 | -0,06 |
| 528 | Ht | 0,04 | 14,96 | 0,04 |
| 529 | Ht | 0,07 | 14,97 | 0,08 |
| 530 | Ht | 0,12 | 14,99 | 0,09 |
| 531 | Ht | 0,17 | 15,02 | 0,06 |
| 532 | Ht | 0,18 | 14,95 | 0,05 |
| 533 | Ht | 0,12 | 14,96 | 0,08 |
| 534 | Ht | 0,08 | 14,97 | 0,07 |
| 535 | Ht | 0,04 | 14,98 | 0,03 |
| 536 | Ht | -0,04 | 14,98 | -0,03 |
| 537 | Ht | -0,08 | 14,97 | -0,07 |
| 538 | Ht | -0,12 | 14,96 | -0,08 |
| 539 | Ht | -0,18 | 14,95 | -0,05 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.7 Ponte Rolante Longitudinal

A Tabela 18 indica os resultados dos deslocamentos no nós devido à sobrecarga

Tabela 18 - Resultados dos deslocamentos por nó

| Deslocamentos Pontuais | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 518 | Hl | 2,17 | 0,00 | 0,00 |
| 519 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 520 | Hl | 2,17 | 0,00 | 0,00 |
| 521 | Hl | 2,85 | 0,00 | 0,00 |
| 522 | Hl | 2,85 | 0,00 | 0,00 |
| 523 | Hl | 2,30 | 0,00 | 0,00 |
| 524 | Hl | 2,30 | 0,00 | 0,00 |
| 525 | Hl | 2,30 | 0,00 | 0,00 |

| Tabela 18 - Resultados dos deslocamentos por nó (continuação) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Joint** | **Carga** | **X(mm)** | **Y(mm)** | **Z(mm)** |
| 526 | Hl | 2,29 | 0,00 | 0,00 |
| 527 | Hl | 2,34 | 0,00 | 0,00 |
| 528 | Hl | 2,30 | 0,00 | 0,00 |
| 529 | Hl | 2,30 | 0,00 | 0,00 |
| 530 | Hl | 2,29 | 0,00 | 0,00 |
| 531 | Hl | 2,34 | 0,00 | 0,00 |
| 532 | Hl | 2,32 | 0,00 | 0,00 |
| 533 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 534 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 535 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 536 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 537 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 538 | Hl | 2,33 | 0,00 | 0,00 |
| 539 | Hl | 2,32 | 0,00 | 0,00 |

Fonte: Autor.

#### 4.4.2.8 Combinações de carga

A análise completa dos deslocamentos foi realizada conforme as combinações de carga no estado limite de último expostas no item 4.3.

# 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme informação supracitada, este trabalhou consistiu na simulação numérica de 9 modelos de galpão com ponte rolante compostos por três tipologias distintas de tesouras de cobertura em treliça trapezoidal, arco treliçado e viga de alma cheia, conforme Figura 27.

Figura 27 - Tipologias de tesouras analisadas

Fonte: Autor.

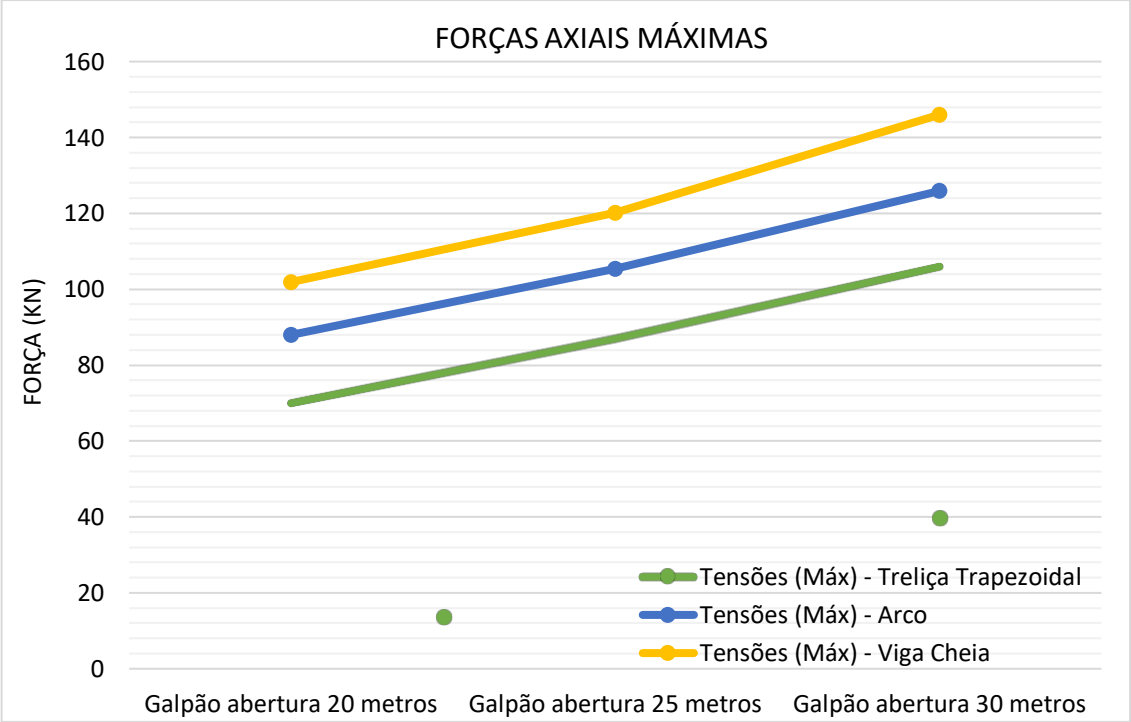
A análise consistiu na simulação via *software* de elementos finitos (SAP2000) dos 9 modelos, sendo que cada tipologia de tesoura foi analisada com a variação de três comprimentos de vão de 20 m, 25 m e 30 m. Foi realizada a análise linear considerando as cargas de peso próprio, sobrecarga, vento e ponte rolante, e as mesmas condições de contorno. Foram obtidas as curvas comparativas de forças axiais máximas, deslocamentos máximos e consumo de aço para todos os tipos de tesouras.

Conforme as curvas apresentadas nas Figuras 28 a 30, o desempenho estrutural de todas as tipologias demonstrarem-se satisfatórios, com atendimento aos requisitos de dimensionamento das normas técnicas de referência. As forças axiais máximas atingidas nos elementos estruturais de cada tesoura mostraram como a geometria pode influenciar no nível de esforços em cada elemento. O modelo em treliça trapezoidal obteve os menores resultados de forças axiais, deslocamentos e consumo de aço, seguido dos modelos em arco e por fim viga cheia. Isto se deve ao fato de a treliça trapezoidal possuir maior altura da seção transversal no trecho central do vão da tesoura, conferindo melhor rigidez ao sistema e gerando menores resultados. Os sistemas em arco possuem propriedades que lhes podem conferir melhor desempenho estrutural e melhor resistência aos esforços atuantes, devido à proximidade de sua geometria com a treliça trapezoidal gerou resultados de forças e deslocamentos superiores à mesma e inferiores a viga de alma cheia. Já a tesoura de viga de alma de cheia obteve os maiores resultados de deslocamentos, forças e de consumo de aço, seguido das tesouras em arco e treliça, dependendo do comprimento do vão adotado, pode-se obter perfis com peso específico mais elevado, o que pode tornar a adoção de sistemas com vigas mais onerosa. Ambas as treliças obtiveram resultados de consumo de aço próximos, por serem compostos por perfis mais esbeltos, pode gerar estruturas com peso específico reduzido quando comparado com perfis de

alma cheia, podendo ser uma solução mais vantajosa dependendo dos níveis de esforços da estrutura.

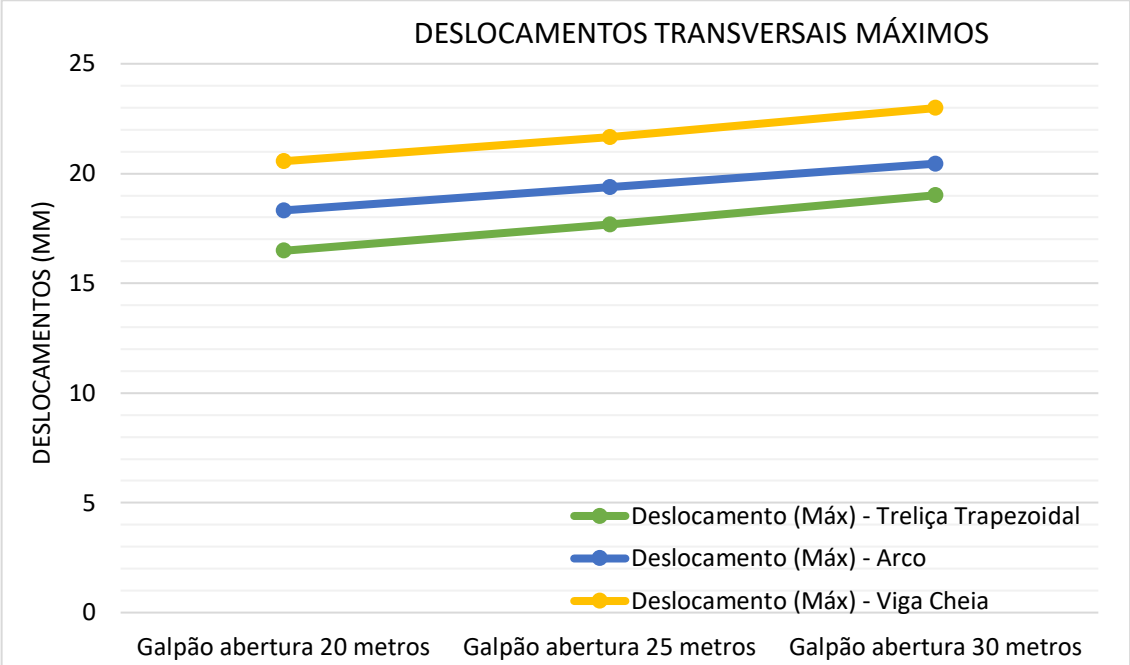
Ainda relativo aos deslocamentos, para todos os modelos, os resultados mais relevantes dos deslocamentos foram devido às ações transversais da ponte rolante com o vento, indicando que as combinações com as cargas transversais foram predominantes no dimensionamento. De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) os deslocamentos transversais admissíveis para o topo da coluna é L/300 = 10.000/300 = 33,33 mm e os deslocamentos transversais admissíveis na altura da vida de rolamento é L/400 = 8.000/400 = 20 mm. Conforme Figura 29 esses deslocamentos atenderam os requisitos de dimensionamento da ABNT NBR 8800 (2008) indicando que os sistemas propostos podem ser soluções estruturais viáveis viabilizando o estudo desta linha de pesquisa, no caso o deslocamento máximo entre os 9 modelos foi o encontrado para o modelo com tesoura em viga de alma cheia, no topo da coluna, com o valor aproximadamente de 23 mm, na altura intermediária no ponto da viga de rolamento o valor encontrado foi de aproximadamente de 18 mm. Note que os modelos referente as tesouras de arco treliçado o valor máximo de deslocamento encontrado foi de aproximadamente 20,5 mm, e 19 mm do modelo com treliça trapezoidal, obviamente os resultados na altura da viga de rolamento também foram inferiores aos valores admissíveis. A Figura 29 mostra uma tendência linear do aumento dos deslocamentos conforme aumento dos vãos para cada tipo de tesoura.

Figura 28 - Comparativo entre as forças axiais máximas atingidas nos 9 modelos



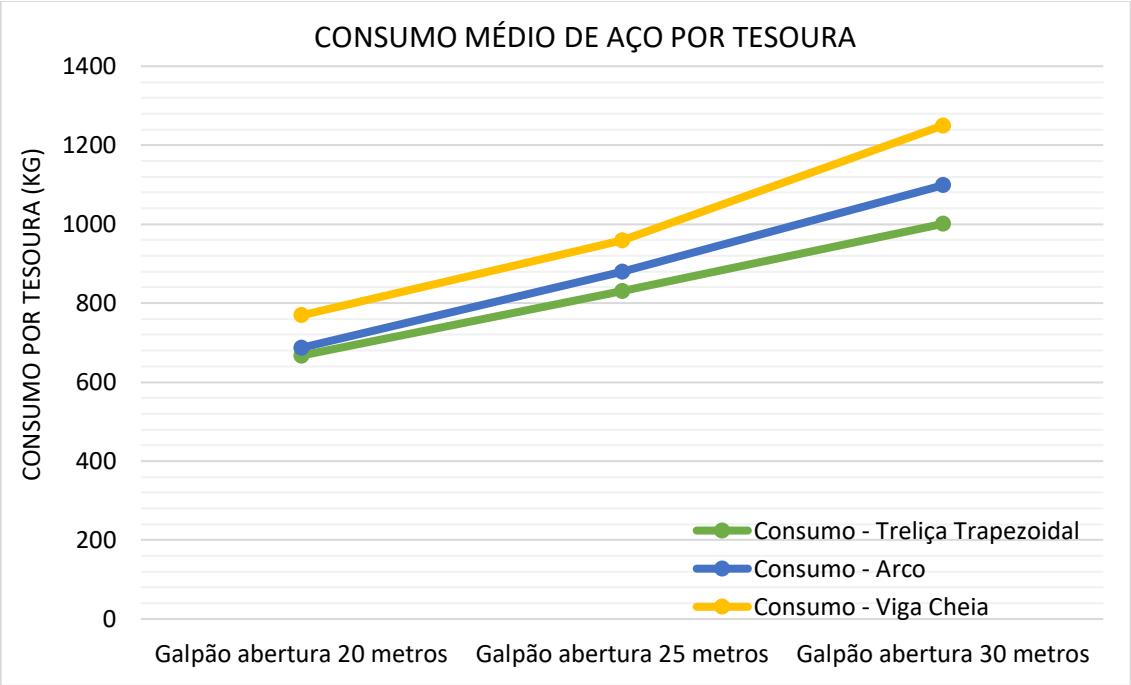

Fonte: Autor

Figura 29 - Comparativo entre os deslocamentos máximos atingidos nos 9 modelos




Fonte: Autor.

Figura 30 - Comparativo entre o consumo de aço das tesouras nos 9 modelos




Fonte: Autor.

# 6 CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES

## 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou resultados indicando que a tipologia de tesoura treliçada apresenta resultados de desempenho estrutural superiores a projetos com viga de alma cheia com altura da seção constante. Contudo, é importante destacar que alguns aspectos não foram considerados, como por exemplo: custo de mão de obra, localização, logística, propriedades do terreno, etc. O projeto foi realizado respeitando as premissas apontadas ao longo do trabalho, gerando resultados que estão em conformidade com a literatura e normas de referência. A tipologia treliça trapezoidal, utiliza os materiais empregados de forma mais eficiente, o que a torna como sistema com os menores níveis de tensão, deslocamento e consumo de material. Esse melhor desempenho vem seguido da tipologia treliça em arco e posteriormente em viga cheia com seção constante. É importante salientar que na prática uma ou mais tipologias de estruturas podem não ser adequadas, dependendo do comprimento do vão, cargas aplicadas, apenas perfis mais robustos é que atendem os requisitos de verificação de resistência e deslocamentos. No caso deste trabalho as três tipologias demonstrarem-se soluções viáveis, o que pode servir de embasamento e concepção de novos sistemas, contribuindo de forma mais eficiente para novas pesquisas.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como continuidade desta pesquisa, sugere-se para trabalhos futuros a modelagem dos sistemas estudados considerando:

- A análise em outros pontos do galpão metálico;
- Estudar os deslocamentos vertical e horizontal;
- Estudar outras partes do galpão, como pilares, bases, viga de rolamento e demais elementos responsáveis pela estabilização da estrutura;
- Analisar os galpões com outros tipos de tesouras de cobertura;
- Trabalho com propostas para otimizar o deslocamento, esforços, tensões ou peso;
- Simulação considerando a análise não linear.

**REFERÊNCIAS**

ALMEIDA, R. F. S. **Desenvolvimento de uma Ferramenta Paramétrica em Linguagem APDL para Cálculo da Estrutura de um Pórtico Rolante**. 2015. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica). Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. **Specification for structural steel buildings, ANSI/AISC 360-16**: Chicago, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **Forças Devidas ao Vento em Edificações, ABNT NBR 6123:** Rio de Janeiro, 1988.

_____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, ABNT NBR 6120:** Rio de Janeiro, 1980.

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

ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS – AISE. **Guide for the Design and Construction of Mill Buildings – Technical Report Nº 13:** Pittsburgh, 2003.

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo. 5ª Edição. São Paulo: Editora Pini, 2006.

BELEIGOLI, E. A. **Eficiência dos contraventamentos horizontais em edifícios industriais de aço dotados de pontes rolantes**. 2004. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

BLESSMANN, J. Acidentes Causados pelo Vento. 5ª Edição. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2008.

CASTRO, E. C. **Análise Numérica de Ligações Parafusadas Semirrígidas em Perfis Formados a Frio**. 2018. 90 f. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

CHANG, C. C. What we Learned from the Tornado of Lubbock, Texas, USA, May 11, 1970. In: **International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures**, Part. III, nº 8, Tóquio, Japão, set. 1971.

CHAVES, M. R. **Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturais para Galpões Industriais Leves**. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

CHIAVERINI, V. Aços e ferros fundidos. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1982.

DEUSTCH INDUSTRIE NORMS – DIN. **Steel Structures, Verification And Analysis – DIN 15018**: Berlin, 1989.

DEUSTCH INDUSTRIE NORMS – DIN. **Calculation Bases for Steel Structures of**

**Cranes and Crane Tracks – DIN 120-1/1936-11**: Berlim, 1936.

DONG, Y. H.; NG, S. T. A life cycle assessment model for evaluating the environmental impacts of building construction in Hong Kong. **Building and Environment**, Amsterdã, n. 89 (2015), p. 183-191. fev. 2015.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STARDADIZATION – EUROCODE. **Design of steel structures, EUROCODE 3/DD ENV 1993-1-1**: United Kingdom, 1992.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto. 1ª Edição. Belo Horizonte: Editora Pearson, 2015.

FILHO, C. A. B. P. **Avaliação da Aplicação da Análise de Segunda Ordem em Pórticos de Edifícios Correntes em Aço**. 2011. 252 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

FYFE, E. R.; SLATER, W. M.; WATSON, R. J. Aseismic bearing for bridge structures. U.S. Patent No. 4,617,769. 21 Oct. 1986.

KUHN, B. Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life. **Procedia Engineering**, Amsterdã, v. 66-2013, p. 3-11, fev. 2014.

LEON, R. T. Semi-rigid Composite Construction. **Journal of Construnctional Steel Research**, Amsterdã, v. 15, n. 1-2, 1990, p. 99-120. fev. 2003.

MADEIRA, A. R. **Estrutura em aço para pavilhão industrial: comparação entre soluções com elementos treliçados e de alma cheia**. 2009. 73 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MCKINSTRAY, R.; LIM, J. B. P.; TANYIMBOH, T. T.; PHAN, D. T.; SHA, W. Optimal design of long-span steel portal frames using fabricated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, Amsterdã, n. 104 (2015), p. 104-114. out. 2014.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio**. 2009. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

PORTO, C. V. **Projeto básico de uma ponte rolante polar**. 2015. 60 f. Monografia (Graduação em Engenharia Mecânica). Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2015.

QUEIROZ, G. Elementos das Estruturas de Aço. 2ª Edição. Belo Horizonte: Gilson Queiroz, 1988.

SANTOS, A. F. Estruturas Metálicas: Projeto e detalhes para fabricação. São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1978.

SILVA, S. B. F. **Otimização de sistemas estruturais para galpões utilizando o método dos elementos finitos**. 2018. 92 f. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

SOUZA, A. J. C. **Análise da influência da rigidez das bases de colunas no comportamento estrutural de edifícios industriais em aço**. 2019. 73 f. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

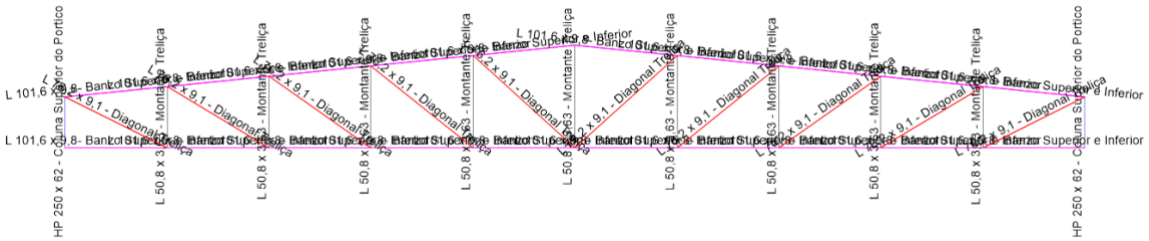
TANG, L.; XIE, X.; LIU, J. Crane scheduling in a warehouse storing steel coils. **Journal IIE Transactions**, Londres, v. 46, n. 3, p. 267-282. dez. 2013.

WOOLCOCK, S. T.; KITIPORNCHAI, S. Survey of deflection limits for portal frames in Australia. **Journal of Constructional Steel Research**, Amsterdã, v. 7, n. 6, 1987, p. 399-417. fev. 2003.

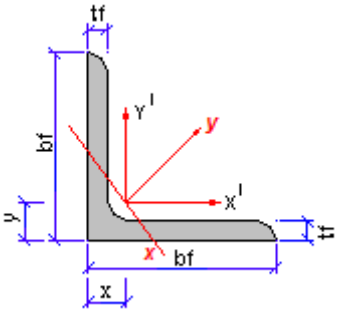
ZIEMIAN, R. D. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 6ª Edição. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2010.

## APÊNDICE I – PROVA CÁLCULO ABNT NBR 8800

O SAP2000 utiliza a norma AISC/LRFD (2005) que atende a todos os requisitos de verificação da norma ABNT NBR 8800 (2008). Como demonstração dos cálculos, segue abaixo a análise dos perfis da treliça do galpão de 20 metros. A análise foi feita através do programa Visual Metal. Este programa tem por objetivo a verificação de perfis laminados e soldados, de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800 (2008), emitindo memorial de cálculo.




### Diagonal Treliça L 76,2 x 9,1




**<u>Dimensionamento Perfil L Laminado (abas iguais)</u>**

**Propriedades do Aço**
Tipo = ASTM A 36
fy = 25,00 kN/cm²
fu = 40,00 kN/cm²
fr = 11,5 kN/cm²
E = 20500 kN/cm²
G = 7892,5 kN/cm²

**Propriedades geométricas do perfil**
Perfil L 76,2 x 9,1
bf = 76,20 mm
tf = 7,90 mm
Ag = 11,50 cm²

Ix = 25,88 cm4
Iy = 98,13 cm4

Observação: Ix e Iy são os eixos principais de inêrcia!
rx = raiz(Ix/Ag)
rx = raiz(25,88/11,50)
rx = 1,50 cm

ry = raiz(Iy/Ag)
ry = raiz(98,13/11,50)
ry = 2,92 cm

**Comprimentos de Flambagem**
Lflx = 224,00 cm
Lfly = 224,00 cm

**Esforços Solicitantes**
Nd = -67,00 kN

**<u>Verificação do Esforço de Compressão</u>**
Verificação da esbeltez do elemento (Item 5.3.5 NBR8800/88)
lx = Lflx/rx
lx = 224,00/1,50
lx = 149,33

ly = Lfly/ry
ly = 224,00/2,92
ly = 76,68

lx e ly <= 200
149,33 e 76,68 <= 200

Ok! Esbeltes verifica!

Cálculo de Q (Anexo E da NBR8800/88)
bf/tf <= 0,44*raiz(E/fy)
Q =1

Q = 1,00

lx2 = (1/pi)*lx*raiz(Q*fy/E);
lx2 = (1/pi)*149,33*raiz(1,00*25,00/20500,00);
lx2 = 1,66

ly2 = (1/pi)*ly*raiz(Q*fy/E);
ly2 = (1/pi)*76,68*raiz(1,00*25,00/20500,00);
ly2 = 0,85

Curva c -> ax = 0,384
Curva c -> ay = 0,384

lx2 > 0,2
Bx =(1/2*lx2²)*(1+ax*raiz(lx2²-0.04)+lx2²)
Bx =(1/2*1,66²)*(1+0,38*raiz(1,66²-0.04)+1,66²)
Bx = 0,80

rox = Bx-raiz(Bx²*(1/lx2²))
rox = 0,80-raiz(0,80²*(1/1,66²))
rox = 0,28

ly2 > 0,2
By =(1/2*ly2²)*(1+ay*raiz(ly2²-0.04)+ly2²)
By =(1/2*0,85²)*(1+0,38*raiz(0,85²-0.04)+0,85²)
By = 1,41

roy = By-raiz(By²*(1/ly2²))
roy = 1,41-raiz(1,41²*(1/0,85²))
roy = 0,63

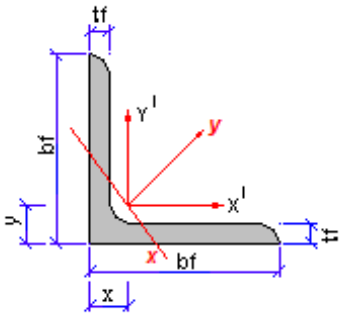
Adota-se o menor valor para ro
ro = 0,28

fc = 0,9
Rd(Nd) = fc*ro*Q*Ag*fy
Rd(Nd) = 0,90*0,28*1,00*11,50*25,00
Rd(Nd) = -71,30 kN

Rd(Nd) >= Nd
-71,30 kN >= -67,00 kN

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

**Montante Treliça L 50,8 x 3,63**



**<u>Dimensionamento Perfil L Laminado (abas iguais)</u>**

**Propriedades do Aço**

Tipo = ASTM A 36

fy = 25,00 kN/cm²

fu = 40,00 kN/cm²

fr = 11,5 kN/cm²

E = 20500 kN/cm²

G = 7892,5 kN/cm²

**Propriedades geométricas do perfil**

Perfil L 50,8 x 3,63

bf = 50,80 mm

tf = 4,80 mm

Ag = 4,58 cm²

Ix = 4,77 cm4

Iy = 18,63 cm4

Observação: Ix e Iy são os eixos principais de inêrcia!

rx = raiz(Ix/Ag)

rx = raiz(4,77/4,58)

rx = 1,02 cm

ry = raiz(Iy/Ag)

ry = raiz(18,63/4,58)

ry = 2,02 cm

**Comprimentos de Flambagem**

Lflx = 120,00 cm

Lfly = 120,00 cm

**Esforços Solicitantes**

Nd = -35,00 kN

**<u>Verificação do Esforço de Compressão</u>**

Verificação da esbeltez do elemento (Item 5.3.5 NBR8800/88)

lx = Lflx/rx
lx = 120,00/1,02
lx = 117,65

ly = Lfly/ry
ly = 120,00/2,02
ly = 59,49

lx e ly <= 200
117,65 e 59,49 <= 200

Ok! Esbeltes verifica!

Cálculo de Q (Anexo E da NBR8800/88)
bf/tf <= 0,44*raiz(E/fy)
Q =1

Q = 1,00

lx2 = (1/pi)*lx*raiz(Q*fy/E);
lx2 = (1/pi)*117,65*raiz(1,00*25,00/20500,00);
lx2 = 1,31

ly2 = (1/pi)*ly*raiz(Q*fy/E);
ly2 = (1/pi)*59,49*raiz(1,00*25,00/20500,00);
ly2 = 0,66

Curva c -> ax = 0,384
Curva c -> ay = 0,384

lx2 > 0,2
Bx =(1/2*lx2²)*(1+ax*raiz(lx2²-0.04)+lx2²)
Bx =(1/2*1,31²)*(1+0,38*raiz(1,31²-0.04)+1,31²)
Bx = 0,94

rox = Bx-raiz(Bx²*(1/lx2²))

rox = 0,94-raiz(0,94²*(1/1,31²))

rox = 0,40

ly2 > 0,2

By =(1/2*ly2²)*(1+ay*raiz(ly2²-0.04)+ly2²)

By =(1/2*0,66²)*(1+0,38*raiz(0,66²-0.04)+0,66²)

By = 1,92

roy = By-raiz(By²*(1/ly2²))

roy = 1,92-raiz(1,92²*(1/0,66²))

roy = 0,74

Adota-se o menor valor para ro

ro = 0,40

fc = 0,9

Rd(Nd) = fc*ro*Q*Ag*fy

Rd(Nd) = 0,90*0,40*1,00*4,58*25,00

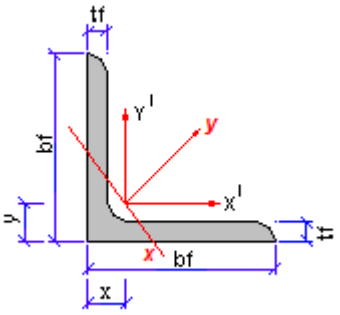
Rd(Nd) = -40,72 kN

Rd(Nd) >= Nd

-40,72 kN >= -35,00 kN

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

**Banzo Superior L 101,6 x 9,8**



**<u>Dimensionamento Perfil L Laminado (abas iguais)</u>**

**Propriedades do Aço**

Tipo = ASTM A 36

fy = 25,00 kN/cm²

fu = 40,00 kN/cm²

fr = 11,5 kN/cm²

E = 20500 kN/cm²

G = 7892,5 kN/cm²

**Propriedades geométricas do perfil**

Perfil L 101,6 x 9,8

bf = 101,60 mm

tf = 6,40 mm

Ag = 12,50 cm²

Ix = 50,50 cm4

Iy = 199,50 cm4

Observação: Ix e Iy são os eixos principais de inêrcia!

rx = raiz(Ix/Ag)

rx = raiz(50,50/12,50)

rx = 2,01 cm

ry = raiz(Iy/Ag)

ry = raiz(199,50/12,50)

ry = 3,99 cm

**Comprimentos de Flambagem**

Lflx = 201,00 cm

Lfly = 201,00 cm

**Esforços Solicitantes**

Nd = -82,00 kN

**<u>Verificação do Esforço de Compressão</u>**

Verificação da esbeltez do elemento (Item 5.3.5 NBR8800/88)

lx = Lflx/rx
lx = 201,00/2,01
lx = 100,00

ly = Lfly/ry
ly = 201,00/3,99
ly = 50,31

lx e ly <= 200
100,00 e 50,31 <= 200

Ok! Esbeltes verifica!

Cálculo de Q (Anexo E da NBR8800/88)
0,44*raiz(E/fy) < (bf/tf <= 0,09*raiz(E/fy)
Q = 1,34-(0,77*(bf/2)/tf*raiz(fy/E))
Q = 1,34-(0,77*(101,60/2)/6,40*raiz(25,00/20500,00))
Q = 0,91

bf/tf > 0,90*raiz(E/fy)
Q = 0,52*E/fy*((bf/tf)²
Q = 0,52*20500,00/25,00*((101,60/2)/6,40)²
Q = 0,91

Q = 0,91

lx2 = (1/pi)*lx*raiz(Q*fy/E);
lx2 = (1/pi)*100,00*raiz(0,91*25,00/20500,00);
lx2 = 1,06

ly2 = (1/pi)*ly*raiz(Q*fy/E);
ly2 = (1/pi)*50,31*raiz(0,91*25,00/20500,00);
ly2 = 0,53

Curva c -> ax = 0,384

Curva c -> ay = 0,384

lx2 > 0,2

Bx =(1/2*lx2²)*(1+ax*raiz(lx2²-0.04)+lx2²)

Bx =(1/2*1,06²)*(1+0,38*raiz(1,06²-0.04)+1,06²)

Bx = 1,12

rox = Bx-raiz(Bx²*(1/lx2²))

rox = 1,12-raiz(1,12²*(1/1,06²))

rox = 0,51

ly2 > 0,2

By =(1/2*ly2²)*(1+ay*raiz(ly2²-0.04)+ly2²)

By =(1/2*0,53²)*(1+0,38*raiz(0,53²-0.04)+0,53²)

By = 2,58

roy = By-raiz(By²*(1/ly2²))

roy = 2,58-raiz(2,58²*(1/0,53²))

roy = 0,80

Adota-se o menor valor para ro

ro = 0,51

fc = 0,9

Rd(Nd) = fc*ro*Q*Ag*fy

Rd(Nd) = 0,90*0,51*0,91*12,50*25,00

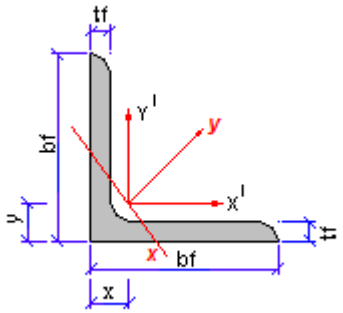
Rd(Nd) = -131,68 kN

Rd(Nd) >= Nd

-131,68 kN >= -82,00 kN

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!

**Banzo Inferior L 101,6 X 9,8**




**<u>Dimensionamento Perfil L Laminado (abas iguais)</u>**

**Propriedades do Aço**

Tipo = ASTM A 36

fy = 25,00 kN/cm²

fu = 40,00 kN/cm²

fr = 11,5 kN/cm²

E = 20500 kN/cm²

G = 7892,5 kN/cm²

**Propriedades geométricas do perfil**

Perfil L 101,6 x 9,8

bf = 101,60 mm

tf = 6,40 mm

Ag = 12,50 cm²

Ix = 50,50 cm4

Iy = 199,50 cm4

Observação: Ix e Iy são os eixos principais de inêrcia!

rx = raiz(Ix/Ag)

rx = raiz(50,50/12,50)

rx = 2,01 cm

ry = raiz(Iy/Ag)

ry = raiz(199,50/12,50)

ry = 3,99 cm

**Comprimentos de Flambagem**

Lflx = 200,00 cm

Lfly = 200,00 cm

**Esforços Solicitantes**

Nd = -80,00 kN

**<u>Verificação do Esforço de Compressão</u>**

Verificação da esbeltez do elemento (Item 5.3.5 NBR8800/88)

lx = Lflx/rx

lx = 200,00/2,01

lx = 99,50

ly = Lfly/ry

ly = 200,00/3,99

ly = 50,06

lx e ly <= 200

99,50 e 50,06 <= 200

Ok! Esbeltes verifica!

Cálculo de Q (Anexo E da NBR8800/88)

0,44*raiz(E/fy) < (bf/tf <= 0,09*raiz(E/fy)

Q = 1,34-(0,77*(bf/2)/tf*raiz(fy/E))

Q = 1,34-(0,77*(101,60/2)/6,40*raiz(25,00/20500,00))

Q = 0,91

bf/tf > 0,90*raiz(E/fy)

Q = 0,52*E/fy*((bf/tf)²

Q = 0,52*20500,00/25,00*((101,60/2)/6,40)²

Q = 0,91

Q = 0,91

lx2 = (1/pi)*lx*raiz(Q*fy/E);
lx2 = (1/pi)*99,50*raiz(0,91*25,00/20500,00);
lx2 = 1,06

ly2 = (1/pi)*ly*raiz(Q*fy/E);
ly2 = (1/pi)*50,06*raiz(0,91*25,00/20500,00);
ly2 = 0,53

Curva c -> ax = 0,384
Curva c -> ay = 0,384

lx2 > 0,2
Bx =(1/2*lx2²)*(1+ax*raiz(lx2²-0.04)+lx2²)
Bx =(1/2*1,06²)*(1+0,38*raiz(1,06²-0.04)+1,06²)
Bx = 1,13

rox = Bx-raiz(Bx²*(1/lx2²))
rox = 1,13-raiz(1,13²*(1/1,06²))
rox = 0,52

ly2 > 0,2
By =(1/2*ly2²)*(1+ay*raiz(ly2²-0.04)+ly2²)
By =(1/2*0,53²)*(1+0,38*raiz(0,53²-0.04)+0,53²)
By = 2,60

roy = By-raiz(By²*(1/ly2²))
roy = 2,60-raiz(2,60²*(1/0,53²))
roy = 0,80

Adota-se o menor valor para ro
ro = 0,52

fc = 0,9
Rd(Nd) = fc*ro*Q*Ag*fy

Rd(Nd) = 0,90*0,52*0,91*12,50*25,00

Rd(Nd) = -132,40 kN

Rd(Nd) >= Nd

-132,40 kN >= -80,00 kN

Ok! Perfil suporta ao esforço solicitado!