



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE UM GALPÃO INDUSTRIAL COM
ESTRUTURA DE AÇO CONSTITUÍDA POR PERFIS FORMADOS A FRIO**

NATÁLIA MORAIS CORRÊA

UBERLÂNDIA – 2018

NATÁLIA MORAIS CORRÊA

**VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE UM GALPÃO INDUSTRIAL COM
ESTRUTURA DE AÇO CONSTITUÍDA POR PERFIS FORMADOS A FRIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da
Universidade Federal de Uberlândia como requisito
exigido para a conclusão do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

UBERLÂNDIA – 2018

FOLHA DE ASSINATURAS

NATÁLIA MORAIS CORRÊA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Através do termo de compromisso firmado entre a estudante do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU) e o orientador Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva fica firmada a realização da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso.

Uberlândia, 4 de janeiro de 2018.

Assinaturas:

Natália Moraes Corrêa – Aluna

Professor Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva – Orientador

FOLHA DE APROVAÇÃO

NATÁLIA MORAIS CORRÊA

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE UM GALPÃO INDUSTRIAL COM ESTRUTURA DE AÇO CONSTITUÍDA POR PERFIS FORMADOS A FRIO

Aprovado em: ____/____/____

Banca Examinadora – Assinaturas:

Professor Dr. Gregório Sandro Vieira
(Examinador UFU)

Eng.^a Civil Ismara Simão Curi Arantes

Professor Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva
(Orientador)

Natália Moraes Corrêa
(Autor)

AGRADECIMENTOS

Ao longo da graduação conheci e caminhei com pessoas incríveis. Muitas, sem saber, me enriqueceram não só na minha trajetória acadêmica, como também nos meus valores pessoais. Não poderia deixar de expressar minha gratidão a todos vocês.

Agradeço a Deus pela vida, pelas grandes oportunidades e pela proteção nos momentos difíceis.

Ao meus pais, Antônio João e Ézia, minhas maiores referências. Agradeço por toda educação que me proporcionaram, por todo apoio pessoal, financeiro e moral, no decorrer de toda a vida e pela dose diária de força e carinho. Meu amor incondicional a vocês é pouco para demonstrar minha gratidão.

Às minhas irmãs, Caroline e Sara, pelo incentivo e motivação, pelo companheirismo durante esta caminhada, por acreditarem em mim e constantemente me lembrarem que sou capaz de perseguir meus sonhos.

À minha avó, aos tios, padrinhos, primos e afilhadas, agradeço pelo cuidado e por todo acolhimento. Em cada conversa ou afago, vocês me animavam e me faziam ter força para seguir em frente.

Aos amigos que a Universidade me presenteou, sou grata por todas as histórias que vivemos. De modo especial cito: Alana, Caroline, Jeniffer, Bruna Caroline, Júlia Gontijo, Roberta, Adileisson, Fabrício, Nildomar e Victor. Obrigada por guardarem um pouco de mim com vocês, por me ouvirem e sustentarem nas minhas aflições, por muitas vezes serem meus professores e crescermos juntos durante a graduação.

Agradeço ao PET Engenharia Civil UFU pela considerável contribuição na minha formação. De maneira carinhosa, agradeço aos meus tutores, professores Jesiel e Leila. Através desta entidade fiz grandes elos de amizade e desenvolvi competências em mim, as quais eu jamais imaginaria ter.

Por fim, sou grata aos professores que se doaram com paixão no exercício de sua profissão. Em especial, agradeço ao Gerson pela paciência, orientação e dedicação, ao Gregório por toda atenção e compreensão, a Ismara pelo doce exemplo pessoa e de profissional e a Maria Cláudia pela cumplicidade. A vocês meu profundo respeito e admiração.

*“Todo progresso acontece
fora da zona de conforto.”*

Michael John Bobak

RESUMO

Os avanços das pesquisas sobre os procedimentos de cálculo e a observação de sinistros em estruturas tornam necessária a atualização periódica das normas de projeto estrutural. Com relação ao dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio (PFF), a primeira norma brasileira (NB 143) entrou em vigor em 1967, porém tornou-se um documento obsoleto devido a inadequada divulgação e a pouca utilização. Em 2001 uma nova norma foi publicada (NBR-14762), sendo atualizada nove anos depois. Antes de 2001, a maior parte dos dimensionamentos de tais perfis eram realizados com base em normas estrangeiras. Logo, a aplicação dos critérios da atual NBR 14762 às estruturas que foram projetadas antes de 2001 pode ser de interesse para o meio técnico, em especial do ponto de vista de avaliação da segurança estrutural. O objetivo deste Trabalho de Conclusão de Curso foi realizar uma verificação estrutural de um galpão industrial para armazenamento em estrutura de aço constituída por perfis formados a frio (PFF), projetado na década de 90 com base em norma estrangeira e localizado na cidade de São Carlos-SP. Além disso, estava em vigor a versão anterior da NBR 8681 (1986), a qual estabelece requisitos de verificação da segurança de estruturas usuais na construção civil. Dessa forma, o objetivo principal do trabalho consistiu na verificação dos elementos estruturais desse galpão com os critérios das normas atuais – a NBR 14762 (2010) e a NBR 8681 (2003), com foco na avaliação da segurança estrutural. Alguns perfis não atenderam aos critérios da NBR 14762 (2010), dessa forma não poderiam ser utilizados na execução do galpão se este fosse executado nos dias de hoje.

Palavras Chave: estruturas de aço, projeto estrutural, perfis formados a frio, galpões em aço.

ABSTRACT

The breakthroughs on calculation procedures and the observation of accidents on structures makes periodically updating of structural project regulations necessary. With regard to the design of steel structures made up of cold formed profiles (CFS), a first Brazilian standard (NB 143) came into force in 1967, but has become an obsolete document due to inadequate disclosure and poor utilization. In 2001 a new published standard (NBR-14762) was updated nine years later. Prior to 2001, most of the sizing of such profiles are performed based on foreign standards. Therefore, an application of the criteria of the current NBR 14762 to structures that were designed before 2001 may be of interest to the technical environment, especially from the point of view of structural safety assessment. The objective of this Graduation Project was to perform a structural assignment on an industrial storage hangar in steel structure containing cold formed profiles (CFS), designed at the 90's and located at São Carlos-SP. The building was designed based on foreign regulations, since at the time there was no brazilian regulation on CFS sizing. Furthermore, the previous version of NBR 8681 (1986) was in place. Thus, the main objective of this paper consisted in checking the structural elements of this hangar with today regulations criteria – NBR 14762 (2010) and NBR 8681 (2003), focusing on structural safety evaluations. Some profiles did not fit the NBR 14762 (2010) criteria, therefore they could not be used on hangar's execution.

Keywords: steel structures, structural project, cold formed profiles, steel hangars.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	Definição	13
2.2	Histórico	14
2.2.1	Aço no mundo	14
2.2.2	Aço no Brasil	14
2.2.3	Perfis Formados à Frio	15
2.3	Particularidades	16
2.3.1	Instabilidade local.....	17
2.3.2	Instabilidade global	18
2.3.3	Instabilidade distorcional.....	18
2.4	Vantagens e Desvantagens	19
2.5	Campo de aplicação.....	20
2.6	Verificação de Segurança e Dimensionamento	20
2.6.1	Método das Tensões Admissíveis (MTA).....	21
2.6.2	Método dos Estados Limites (MEL)	22
2.7	Normatização.....	25
2.7.1	<i>American Iron and Steel Institute (AISI)</i>	25
2.7.2	ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento	25
2.7.3	ABNT NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio.....	26

3	GALPÃO ANALISADO	27
3.1	Dados Gerais	28
3.1.1	Dimensões Adotadas	29
3.1.2	Plano das Bases e Contraventamentos.....	33
3.2	Perfis adotados.....	38
3.3	Seção transversal	39
3.3.1	Ações	39
3.3.2	Combinação de ações	44
3.3.3	Verificações ELU	50
3.3.3.1	Banzos da Treliça de Cobertura	52
3.3.3.2	Diagonais e Montantes da Treliça de Cobertura	57
3.3.3.3	Banzos da Coluna Treliçada.....	58
3.3.3.4	Diagonais da Coluna Treliçada	58
3.3.4	Verificações ELS.....	59
3.4	Colunas do Fechamento Frontal	61
3.4.1	Ações	61
3.4.2	Combinação de ações	63
3.4.3	Verificações ELU	64
3.4.3.1	Banzos do Fechamento Frontal	65
3.4.3.2	Diagonais do Fechamento Frontal.....	65
3.4.4	Verificações ELS.....	66

3.5	Terças.....	67
3.5.1	Ações	67
3.5.2	Combinação de ações	70
3.5.3	Verificações ELU	71
3.5.4	Verificações ELS.....	76
3.6	Longarinas de Fechamento Lateral.....	77
3.6.1	Ações	77
3.6.2	Combinação de ações	78
3.6.3	Verificações ELU	79
3.6.4	Verificações ELS.....	80
3.7	Longarinas de Fechamento Frontal	81
3.7.1	Ações	82
3.7.2	Combinação de ações	82
3.7.3	Verificações ELU	83
3.7.4	Verificações ELS.....	84
4	DISCUSSÃO E CONCLUSÃO.....	85
	REFERÊNCIAS.....	91
	APÊNDICE A – Valores de cálculo tabelados da seção transversal.	93
	APÊNDICE B – Valores de cálculo tabelados da coluna de fechamento frontal.....	99

1 INTRODUÇÃO

Os perfis de aço formados a frio (PFF), também chamados de perfis de chapas dobradas, são cada vez mais utilizados na construção civil devido a inúmeras vantagens em sua fabricação, montagem e desempenho. Contudo, para um correto dimensionamento, é necessário conhecer com detalhes o comportamento estrutural desses perfis. Avanços constantes em pesquisas sobre os procedimentos de cálculo, além de periódicas atualizações das normas de projeto estrutural, são fatores que influenciam o dimensionamento dos referidos perfis.

A primeira norma brasileira para dimensionamento de estruturas de aço constituídas por PFF, a NB 143, entrou em vigor em 1967, porém tornou-se um documento obsoleto devido a inadequada divulgação e a pouca utilização, não sendo atualizada ao longo do tempo. Em 2001 uma nova norma foi publicada, a NBR 14762, sendo atualizada nove anos depois. Antes de 2001, a maior parte dos dimensionamentos de tais perfis eram realizados segundo critérios de normas estrangeiras, como a AISI (1980) e a AISI (1991).

O objeto de estudo deste trabalho foi um galpão industrial para armazenamento, localizado na cidade de São Carlos, São Paulo, construído em estrutura de aço constituída por perfis formados a frio. Tal edificação foi projetada na década de 90, baseado em normas estrangeiras. Outro ponto importante de se evidenciar é o fato de que nessa época estava em vigor a versão da NBR 8681 (1986).

Diante da elaboração e atualização de tais normas, a aplicação dos critérios das atuais a estruturas de PFF projetadas antes de 2001 pode ser de interesse para o meio técnico. Dessa forma este estudo tem como objetivo realizar a verificação estrutural do referido galpão seguindo os critérios da norma NBR 14762 (2010).

Primeiramente foi feita uma abordagem histórica da utilização das estruturas de aço e de perfis formados a frio, bem como suas particularidades, vantagens e campos de aplicação. Feito isso, foi realizada uma breve abordagem sobre as referidas normas e suas atualizações. Os cálculos de dimensionamento e verificação foram apresentados em seguida. A verificação do dimensionamento do galpão foi realizada com as normas atuais – as quais empregam o Método dos Estados Limites (MEL) - e com o Método das Larguras Efetivas (MLE) para a consideração da flambagem local dos elementos que compõem os PFF. Tais verificações foram realizadas com auxílio dos programas computacionais DimPerfil e Ftool. Por fim, os

valores apresentados no dimensionamento com a norma estrangeira foram analisados e comparados os resultados obtidos pelas normas brasileiras atuais, tendo como foco a avaliação da segurança estrutural.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definição

Perfis formados a frio são perfis de aço obtidos pelo processo de dobramento de chapas planas em temperatura ambiente. Estes são amplamente empregados na construção civil por apresentarem uma relação inércia/peso maior que os perfis laminados e soldados. O fato de serem dobrados a frio promove características diferentes dos demais perfis, como o aumento do limite de escoamento, a resistência a tração e a diminuição da ductilidade do aço quando comparado com o aço virgem (CHODRAUI, 2006).

Os processos mais comuns de fabricação dos PFF são os chamados de contínuo e descontinuo. O primeiro, realizado principalmente por fabricantes especializados, é feito a partir do deslocamento longitudinal da chapa de aço sobre roletes de uma linha de perfilação. O segundo, geralmente utilizado para a produção de pequenas quantidades, é realizado por uma prensa dobradeira cuja matriz da máquina é prensada contra a chapa de aço, obrigando-a a formar a dobra. No Brasil, a ABNT NBR 6355 (2012) regulamenta e padroniza os requisitos dos PFF, apresentando uma série comercial de perfis, indicando suas características geométricas, pesos e tolerâncias de fabricação (SILVA *et al*, 2014).

As estruturas das edificações podem ser formadas inteiramente por chapas dobradas ou por vários tipos de perfis tendo o PFF como complemento. Em ambas situações é imprescindível que chapas dobradas estejam ligadas a todos os sistemas e subsistemas que compõem uma edificação para haver um bom desempenho estrutural (MALITE, 2002).

Ao se utilizar tais perfis é de suma importância o conhecimento das propriedades do material e a capacitação técnica dos profissionais. Cada etapa construtiva do projeto e da obra deve ser realizada de forma minuciosa garantindo precisão e qualidade no produto final, evitando problemas e incompatibilizações (MALITE, 2002).

2.2 Histórico

A seguir será apresentado um breve histórico sobre as estruturas de aço no Brasil e no mundo.

2.2.1 Aço no mundo

As primeiras evidências da utilização do ferro datam de 6 mil anos a.C., onde tal material era considerado nobre por sua raridade e limitado a fins militares ou adornos nas construções. Sua utilização em escala mundial se deu após o processo de industrialização, no século XIX. Países mais desenvolvidos pela revolução industrial, como Inglaterra, França e Alemanha, se arriscavam mais e experimentavam maneiras de produzi-lo industrialmente (PINHO *et al*, 2004).

A primeira obra importante onde o ferro foi empregado como único elemento estrutural ocorreu na Inglaterra, em 1757, na construção de uma ponte em ferro fundido. Mais tarde, em 1780 na França, foram executadas a escadaria do Museu do Louvre e o Teatro do Palais Royal utilizando o ferro em suas estruturas. Em 1880 o uso de tal material começou a se tornar mais amplo quando os Estados Unidos também passaram a estudar e adotar estruturas de ferro em suas construções (BELLEI, 2010).

2.2.2 Aço no Brasil

Segundo Bellei (2010) o início da fabricação de ferro em escala industrial no Brasil se deu em meados da década de 20, onde começou-se a desenvolver a indústria siderúrgica no país com a implantação da Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. A produção se dava em pequenas fundições como fio máquina, arame farpado, perfis leves, etc.

Um tempo mais tarde foi instituída no Brasil a comissão executiva do plano siderúrgico nacional e em 1941 foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) que possuía o intuito de produzir chapas, trilhos e perfis nos padrões americanos. Na década de 60, várias empresas entraram em operação no país. Tal fato contribuiu para a consolidação do mercado e para a expansão do setor siderúrgico nacional. O Brasil que até a década de 70 era importador, passou a ser exportador de aço (BELLEI, 2010).

2.2.3 Perfis Formados à Frio

Segundo Malite (2002), as primeiras notícias sobre a utilização de PFF correspondem ao ano de 1850, nos Estados Unidos e na Inglaterra. Naquela época pouco se sabia sobre o comportamento estrutural desses elementos, tornando sua utilização limitada e ausente de informações técnicas. Um tempo mais tarde, os norte-americanos foram os pioneiros nas pesquisas e no emprego de perfis formados a frio. Em 1939 estudos começaram a ser realizados e financiados pelo Instituto Americano do Ferro e do Aço (*American Iron and Steel Institute* - AISI), com o professor George Winter da Universidade Cornell, e os resultados obtidos possibilitaram a publicação da primeira especificação para projetos cujos elementos são PFF. A partir de então o emprego desses perfis aumentou junto com os estudos técnicos sobre os mesmos, levando a AISI publicar várias edições de sua especificação a medida que as pesquisas avançavam.

Malite ainda complementa que o mercado brasileiro adotou perfis formados a frio no final da década de 60, quando algumas empresas adquiriram dobradeiras e mesas roletes, máquinas necessárias para a formação de chapas dobradas. Especificamente em 1967 surgiu a primeira norma brasileira que fazia referência às estruturas formadas por PFF, a ABNT NB 143. Tal norma se referenciava nas especificações do AISI de 1962 para o cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves. Porém, ao longo do tempo, esta norma não sofreu revisões, sendo pouco utilizada devido a sua abordagem vaga sobre alguns itens técnicos, tornando-se assim obsoleta. Em 1986 foi publicada a ABNT NBR 8800 a qual prescrevia informações sobre projetos e execução de estruturas de aço de edifícios, ideal para estruturas formadas por perfis soldados e laminados, porém, inadequada para o dimensionamento de estruturas compostas por PFF.

Diante dessa realidade, os projetistas brasileiros eram levados a adotar normas estrangeiras para o cálculo de estruturas com chapas dobradas, gerando muitas vezes incompatibilidade nos coeficientes de ponderação e resistência quando comparados com as normas brasileiras. Outra problemática eram os diferentes métodos de verificação e dimensionamento empregados: a ABNT NBR 8800 se baseava nos métodos dos estados limites (MEL) e grande parte das normas estrangeiras até então, como a AISI, utilizavam o métodos das tensões admissíveis (MTA). Tais especificações eram adotadas simultaneamente envolvendo dois métodos distintos para a introdução da segurança. Ao mesmo tempo, o mercado de chapas dobradas no Brasil se valorizava, tornando cada vez mais necessária uma norma brasileira

voltada para PFF, com nomenclatura, coeficientes e simbologias compatíveis com as demais normas brasileiras de estruturas metálicas, além da mão de obra qualificada (MALITE, 2002).

Após algum tempo, muitos cursos sobre PFF começaram em universidades como a Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-SP), a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e a Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul (PUC-RS). O grande número de estudos deu origem a procedimentos, buscando o necessário embasamento teórico que, aliado ao levantamento das particularidades da construção metálica brasileira, auxiliaram na elaboração de uma nova norma .

Então, em 2001 foi publicada a ABNT NBR 14762 a qual prescreve informações para o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio (MALITE, 2002).

2.3 Particularidades

Os perfis de aço formados a frio apresentam uma série de características que os diferenciam dos perfis laminados e soldados. Em estruturas metálicas, os elementos podem ser tracionados, comprimidos ou submetidos a flexão. Elementos tracionados são verificados o escoamento da seção transversal bruta ou a ruptura da seção transversal efetiva. Elementos comprimidos estão sujeitos à instabilidade por flexão, torção ou flexo-torção, podendo ocorrer falhas por perda da estabilidade local ou global. Tal fenômeno é comumente chamado de flambagem (JAVARONI, 2015).

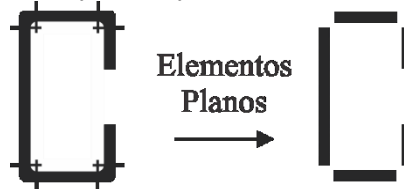
O uso de chapas de pequena espessura e grandes relações de esbeltez para o perfil diminui sua capacidade de resistir aos esforços solicitantes. Por outro lado, ocorre o acréscimo da tensão de limite de escoamento e da tensão de limite de resistência à tração, decorrentes do efeito da dobra, tendo como consequências a redução na ductilidade do material e o aparecimento de novas tensões residuais. Esses efeitos são mais evidentes na região dos cantos dobrados (SILVA *et al*, 2014).

Por esses motivos, é importante saber das particularidades de tais elementos.

2.3.1 Instabilidade local

A flambagem local ocorre nos elementos chamados planos, sob esforços de compressão axial, momento fletor ou cisalhamento (JAVARONI, 2015). Elementos planos são perfis ideais conectados entre si pelas dobras, como ilustra a Figura 1

Figura 1 – Discretização da seção transversal em elementos planos.



Fonte: JAVARONI (2015).

Quando comprimidos, tais elementos estão sujeitos à flambagem de chapa com carregamento inferior ao correspondente ao escoamento do aço. Atingindo o valor da tensão crítica apresentada pela equação (1), a flambagem da chapa ocorre na região central e a distribuição de tensões deixa de ser uniforme (JAVARONI, 2015).

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad (1)$$

Contudo, elementos planos possuem certa reserva de resistência depois de ocorrida a flambagem local, ou seja, a flambagem do elemento não significa o fim da sua capacidade resistente. Tal comportamento pós-crítico pode ser analisado através do conceito da largura efetiva: uma largura fictícia de chapa sobre a qual uma distribuição uniforme de tensão tem a mesma resultante que a distribuição real de tensão sobre toda largura da chapa (JAVARONI, 2015).

Após a flambagem local, há ainda certa reserva de resistência, onde as tensões são redistribuídas para as bordas apoiadas das chapas. Os PFF possuem os cantos dobrados rígidos, que permanecem estáveis, servindo como apoio para a parte plana do elemento de chapa (JAVARONI, 2015).

2.3.2 Instabilidade global

A flambagem global é caracterizada pela curvatura do comprimento da barra como um todo e depende das características geométricas do perfil e dos seus vínculos. Nesse sentido, essas mesmas considerações valem para os perfis laminados e soldados (JAVARONI, 2015).

A limitação da capacidade de uma barra de resistir aos esforços devido à sua esbeltez, significa que a máxima tensão que poderá atuar em um elemento de chapa será a tensão crítica de flambagem global elástica, e não mais a resistência ao escoamento do aço (JAVARONI, 2015).

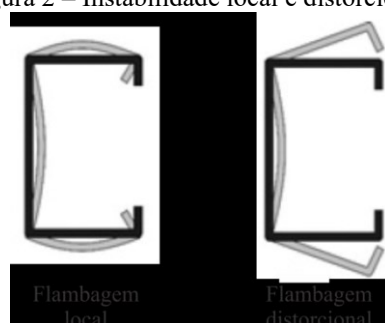
Em peças excessivamente esbeltas, a tensão crítica de flambagem global é pequena, menor que a tensão crítica de flambagem local, sendo a instabilidade global que determina o esforço resistente do perfil. O oposto ocorre em perfis curtos, as forças críticas de flambagem global são altas e o esforço resistente do perfil é determinado pela instabilidade local (SILVA *et al*, 2014).

2.3.3 Instabilidade distorcional

Segundo Javaroni (2015), o modo de instabilidade distorcional é caracterizado pela distorção da seção transversal em seu próprio plano, com deslocamentos laterais e rotação das partes componentes do perfil, em particular nos perfis que possuem enrijecedores de borda.

O desempenho dos perfis pode ser otimizado utilizando seções transversais enrijecidas, porém o comportamento estrutural do perfil é alterado. Perfis sem enrijecedores de borda basicamente possuem flambagem local e global. Perfis com bordas enrijecidas podem apresentar flambagem distorcional, como mostra a Figura 2 (SILVA *et al*, 2014).

Figura 2 – Instabilidade local e distorcional.



Fonte: SILVA *et al* (2014).

A NBR 14762 (2010) não detalha um procedimento completo ou um método analítico para a determinação da flambagem distorcional, apenas remete ao cálculo da força ou momento crítico com o auxílio de programas computacionais com uso de elementos finitos, baseados em análise de estabilidade elástica. Por sua vez, para seções que apresentem as relações entre seus elementos (mesa, alma, enrijecedor de borda e espessura) em um intervalo de valores estipulados pela referida norma, é dispensado a verificação quanto à distorção (SILVA *et al*, 2014).

2.4 Vantagens e Desvantagens

As qualidades para utilização do aço nas estruturas são inúmeras. Apesar da pequena área de uma seção, materiais em aço são capazes de suportar grandes esforços, pois possuem alta resistência nos estados de tensão (tração, compressão, flexão, etc). O processo de fabricação de perfis em aço é industrializado, o que garante uma homogeneidade nas propriedades do material (limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos) e consequentemente uma grande margem de segurança no trabalho. É um material leve quando comparado ao concreto, de fácil montagem, desmontagem, reforma e reaproveitamento, o que diminui o tempo e a mão de obra no canteiro.

Especificamente sobre PFF, para Yu (2000) uma grande vantagem é a elevada relação resistência-peso e a possibilidade de se fabricar uma chapa no próprio local da obra, facilitando o manuseio e diminuindo custos de transportes. Chodraui (2006), por sua vez, cita outras qualidades, tais como maior variedade de perfis e configurações não usuais da seção transversal quando necessário (devido à facilidade de dobramento das chapas), maior possibilidade de otimização de perfis nos projetos, resultando em o menor consumo de material, execução de estruturas mais econômicas para pequenos vãos (maior relação inércia/peso), dentre outras.

A pequena problemática decorrente do uso de PFF é a perda das características mecânicas quando o material é exposto a elevadas temperaturas e a ambientes de elevada agressividade associada à corrosão. Para tais situações são exigidas medidas como proteção contra o fogo e coberturas com tintas ou materiais específicos, respectivamente.

2.5 Campo de aplicação

Estruturas em aço são amplamente aplicadas em todos os setores da construção civil. Destaca-se sua aplicação em galpões e edifícios de múltiplos andares, como escritórios, residenciais, comerciais, escolas, etc.

No que diz respeito aos PFF, devido à variedade de formas de seções transversais que podem ser obtidas e da boa relação massa/resistência, estes possuem um lugar de destaque nas estruturas metálicas. Tais perfis são largamente empregados como estrutura principal em obras de pequeno porte, onde existem pequenos vãos a serem vencidos e carregamentos de pequena intensidade, como por exemplo edifícios de pequena altura, residências e galpões. Podem ser aplicados em obras de médio a grande porte em conjunto com perfis pesados, ou seja, perfis laminados ou soldados.

Também são utilizados para formas de concretagem, andaimes, escoramentos, terças, longarinas e armações de forros, mostrando sua versatilidade na construção civil. Atualmente, vem sendo bastante aplicados em sistemas construtivos como o *Steel Framing*.

2.6 Verificação de Segurança e Dimensionamento

Na concepção de qualquer projeto estrutural, para um bom comportamento da estrutura, é fundamental que esta desempenhe suas funções com o máximo de economia e segurança. Em outras palavras, é necessário um equilíbrio entre o consumo de material e de mão-de-obra empregada, não deixando afetar as propriedades técnicas das edificações. Além disso, deve-se assegurar a eficiência visando um projeto econômico, mas que permita que a estrutura tenha condições de segurança (SÁLES *et al*, 2005).

Uma estrutura segura é aquela capaz de suportar todas as ações atuantes durante sua fase de construção e no decorrer de toda sua vida útil, ou seja, é necessário que a edificação se apresente resistente, estável e duradoura. Segundo Sáles *et al* (2005), tais condições de segurança envolvem dois conceitos:

- Qualitativo: leva em conta o método intuitivo onde não há preocupação em quantificar a segurança. Civilizações antigas não possuíam ferramentas para o cálculo das estruturas, porém já realizavam construções em diversos materiais. Dessa forma as concepções estruturais se davam por meio da intuição de projetistas e construtores condicionadas por

sucessos de construções anteriormente executadas. Como resultado, este método primitivo permitia a execução de construções hoje consideradas antieconômicas ou pouco eficientes.

– Quantitativo: tem por objetivo mensurar a segurança, o que não é uma tarefa fácil. As dificuldades para essa quantificação se devem a variabilidade de ações e resistências, imprecisões geométricas e incertezas nos cálculos. Com o desenvolvimento da Mecânica das Estruturas, por resultado dos estudos de grandes cientistas, teorias foram surgindo aliadas a métodos experimentais acerca do comportamento estrutural de diversos materiais. Diante dessa realidade, definições cada vez mais claras e completas foram sendo obtidas e, consequentemente, métodos de verificação criados e adotados.

Dentre os métodos existentes, dois são de interesse para o presente trabalho, visto que a conclusão do mesmo se deu por meio da comparação dos resultados obtidos na aplicação de ambos em uma mesma estrutura. A seguir tais métodos serão explanados de forma sucinta.

2.6.1 Método das Tensões Admissíveis (MTA)

O método das tensões admissíveis foi a base de muitas normas de dimensionamento em décadas anteriores. O seu conceito basicamente define que as máximas tensões que poderão atuar em uma estrutura não podem ultrapassar o valor das tensão admissível. No MTA, as tensões resultantes são calculadas dentro do regime elástico linear, sendo a tensão admissível uma fração de alguma tensão limitante, como a tensão de escoamento ou a tensão crítica de flambagem (SÁLES *et al*, 2005).

Este método introduz a segurança de duas maneiras: nos elementos submetidos à solicitações estabilizantes (tração) é utilizado o coeficiente de segurança interno (γ_i); nos elementos submetidos à flambagem, e que não possui contenções laterais adequadas, é utilizado o coeficiente de segurança externo (γ_e). A determinação dos coeficientes de segurança interno ocorre de forma empírica, e este é diferente para cada material. Já o coeficiente de segurança externo depende das condições de ruptura e colapso da estrutura, sendo obtido pela razão entre a carga atuante e a carga de flambagem. O valor admissível é obtido dividindo-se o carregamento teórico de ruptura ou de colapso pelo fator de segurança adequando (SÁLES *et al*, 2005).

De forma simplificada, a verificação do método em questão pode ser resumida na equação (2).

$$\sigma_{\text{máx}} \leq \bar{\sigma} = \sigma / \text{FS} \quad (2)$$

Onde:

$\sigma_{\text{máx}}$: tensão máxima atuante;

$\bar{\sigma}$: tensão admissível;

σ : tensão aplicada;

FS: Fator de segurança (coeficiente de segurança interno ou externo).

Apesar de ser um método simples, direto e fácil de usar, ele apresenta muitas limitações, por não ser realista e completo. Diante disso a moderna engenharia tem substituído este método por outros, como o Método dos Estados Limites.

2.6.2 Método dos Estados Limites (MEL)

O conceito de estados limites surgiu na Rússia em 1949 e foi introduzido no Brasil em 1958. Hoje é o método mais empregado na engenharia civil. Tal método utiliza-se de critérios que definem um limite acima do qual um elemento da estrutura não pode mais ser utilizado, caracterizando um limite de utilização, ou acima do qual o mesmo será considerado inseguro, caracterizando um limite último (SÁLES *et al*, 2005).

Segundo a NBR 8681 (2003), os estados limites últimos (ELU) estão relacionados à segurança da estrutura, ou seja, com o esgotamento da capacidade de sustentação da edificação. Tal estado não deve ter grandes probabilidades de ocorrência, visto que envolve perda de vidas e de propriedades. Os ELU podem ocorrer por:

- Ruptura de seções;
- Colapso da estrutura;
- Perda de estabilidade e equilíbrio;
- Grandes deformações.

A verificação de tal estado ocorre de forma isolada a cada um dos esforços atuantes, onde a condição de segurança é imposta pela relação (3).

$$S_d \leq R_d \quad (3)$$

Onde:

- S_d é o valor do esforço solicitante de cálculo;
- R_d é o valor do esforço resistente de cálculo.

Os estados limites de serviço (ELS) estão relacionados às exigências funcionais de durabilidade da estrutura e envolvem a interrupção do uso normal da estrutura devido a danos e à deterioração da mesma. Para tais estados a maior probabilidade de ocorrência é tolerada, visto que não representam situações tão perigosas quanto os ELU. São originados por:

- Deformações e deslocamentos excessivos no uso normal, mas sem perda de equilíbrio;
- Estados de fissuração excessivos em elementos estruturais e não-estruturais;
- Vibrações excessivas.

A verificação dos ELS de Deformações Excessivas ocorre pela análise dos deslocamentos possíveis com os limites impostos pelas normas vigentes.

De acordo com a NBR 8681 (2003), a quantificação do MEL ocorre através das chamadas combinações de ações. Para tais combinações o valor de cada carregamento característico é majorado ou minorado segundo a ação atuante. Os coeficientes de majoração e minoração estão relacionados com o tipo de uso, ou seja, o estado limite analisado, e se a situação onde o carregamento está atuando é favorável ou desfavorável a segurança da estrutura.

As combinações para os ELU são apresentadas da equação (4) a equação (6).

- Combinações últimas normais: decorrem de ações de uso previsto para a edificação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (4)$$

Sendo:

$F_{Gi,k}$ o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ o valor reduzido de combinação de cada umas das demais ações variáveis;

γ_q e γ_g os coeficientes de ponderação relativos às ações permanentes e variáveis, respectivamente.

– Combinações últimas especiais: decorrem de ações variáveis de natureza e intensidade especiais, cujos efeitos superam os produzidos pelas ações variáveis consideradas nas combinações normais. A ação variável principal da equação representa a variável especial atuante.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (5)$$

Sendo $\Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$ o fator de combinação efetivo das demais ações variáveis.

– Combinações últimas de construção: levam em conta estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados limites últimos durante a fase de construção. A expressão que quantifica essa combinação é a mesma apresentada na equação (5).

– Combinações últimas excepcionais: decorrente de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (6)$$

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

As combinações para os ELS são apresentadas da equação (7) a equação (9).

– Combinações quase permanentes de serviço: são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e são utilizadas para efeitos de longa duração e para aparência da edificação contra deslocamentos ou fissuração excessivos.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (7)$$

Sendo Ψ_{2j} o fator de redução das ações variáveis.

– Combinações frequentes de serviço: são aquelas que se repetem várias vezes durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (8)$$

Sendo:

Ψ_1 o fator de redução da ação variável principal;

Ψ_{2j} o fator de redução das demais ações variáveis.

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

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

Sendo Ψ_1 o fator de redução das ações variáveis secundárias.

2.7 Normatização

Nas próximas seções serão abordadas brevemente características específicas das normas utilizadas em ambos os métodos de dimensionamentos do galpão estudado.

2.7.1 *American Iron and Steel Institute (AISI)*

Conforme mencionado anteriormente, as primeiras pesquisas sobre PFF começaram em 1939 pelo instituto americano AISI, sendo sua primeira especificação publicada em 1946. As especificações continuaram sendo publicadas na medida em que se obtinha informações atualizadas sobre o assunto, devido aos avanços nas pesquisas desempenhadas pelo instituto (MALITE, 2002).

As publicações feitas até a edição de 1986 se embasam no tradicional método das tensões. A edição de 1991 foi a primeira publicada pelo método dos estados limites. A partir de 1996, as publicações apresentaram ambos métodos em suas especificações (MALITE, 2002).

2.7.2 ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

A ABNT NBR 8681 estabelece requisitos de verificação da segurança de estruturas usuais na construção civil, formalizando segundo as necessidades do Brasil, as definições e critérios de quantificação das ações do MEL. É nesta norma que se encontram todos os coeficientes de majoração e minoração das combinações de ações.

A primeira versão da ABNT NBR 8681 foi publicada no ano de 1984, intitulada como “Ações e segurança nas estruturas”. Nesta primeira edição, a norma já abordava a verificação de segurança segundo o método dos estados limites. Entretanto, muitas informações desta norma não estavam alinhadas com outras normas brasileiras da época (MENDES, 2004).

Na edição de 2003, seu título foi alterado para “Ações e segurança nas estruturas - Procedimento”. Além da correção de alguns coeficientes de ponderação, o processo de revisão da NBR 8681 (1984) teve enfoque principal na compatibilidade das informações entre esta e outras normas, como a NBR 6118 (2003) - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, a NBR 7187 (1987) - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento, a NBR 14931 (2003) - Execução de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2003).

A partir de então as demais normas de dimensionamento de estruturas passaram por processo de revisão, como a ABNT NBR 8800, ou ainda passarão, procurando direcionar suas prescrições em concordância com a NBR 8681 (2003) (MENDES, 2004).

2.7.3 ABNT NBR 14762 – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio

A ABNT NBR 14762 estabelece requisitos básicos baseados no método dos estados limites, de dimensionamento de perfis estruturais de aço formado a frio à temperatura ambiente. Ela foi elaborada mantendo total coerência com a ABNT NBR 8800, sendo indispensável a atualização de ambas.

A primeira versão da referida norma foi publicada em 2001. Esta adotou a especificação do AISI em estados limites como parâmetro, por se tratar de uma norma respeitada e amplamente utilizada no Brasil e em vários países, mas também incorporou aspectos de outras normas estrangeiras, como o Eurocode 3 - parte 1.3/96 e a norma australiana AS/NZS 4600:1996 (MALITE, 2002).

Com relação a tais normas, as adaptações consistiram em remover prescrições que não se aplicam aos projetos brasileiros e em contrapartida, inserir informações locais importantes. Questões como os critérios de execução, já contidos na NBR 8800, em geral também são aplicáveis às estruturas de aço com perfis formados a frio, tornando-se dispensável estabelecer novos critérios para estes perfis (MALITE, 2002).

Em 2010 a norma foi atualizada em pontos específicos, com alterações de alguns valores de coeficientes e da verificação da flexão composta. Na versão anterior, esta era analisada quanto à resistência e estabilidade, enquanto que na versão atual passou a ser de uma única forma, seguindo as especificações do anexo D da NBR 8800 (2008). A seção 8.1 da NBR 14762

(2010) esclarece que tais cálculos devem ser realizados também para PFF (SILVA *et al*, 2014).

3 GALPÃO ANALISADO

O estudo de caso deste trabalho foi um galpão industrial, constituído inteiramente em perfis formados a frio, extraído de material bibliográfico da disciplina optativa “SET 618 – Estruturas de Aço em Perfis de Chapa Dobrada”, ministrada aos alunos do 5ºano da Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). O projeto foi desenvolvido pelos professores José Jairo de Sáles, Maximiliano Malite e Roberto Gonçalves (da mencionada instituição) e encontra-se na publicação Sáles, Malite e Gonçalves (1996). Os autores utilizaram a especificação AISI de 1980, baseada no método das tensões admissíveis.

Neste trabalho, procedeu-se a uma verificação dos elementos estruturais do galpão mencionado aplicando-se as normas de projeto atuais, a NBR 14762 (2010) e a NBR 8681 (2003), as quais se baseiam no método dos estados limites. Para auxílio nos cálculos de esforços solicitantes e deslocamentos, utilizou-se o programa Ftool (versão avançada 4.00.03, disponibilizada e comercializada pela empresa ALIS Soluções em Engenharia e Sistemas). Para a obtenção dos esforços resistentes, utilizou-se o programa DimPerfil (versão 4.0 atualizada para a NBR 14762 (2010) disponível no *site* do Centro Brasileiro da Construção Em Aço - CBCA). Ao final foram comparados os resultados obtidos pela a verificação da segurança dos elementos estruturais do galpão com a aplicação da AISI de 1980 e com a atual NBR 14762 de 2010.

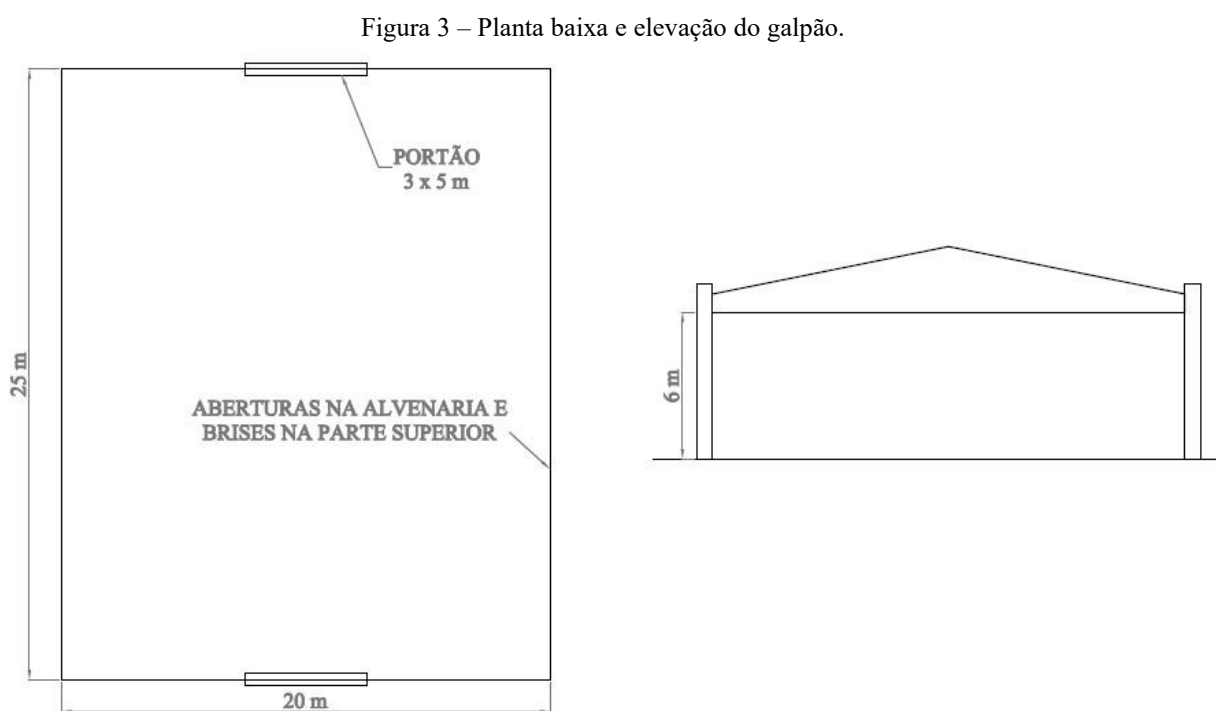
É importante salientar que se empregou, enquanto possível, os mesmos valores das ações de resistência estimadas pelos autores do projeto, assim como todos os desenhos estruturais apresentados são adaptações do projeto original. Em Sáles, Malite e Gonçalves (1996) não foram especificados os tipos de aços (apenas a tensão de escoamento), os critérios de ligações da edificação e a tensão de ruptura do aço utilizado. Dessa forma, neste trabalho não foi abordado o detalhamento das ligações e a verificação da ruptura da seção líquida efetiva por esforço normal de tração (verificou-se apenas o escoamento da seção bruta para este tipo de esforço).

3.1 Dados Gerais

O projeto em questão se trata de um galpão em estrutura metálica, localizado na cidade de São Carlos, com as seguintes características:

- Vão entre eixos de colunas (L) = 20 m;
- Comprimento (C) = 25 m;
- Pé direito (H) = 6 m;
- Espaçamento entre pórticos ($D_{\text{pórticos}}$) = 5 m;
- Cobertura em telha de aço galvanizada trapezoidal – espessura de 0,5 mm;
- Fechamentos laterais e frontais em alvenaria até 0,75 m e o restante em telhas de aço até a cobertura;
- Aberturas fixas e brises na alvenaria das faces laterais e frontais;
- Portões de 3x5 m nas faces frontais.

A Figura 3 apresenta a planta baixa e a elevação do galpão em estudo.



Fonte: Autora (2017).

Para o dimensionamento dos elementos estruturais de toda edificação foi utilizado aço carbono de média resistência, com limite de escoamento (f_y) de 240 MPa - mesmo valor

empregado em Sáles, Malite e Gonçalves (1996). Cabe salientar aqui que, atualmente, aços com f_y inferiores a 250 MPa não estão sendo utilizados na prática, porém não é proibido o uso dos mesmos (ABNT, 2010). As propriedades mecânicas adotadas foram as previstas na seção 4.6 da NBR 14762 (2010).

- Módulo de elasticidade (E) = 200000 MPa = 20000 kN/cm²;
- Módulo de elasticidade transversal (G) = 77000 MPa = 7700 kN/cm²;
- Coeficiente de Poisson (ν) = 0,3;
- Massa específica (ρ) = 7850 kg/m³

A seção transversal do edifício é composta pela treliça de cobertura e por colunas treliçadas. O edifício também conta com terças na cobertura e travessas de fechamento, também chamadas de longarinas, nas faces laterais e frontais.

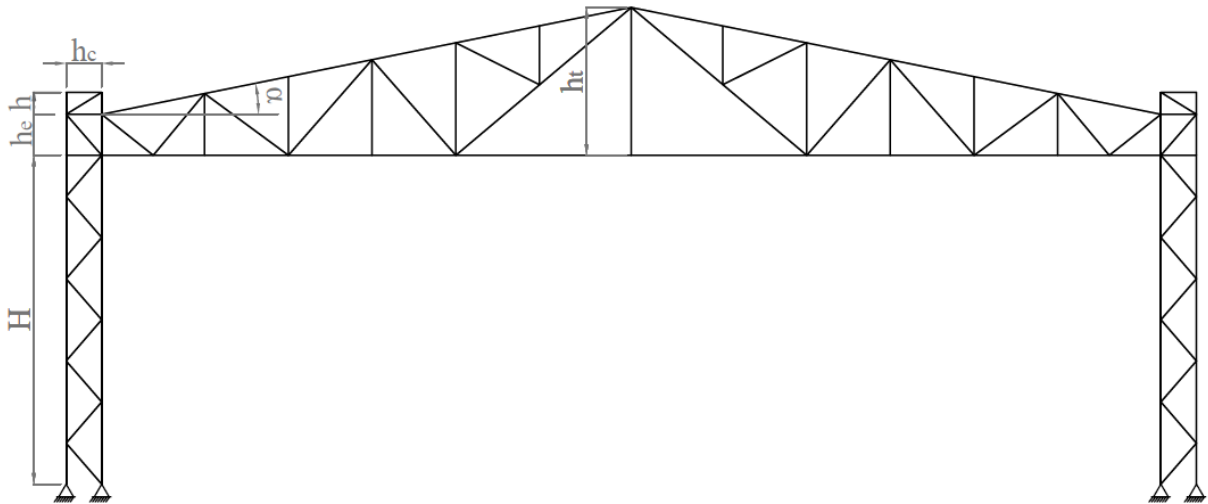
3.1.1 Dimensões Adotadas

A seguir serão apresentados os demais valores adotados para o dimensionamento do galpão. Todas as dimensões adotadas seguiram os critérios do projeto original de Sáles, Malite e Gonçalves (1996).

- Seção Transversal

Tanto a treliça de cobertura quanto a coluna treliçada são compostas por banzos e diagonais. A treliça de cobertura contém ainda montantes. Para todos os elementos da treliça e para os travejamentos da coluna foram utilizados perfis do tipo dupla cantoneira com abas iguais. Para os banzos das colunas foram utilizados perfis do tipo U. A Figura 4 ilustra esse modelo.

Figura 4 – Seção transversal do galpão – Pórtico treliçado.



Fonte: Autora (2017).

Para a solução escolhida, Sáles, Malite e Gonçalves (1996) adotaram os seguintes valores:

- Altura da ponta do pilar (h) = 400 mm;
- Altura do engastamento (h_e) = 750 mm;
- Largura da coluna (h_c) = 650 mm, baseada no seguinte pré-dimensionamento apresentado pela equação (10).

$$\frac{H}{10} < h_c < \frac{H}{8} = 600 < 650 < 750 \quad \therefore \text{OK} \quad (10)$$

- Altura da tesoura (h_t) = 2700 mm, baseada no seguinte pré-dimensionamento apresentado pela equação (11).

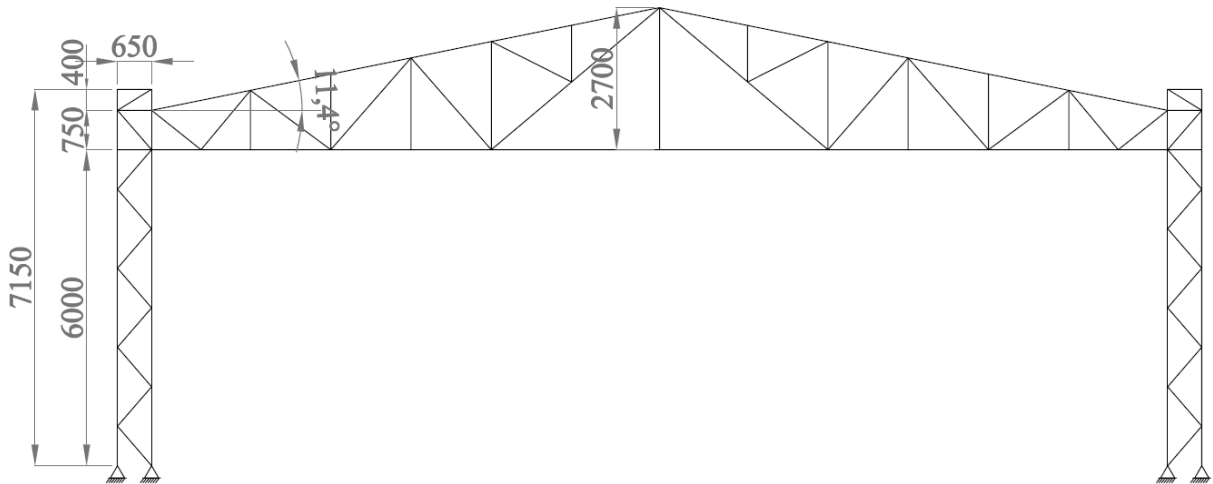
$$\frac{L}{7} < h_t < \frac{L}{9} = 2857,14 < 2700 < 2222,22 \quad \therefore \text{OK} \quad (11)$$

Assim o ângulo da telha adotado foi obtido pela equação (12).

$$\alpha = \arctg \left(\frac{\frac{h_t - h_e}{L - h_c}}{2} \right) = 11,4^\circ \quad (12)$$

Dessa forma a cobertura possui uma inclinação de $11,4^\circ$ (20%). Tem-se então uma seção transversal treliçada conforme a Figura 5.

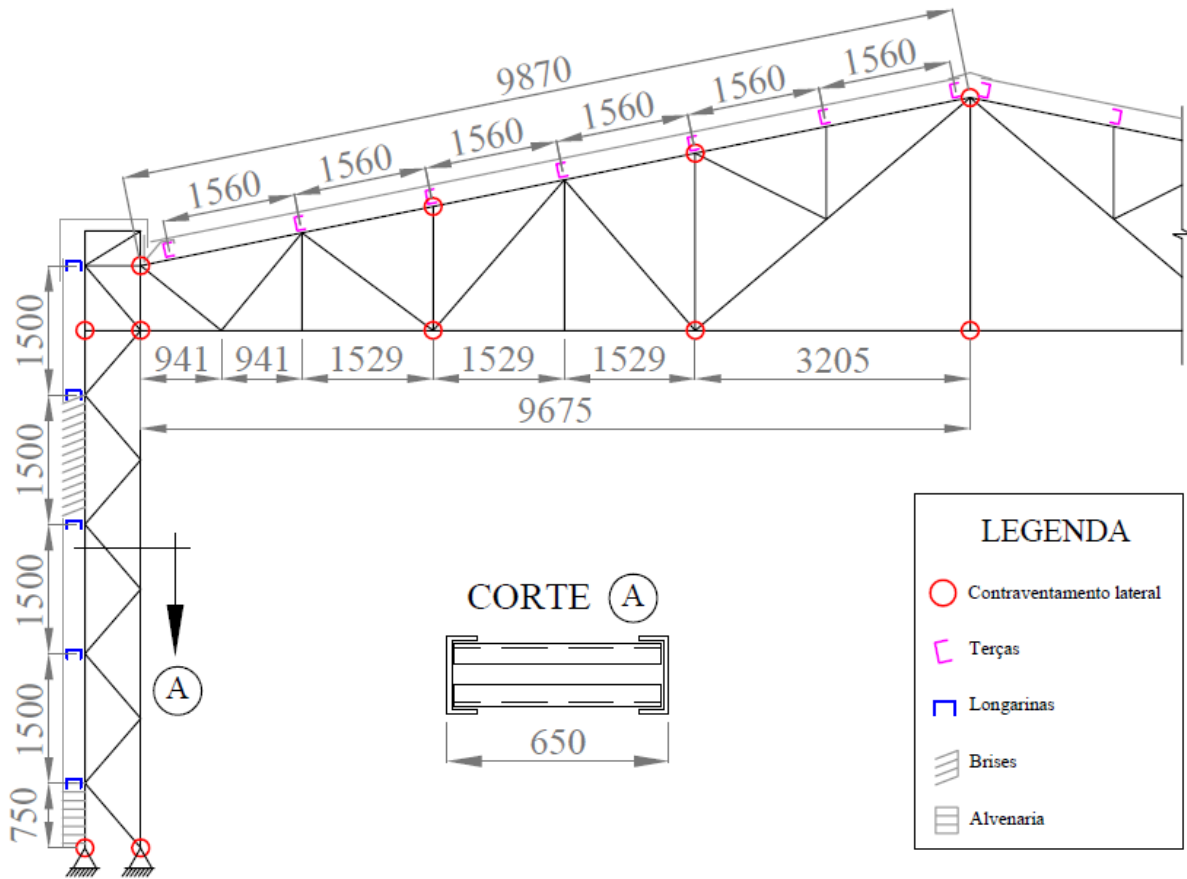
Figura 5 – Geometria do pórtico treliçado (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

A Figura 6 mostra as demais características geométricas do pórtico treliçado.

Figura 6 – Detalhes geométricos do pórtico treliçado (unidade: milímetros).

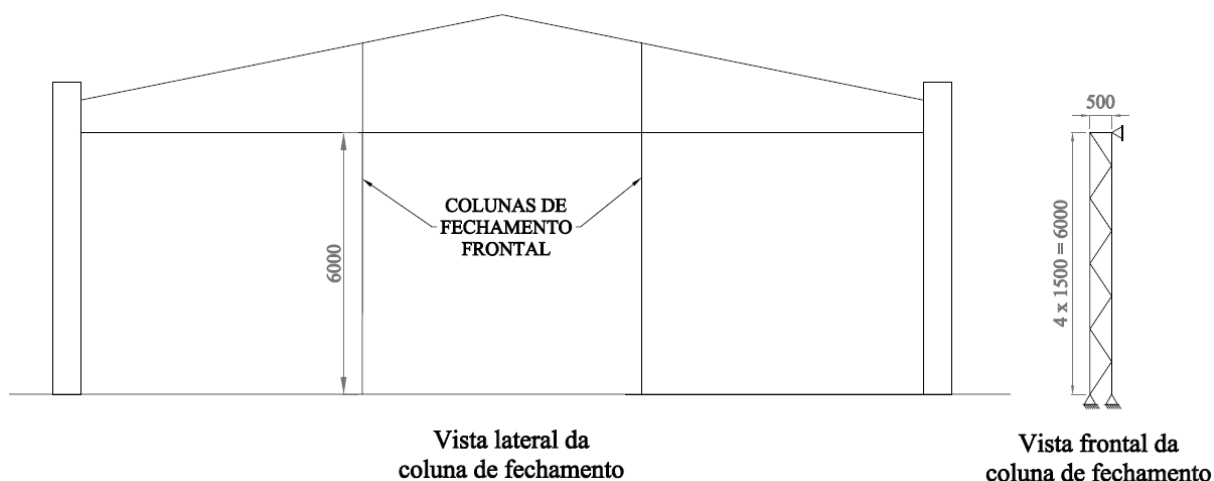


Fonte: Autora (2017).

- Colunas do Fechamento Frontal

Semelhante à coluna da seção transversal, a coluna de fechamento frontal (vide Figura 7) é composta por diagonais e banzos, sendo as diagonais com perfis do tipo dupla cantoneira com abas iguais e os banzos com perfis do tipo U.

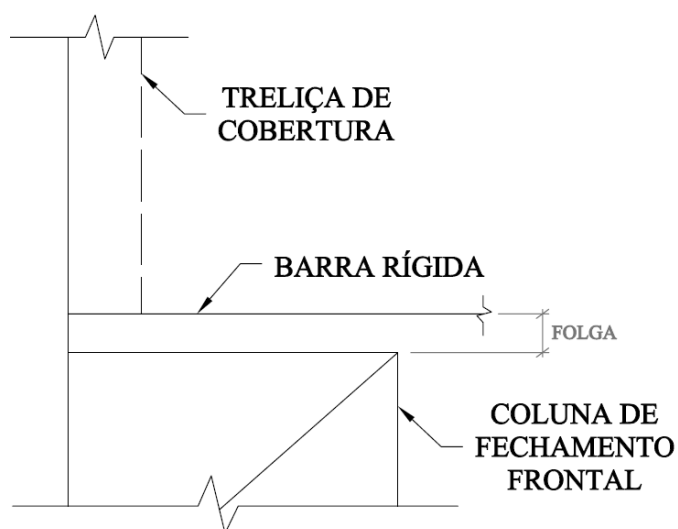
Figura 7 – Geometria da coluna de fechamento frontal (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

A coluna em questão foi admitida como sendo apoiada no topo, onde tal apoio deve ocorrer junto a um nó de contraventamento da treliça. Sáles, Malite e Gonçalves (1996) supuseram um apoio deslizando (móvel) de tal maneira que a coluna seja apenas um apoio para o fechamento e não um apoio para a treliça de cobertura, como mostra a Figura 8.

Figura 8 – Detalhes da coluna de fechamento



Fonte: Autora (2017).

- Barras isoladas

Terças e longarinas foram dimensionadas utilizando perfis do tipo U enrijecido. Sáles, Malite e Gonçalves (1996) adotaram os seguintes valores para o vão das barras:

- Vão máximo das terças e longarinas laterais ($D_{\text{pórticos}}$) = 5000 mm;
- Vão máximo das longarinas frontais ($D_{\text{long,front}}$) = 6794 mm.

Embasado na estrutura treliçada da seção transversal, a distância entre as barras foi definida como sendo a distância dos nós formados pelos encontros dos travejamentos com os banzos, ou seja:

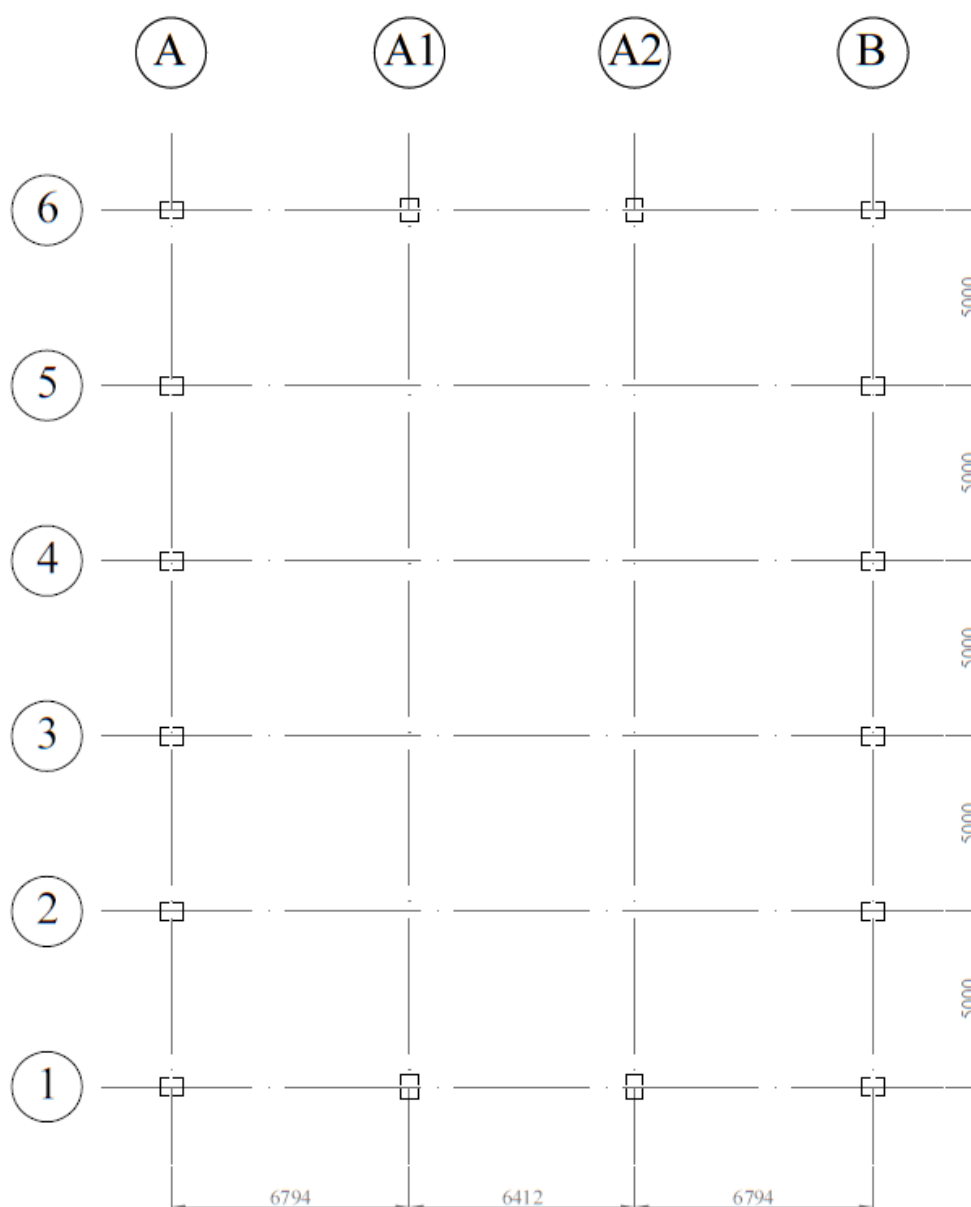
- Distância entre terças = 1560 mm;
- Distância entre longarinas = 1500 mm.

3.1.2 Plano das Bases e Contraventamentos

Nesta seção apresenta-se o esquema geral dos contraventamentos concebidos à estrutura. Vale salientar que o presente trabalho não aborda o dimensionamento dos contraventamentos, contudo é necessário considerá-los em projetos reais.

A Figura 9 contém o Plano das Bases, com a indicação dos principais eixos da estrutura e suas distâncias.

Figura 9 – Plano das Bases (unidade: milímetros).



Na cobertura e nas colunas adotou-se o sistema de contraventamento em X, como indicam a Figura 10, a Figura 11 e a Figura 12.

Figura 10 – Plano do banzo inferior (unidade: milímetros).

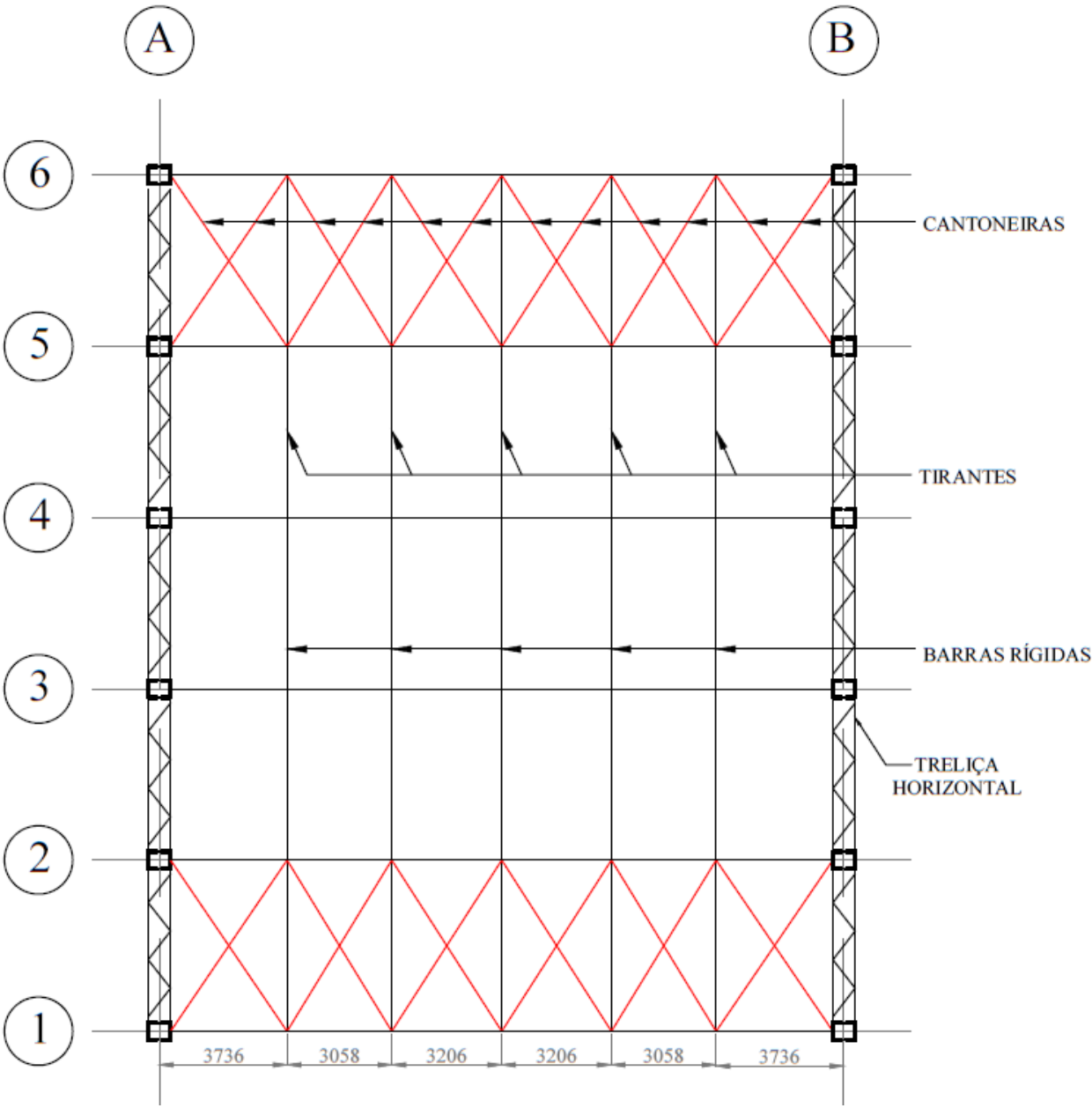


Figura 11 – Plano das terças.

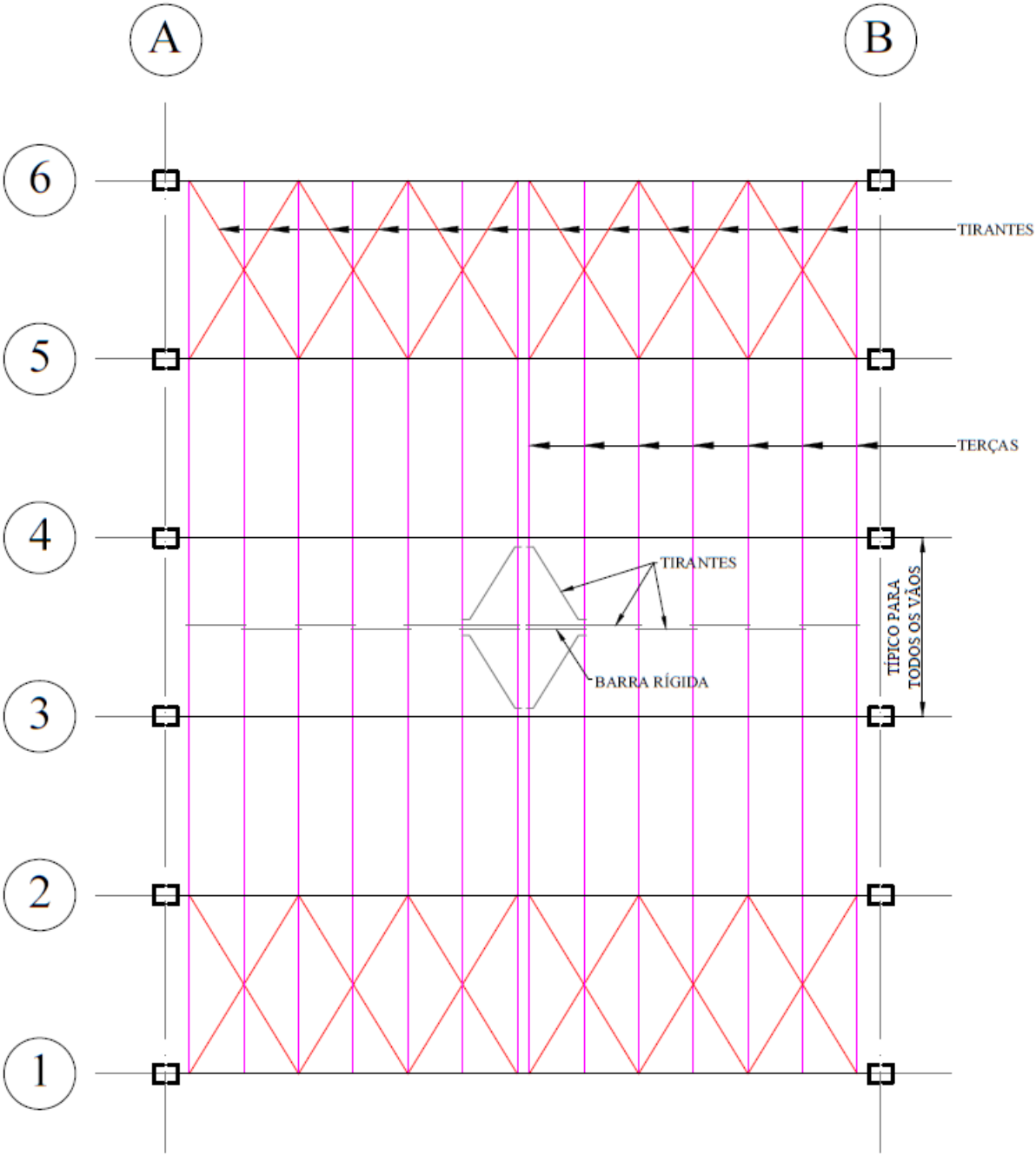
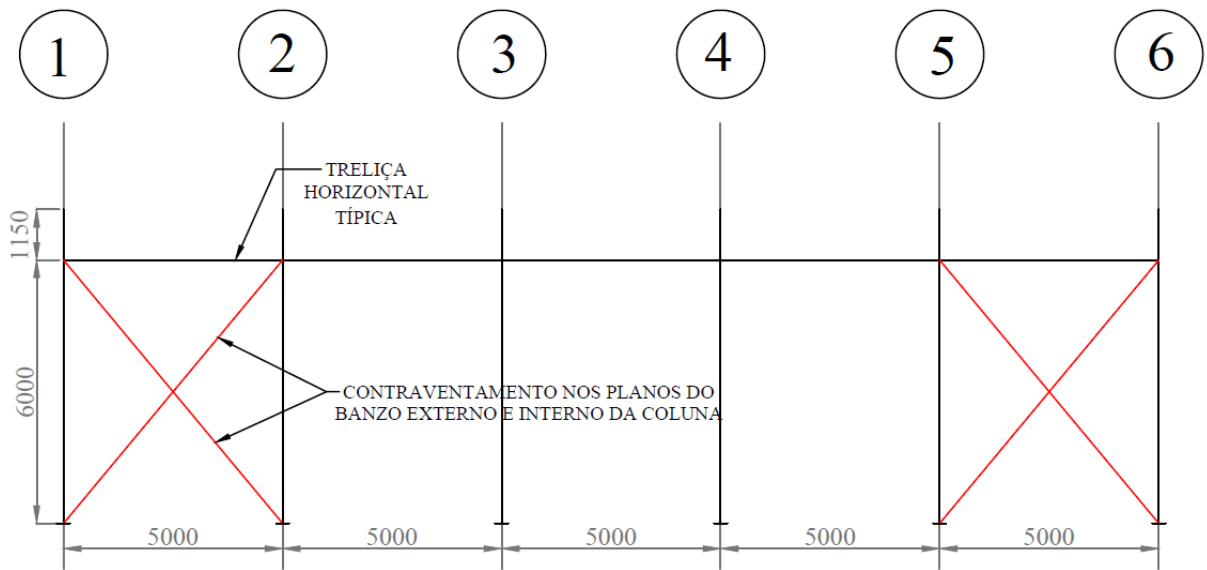


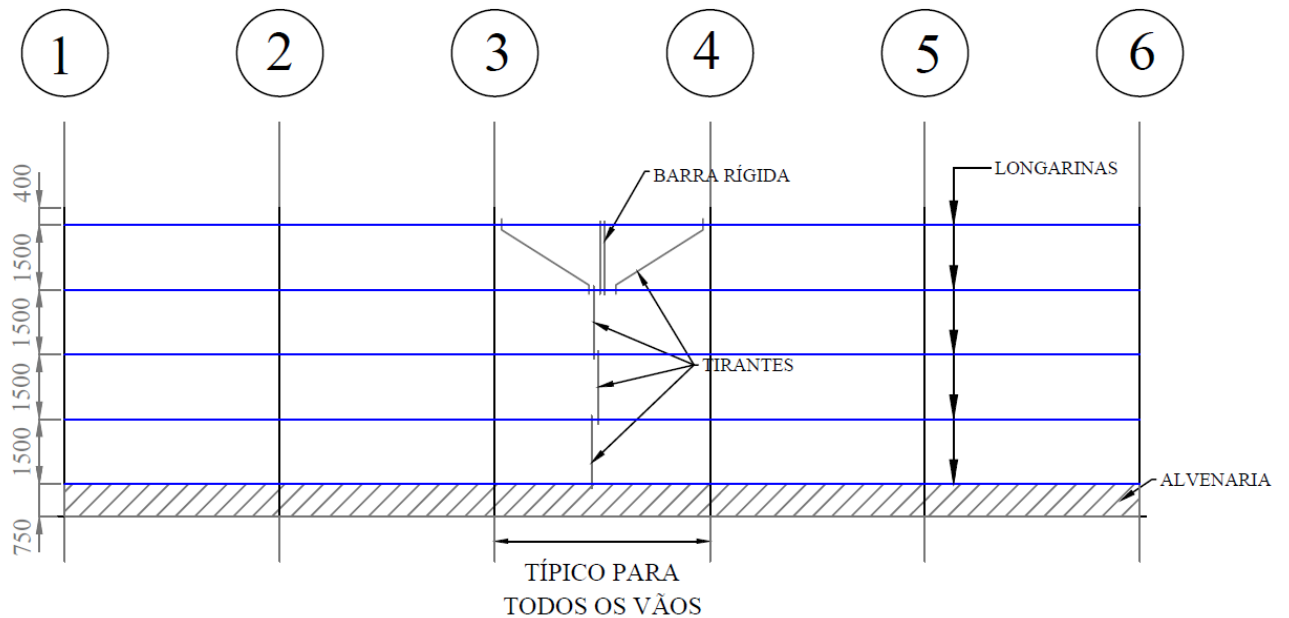
Figura 12 – Elevação lateral - filas A e B – contraventamento (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

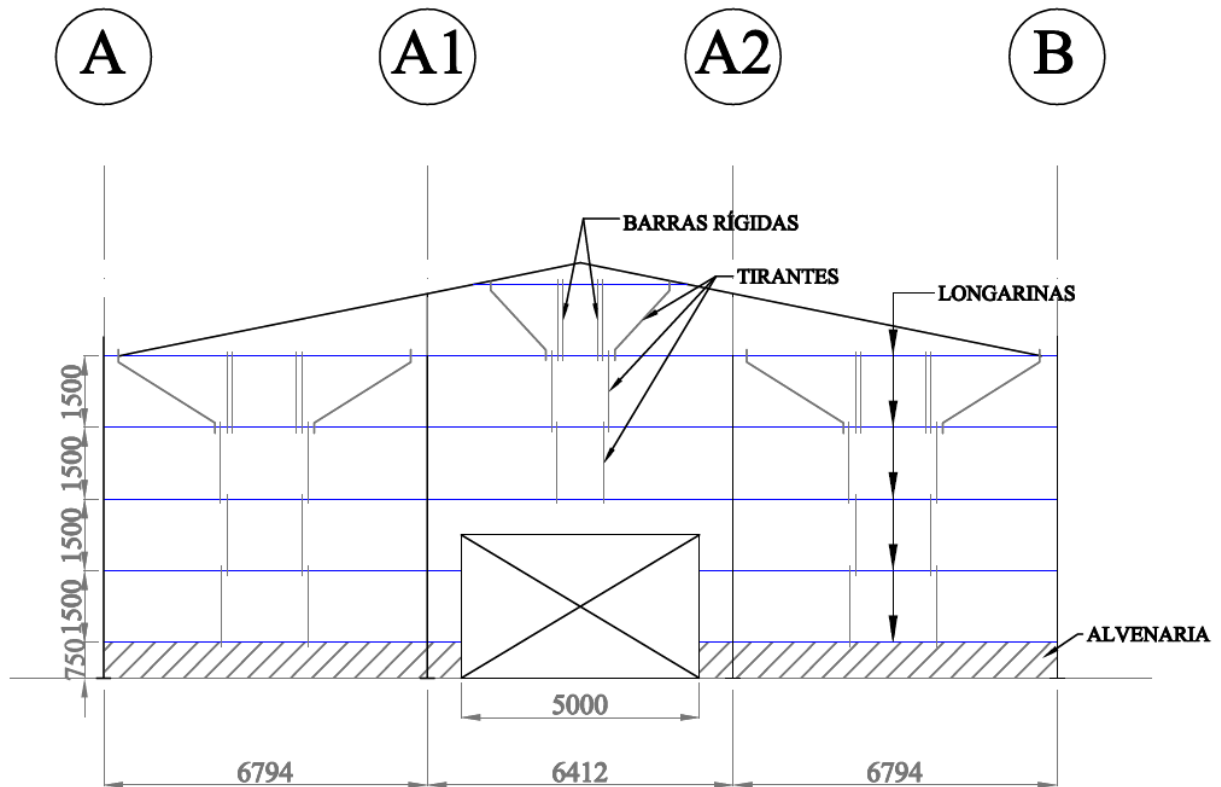
A Figura 13 e a Figura 14 apresentam os detalhes dos fechamentos laterais e frontais, respectivamente.

Figura 13 – Fechamento lateral – filas A e B (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

Figura 14 – Fechamento frontal – eixos 1 e 6 (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

3.2 Perfis adotados

Para as escolhas dos perfis tomou-se como referência a NBR 6355 (2012) a qual padroniza seções transversais dos PFF. Foram adotados os perfis apresentados na referida norma, que por sua vez fazem parte do banco de dados pré-definido no programa DimPerfil, sendo empregados aqueles que mais se aproximavam dos perfis definidos no projeto original, como mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Perfis adotados para o projeto.

Elemento		Projeto Original	Projeto Estudado
Treliça de cobertura	Banzos	2L 60x3	2L 60x3
	Diagonais e montantes	2L 50x2,66	2L 50x2,65
Coluna treliçada	Banzos	U 127x50x3	U 125x50x3
	Diagonais	2L 40x2,66	2L 40x2,65

Fonte: Autora (2017).

Tabela 1 – Perfis adotados para o projeto - Continuação

Coluna de fechamento	Banzos	U 100x50x3	U 100x50x3
	Diagonais	2L 30x2,66	2L 30x2,65
Terças		Ue 127x50x17x2,66	Ue 125x50x17x2,65
Longarinas Laterais		Ue 127x50x17x2,66	Ue 125x50x17x2,65
Longarinas Frontais		Ue 150x60x20x2,66	Ue 150x60x20x2,65

Fonte: Autora (2017).

Definidos os perfis, deu-se início a verificação e dimensionamento da estrutura. Nos tópicos a seguir serão abordados detalhadamente os cálculos realizados para cada elemento estrutural.

3.3 Seção transversal

3.3.1 Ações

As ações atuantes no galpão são consideradas isoladamente quanto à sua natureza, sendo classificadas em permanente ou variável conforme a sua origem. Para o dimensionamento da estrutura, levou-se em conta carregamentos permanentes de peso próprio dos elementos estruturais e dos elementos fixos, e carregamentos variáveis de sobrecarga e vento, desconsiderando, por simplificação, efeitos de variação de temperatura. A seguir demonstrou-se como as ações foram concebidas.

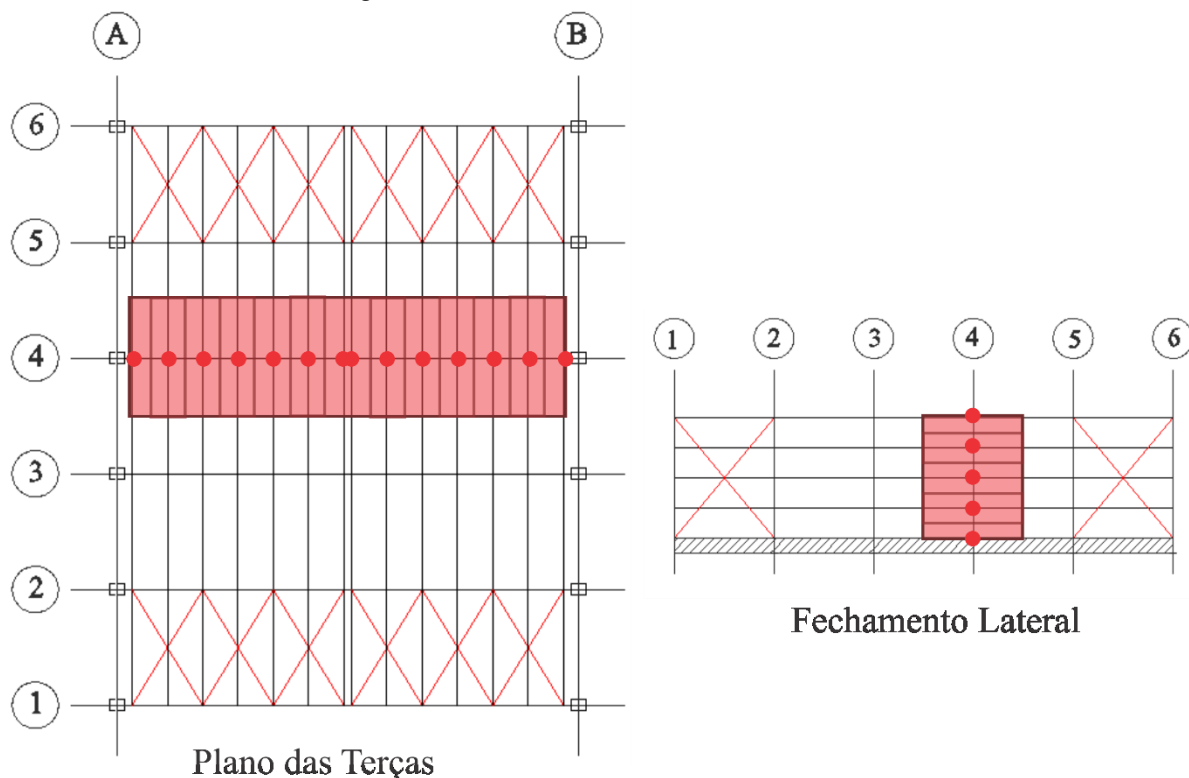
- Permanentes

A carga total atuante devido ao peso dos elementos estruturais tanto da cobertura quanto dos fechamentos é composta pelas parcelas provenientes dos banzos, das diagonais e dos montantes, das barras isoladas e dos contraventamentos, tirantes, chapas e parafusos de ligação.

Sáles, Malite e Gonçalves (1996) estimaram o peso próprio da estrutura em $0,10 \text{ kN/m}^2$ e o peso de telhas, acessórios e equipamentos em $0,05 \text{ kN/m}^2$, totalizando uma carga permanente de $0,15 \text{ kN/m}^2$.

Com os valores das cargas permanentes por unidade de área projetada, foi possível determinar a área de influência de cada nó de um pórtico e calcular as cargas permanentes nodais. A Figura 15 ilustra as áreas de influência dos nós para o pórtico do eixo 4. Os valores obtidos serão tomados como situação mais crítica sendo validos para toda estrutura.

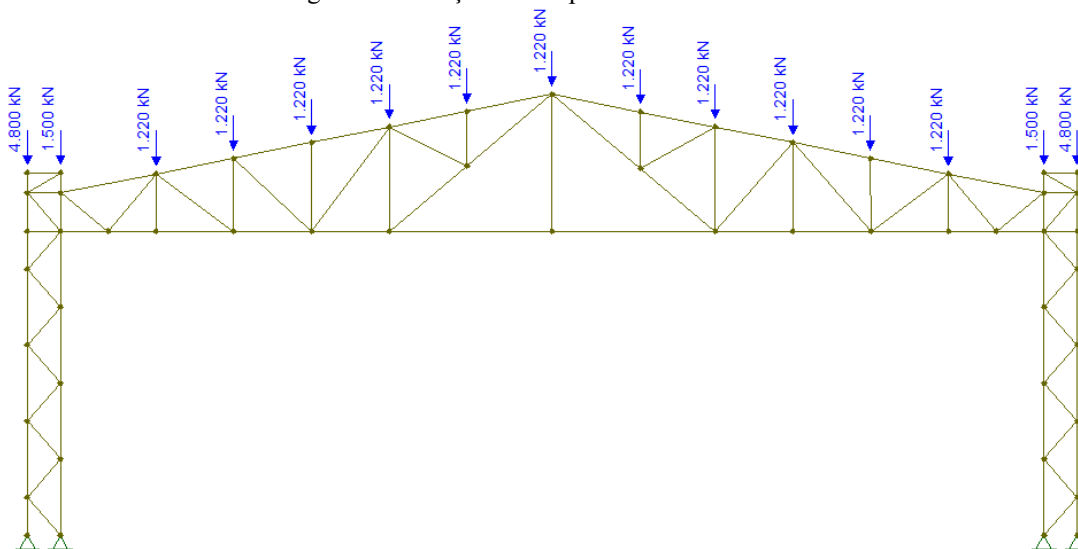
Figura 15 – Área de influência dos nós – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

Dividindo-se a carga obtida pela área de influência de cada nó, obteve-se a força aplicada nos nós da seção transversal da estrutura. A Figura 16 apresenta os valores das forças nodais permanentes (G) obtidas. Cabe salientar que realizando os cálculos com exatidão, os valores obtidos diferem dos apresentados, isso ocorre devido as simplificações adotadas por Sáles, Malite e Gonçalves (1996) nas definições das áreas de influência. Como a diferença encontrada é de poucas casas decimais, adotou-se os mesmo resultados do projeto original.

Figura 16 – Forças nodais permanentes – Pórtico.



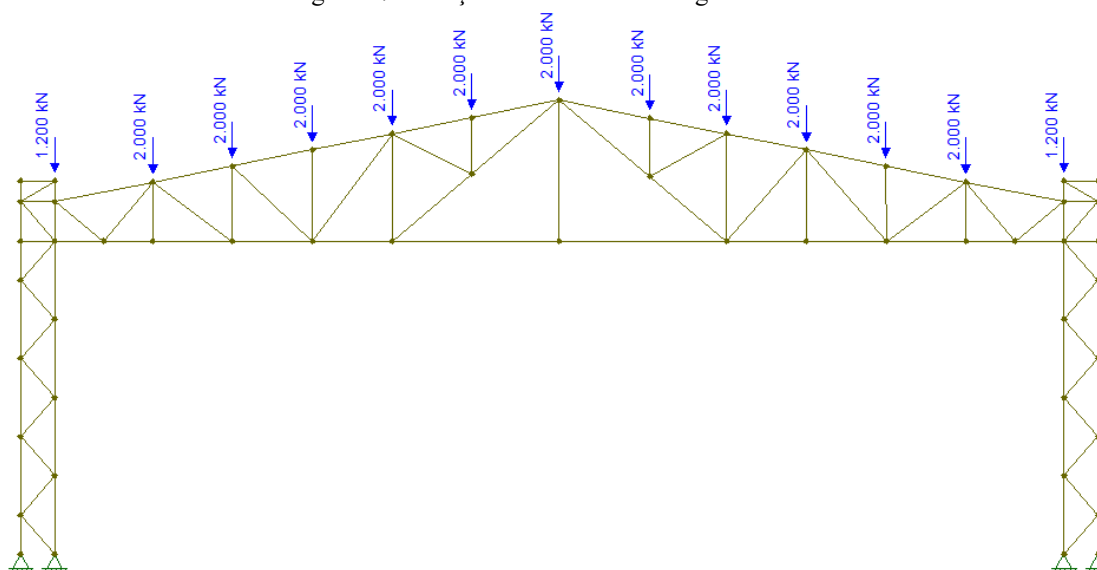
Fonte: Autora (2017).

- Sobrecarga

Para a sobrecarga, Sáles, Malite e Gonçalves (1996) assumiram o valor de 0,25 kN/m² em projeção horizontal, mesmo valor recomendado pela seção B.5.1 da atual norma brasileira NBR 8800 (2008) como carga mínima para coberturas comuns.

Em função das áreas de influência determinadas na seção anterior para o cálculo das cargas permanentes por nó do pórtico, obtiveram-se as forças nodais variáveis de sobrecarga (Q), como ilustra a Figura 17.

Figura 17 – Forças nodais de sobrecarga – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

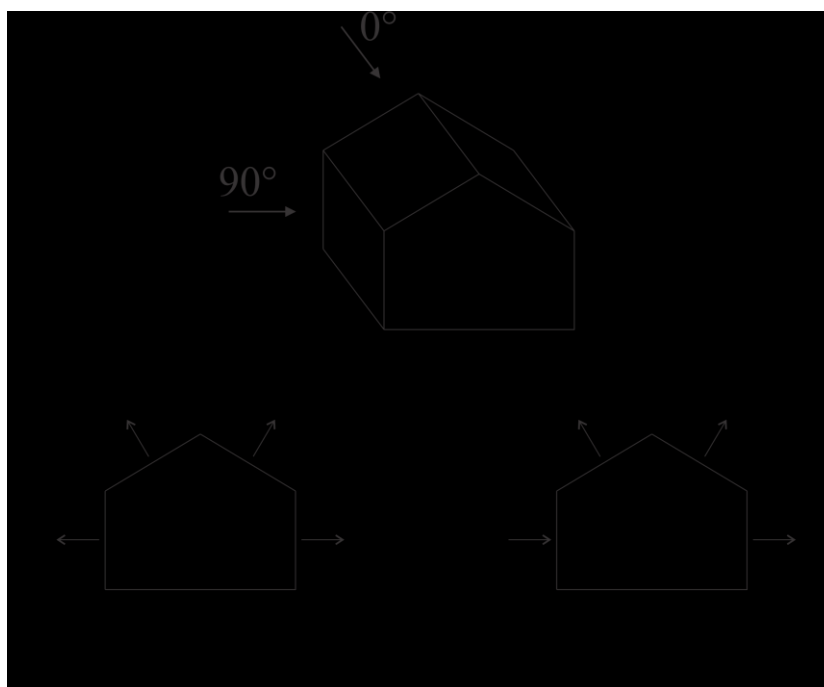
- Vento

Para as ações devido ao vento Sáles, Malite e Gonçalves (1996) fizeram considerações baseadas na NBR 6123 (1988). Considerou-se que a edificação se localiza em um bairro com terreno plano na cidade de São Carlos-SP. Os parâmetros necessários para a determinação da ação do vento foram os seguintes:

- Velocidade básica do vento (V_0) = 40 m/s;
- Fator topográfico (S_1) = 1,0 → terreno plano ou fracamente acidentado;
- Rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2) = 0,818 → Área industrial parcialmente desenvolvida. Categoria IV, classe B;
- Fator Estatístico (S_3) = 0,95 → Edificações industriais com baixo fator de ocupação. Grupo 2.
- Velocidade característica do vento (V_k) = $V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 30,84$ m/s;
- Pressão dinâmica (q) = $0,613 \times V_k^2 = 0,58$ kN/m².

Diante desses parâmetros, foi possível determinar os coeficientes de pressão interno (C_{pi}) e externo (C_{pe}) do vento. Seguindo as informações das tabelas 4 e 5 da NBR 6123 (1988), chegou-se aos valores de coeficientes de pressão externa apresentados na Figura 18.

Figura 18 – Coeficientes de pressão externa.

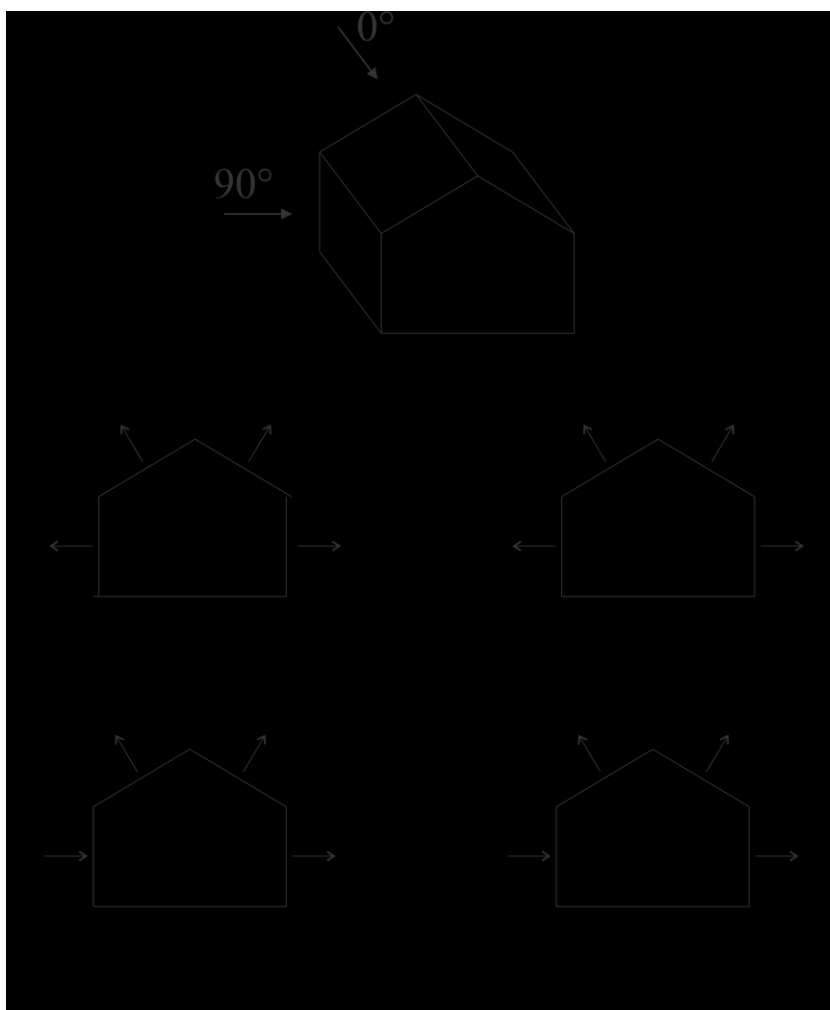


Fonte: Autora (2017).

Os coeficientes de pressão interna são determinados segundo as condições de abertura das faces da edificação (permeabilidade). Para a estrutura estudada, Sáles, Malite e Gonçalves (1996) consideraram a inexistência de aberturas dominantes, sendo adotada como hipótese de abertura quatro faces do galpão igualmente permeáveis, ou seja, C_{pi} com valores de 0 e -0,3.

Diante dessas informações, a variação de pressão do vento (ΔC_p) foi obtida por meio da soma vetorial desses coeficientes. A Figura 19 apresenta os resultados calculados.

Figura 19 – Variação dos coeficientes de pressão.



Fonte: Autora (2017).

É possível perceber que a situação mais nociva para a seção transversal do galpão são os valores de variação cujo o C_{pi} é nulo. Portanto, o produto do valor da pressão dinâmica do vento com a área de influência dos nós do pórtico, resulta nos valores das forças nodais do vento. Fazendo as devidas decomposições, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 20 e na Figura 21.

Os fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) adotados foram:

- Para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação: $\Psi_0 = 0,8$; $\Psi_1 = 0,7$; $\Psi_2 = 0,6$;
- Para ações variáveis de vento: $\Psi_0 = 0,6$; $\Psi_1 = 0,3$; $\Psi_2 = 0,0$;

Para o ELU foram feitas cinco combinações de ações, apresentadas da equação (13) a equação (17), todas consideradas como combinações normais, de acordo com a equação (4). A seguir, tem-se cada uma delas detalhadas por suas respectivas equações.

- Combinação 1: situação de máxima carga vertical para baixo;

$$F = 1,25.G + 1,5.Q \quad (13)$$

- Combinação 2: situação de máxima força vertical para cima com vento a 0° (sucção);

$$F = 1,0.G + 1,4.W0 \quad (14)$$

- Combinação 3: situação de máxima força vertical para cima com vento a 90° (sucção);

$$F = 1,0.G + 1,4.W90 \quad (15)$$

- Combinação 4: situação de tombamento lateral com sobrecarga como variável principal;

$$F = 1,25.G + 1,5.Q + 0,84.W90 \quad (16)$$

- Combinação 5: situação de tombamento lateral com vento a 90° como variável principal.

$$F = 1,0.G + 1,4.W90 + 1,2.Q \quad (17)$$

Embora Sáles, Malite e Gonçalves (1996) não tenham apresentado verificações de Estados Limites de Serviço, foram feitas duas combinações de ações para o ELS de Deformações Excessivas. A seção A.2.4 da NBR 14762 (2010) prescreve que o responsável técnico pelo projeto deve decidir quais combinações de serviço devem ser usadas de acordo com as funções previstas para a estrutura. Quando o deslocamento máximo ($\delta_{\max}$) está relacionado à aparência da estrutura, deve-se usar combinações quase permanentes. Já em situações onde esse deslocamento possa afetar o funcionamento de equipamentos, causar empoçamentos na

cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos à fissuração, deve-se utilizar combinações frequentes para os dois primeiros casos e rara para o último. Da mesma forma, a seção 11.6.1 da NBR 8800 (2008) recomenda que coberturas com menos de 5% de inclinação, sujeitas ao recebimento de água da chuva, obrigatoriamente devem ser verificadas de modo que não surjam acúmulos de água devido a deslocamentos da estrutura.

Analisando tais recomendações e considerando que o galpão em questão possui uma cobertura com inclinação de 20% e não há elementos estruturais sujeitos a fissuração, utilizou-se a combinação quase permanente para análise dos deslocamentos verticais e a combinação frequente para análise dos deslocamentos horizontais. A seguir, tem-se cada uma delas detalhadas pela equação (18) e equação (19), respectivamente.

- Combinação 6: situação de máximo deslocamento vertical para baixo;

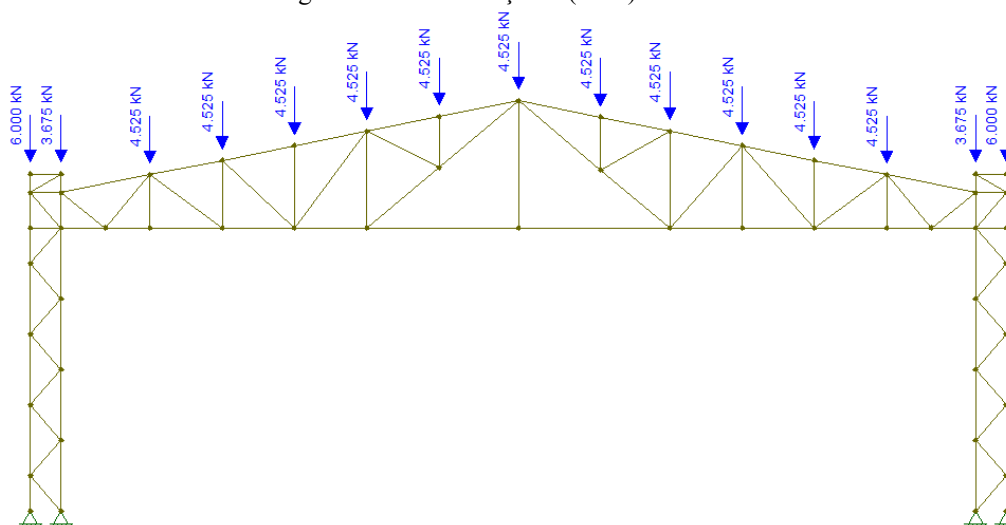
$$F = G + 0,6.Q \quad (18)$$

- Combinação 7: situação de máximo deslocamento vertical para cima e máximo deslocamento horizontal com vento a 90° (para situação de vento a 0° os deslocamentos horizontais não são críticos).

$$F = G + 0,3.W90 \quad (19)$$

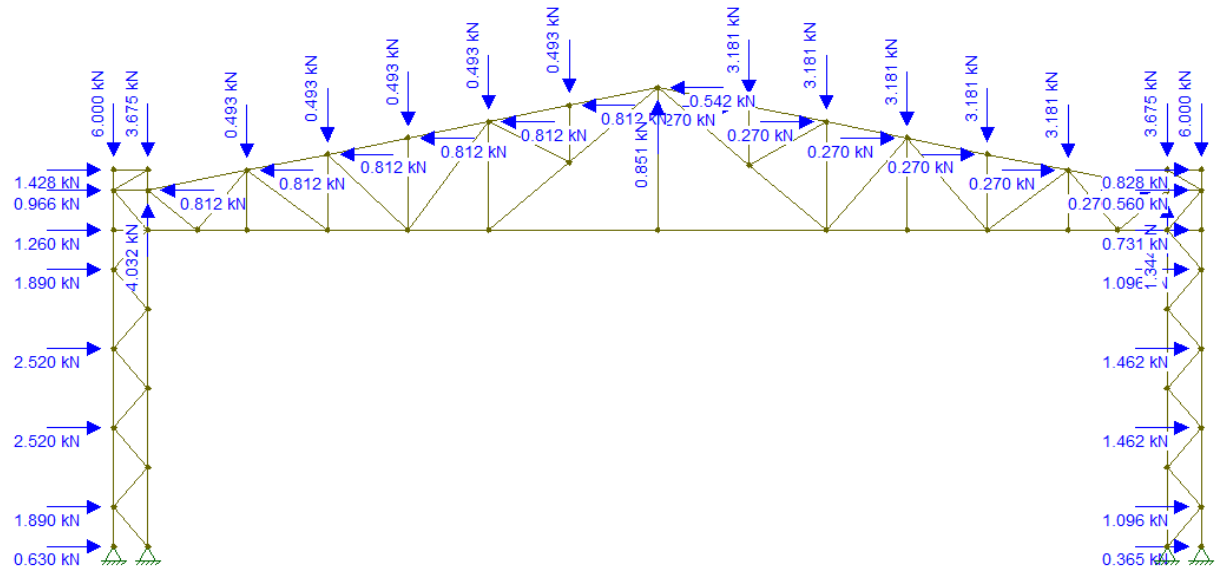
O programa Ftool permite a inserção das ações atuantes na estrutura e a criação de combinações com seus respectivos coeficientes. Os carregamentos obtidos são ilustrados da Figura 22 a Figura 28.

Figura 22 – Combinação 1 (ELU) – Pórtico.



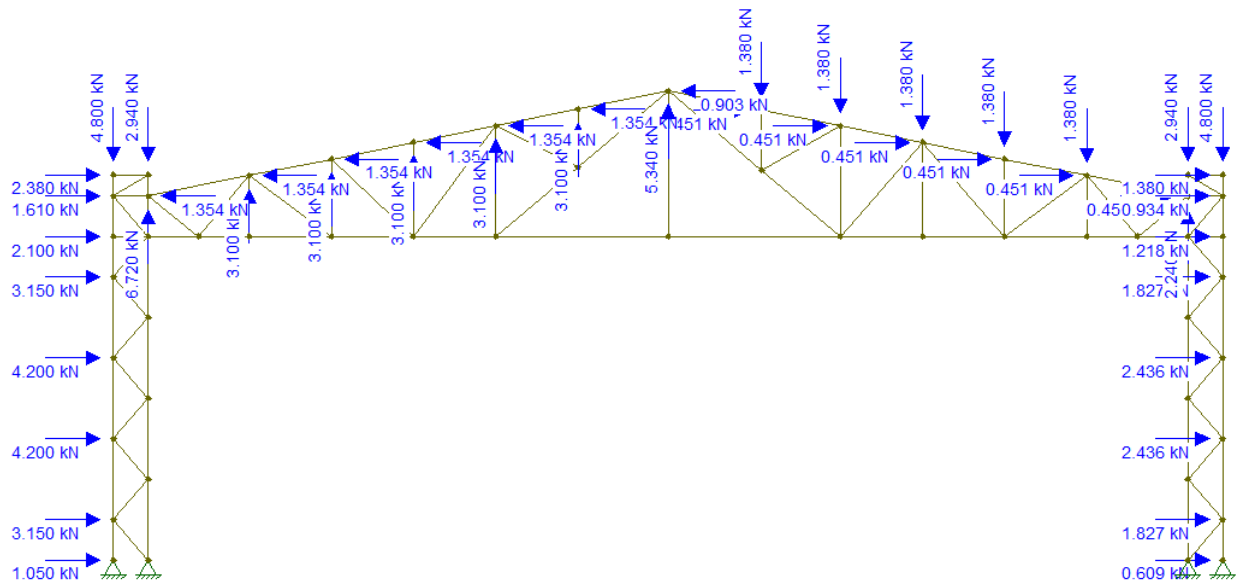
Fonte: Autora (2017).

Figura 25 – Combinação 4 (ELU) – Pórtico.



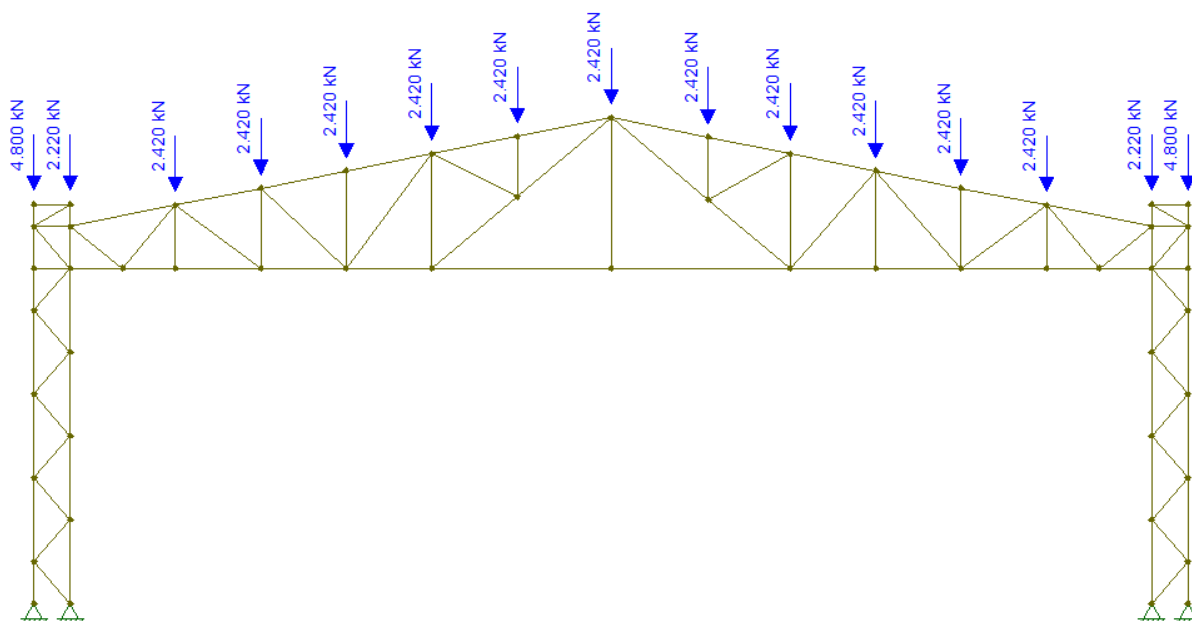
Fonte: Autora (2017).

Figura 26 – Combinação 5 (ELU) – Pórtico.



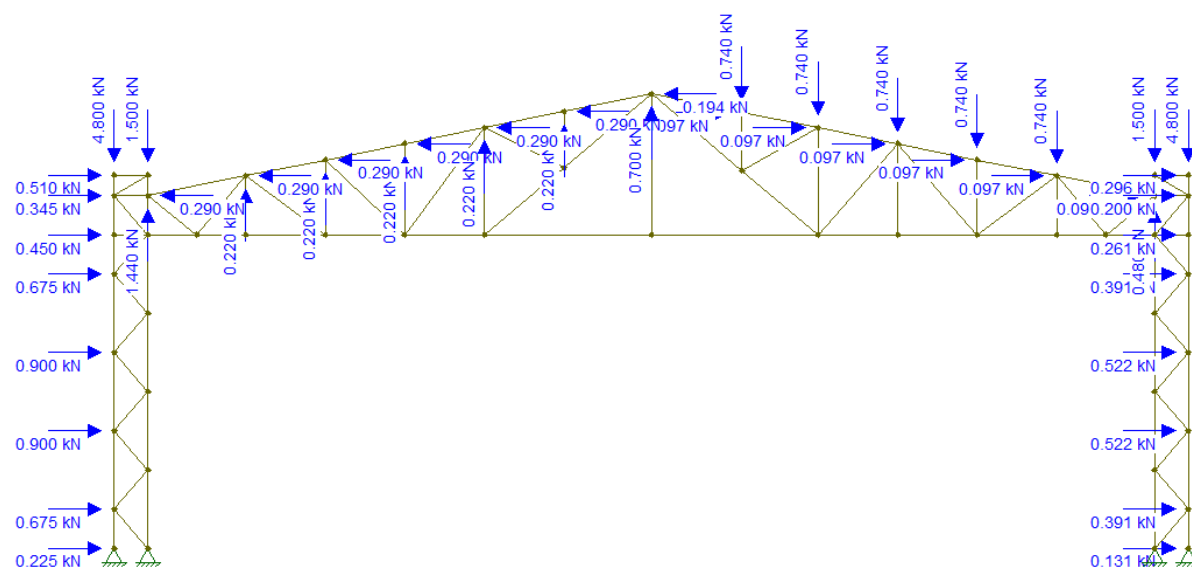
Fonte: Autora (2017).

Figura 27 – Combinação 6 (ELS) – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

Figura 28 – Combinação 7 (ELS) – Pórtico.

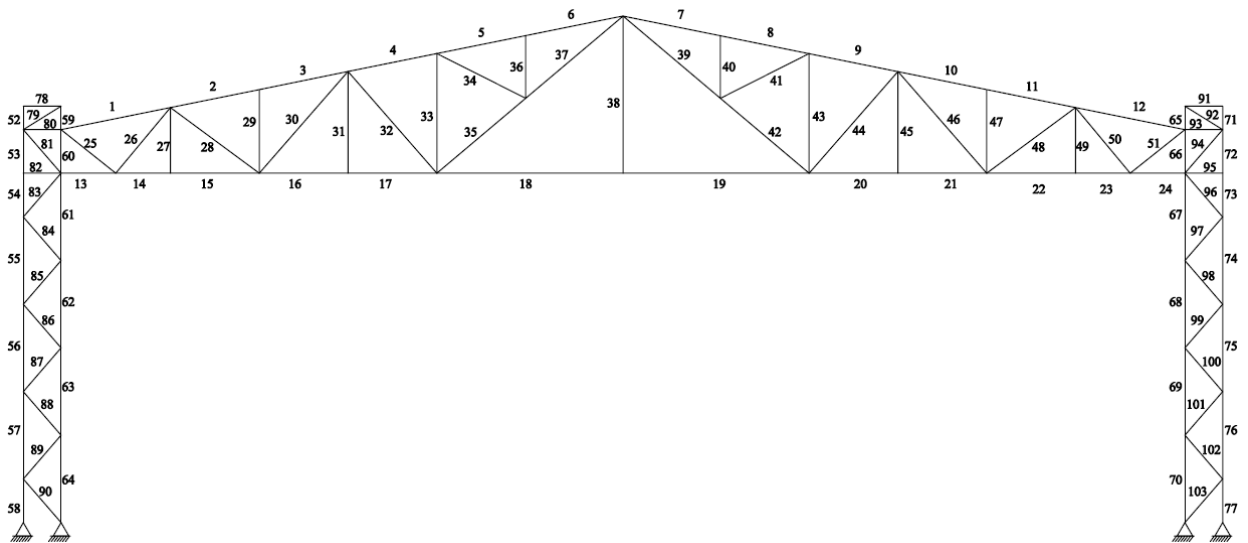


Fonte: Autora (2017).

3.3.3 Verificações ELU

Com os esforços solicitantes calculados para cada combinação de ações, obtiveram-se as envoltórias de esforços para as verificações do Estado Limite Último. Para facilitar a compreensão enumerou-se as barras do pórtico treliçado segundo a Figura 29.

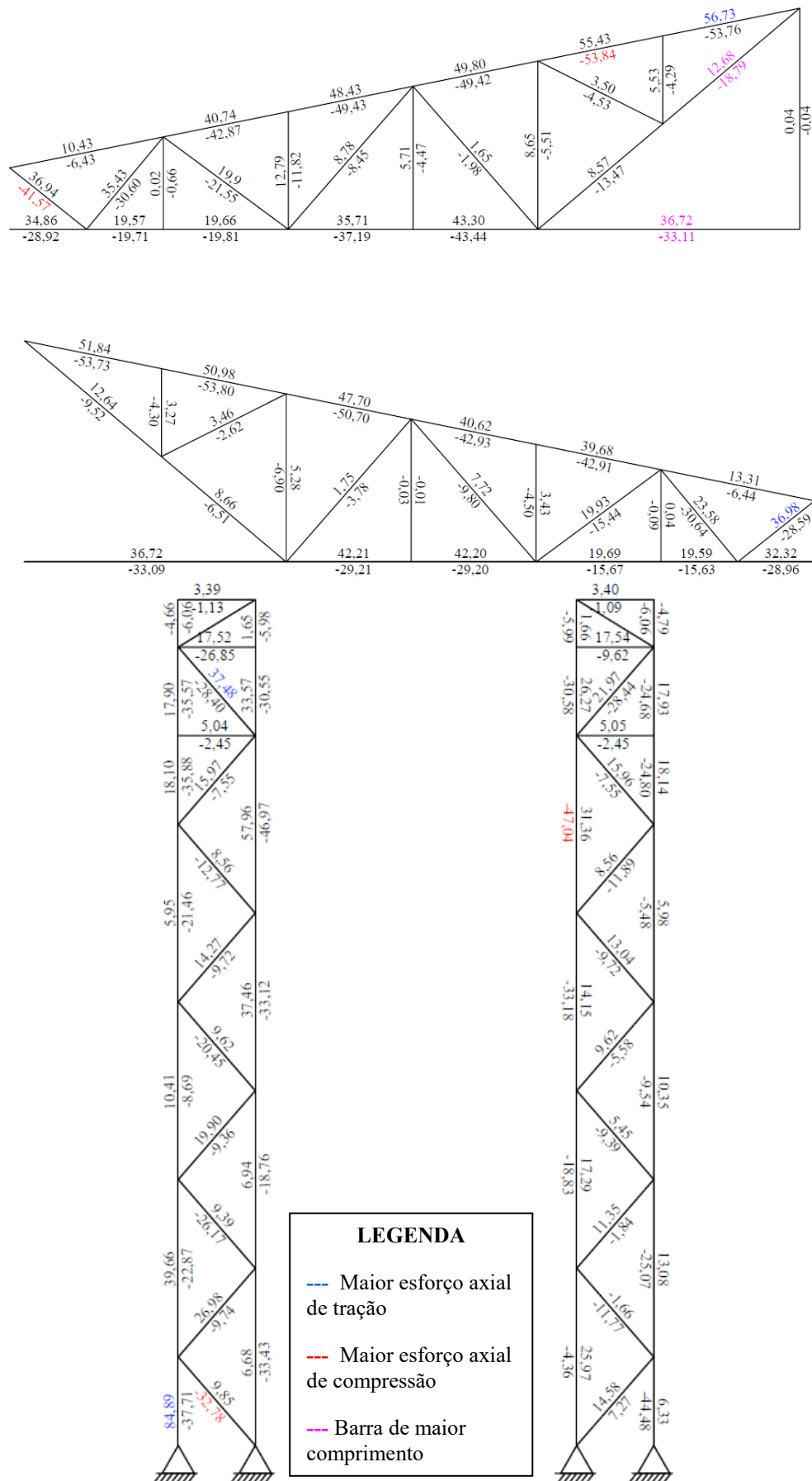
Figura 29 – Numeração das barras - Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

A Figura 30 apresenta a envoltória de esforços normais obtida pelo programa Ftool. O Apêndice A apresenta os valores de cálculo tabelados das ações atuantes, dos carregamentos das combinações e da envoltória de forças axiais da seção transversal.

Figura 30 – Envoltória de esforços axiais - Pórtico (unidade: kN).



Fonte: Autora (2017).

3.3.3.1 Banzos da Treliça de Cobertura

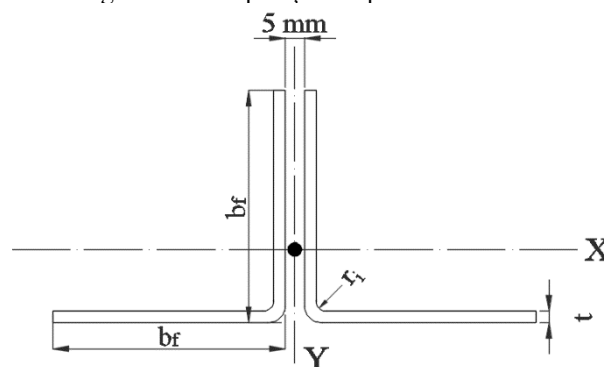
As características geométricas do perfil empregado para o banzo superior e inferior são apresentadas na Tabela 2 e na Figura 31.

Tabela 2 - Geometria do perfil 2L 60x3.

2L 60x3		Máxima Compressão	
b_f	60 mm	Barra	5
$t = r_i$	3 mm	$K_x.L_x$	156,00 cm
A	6,90 cm ²	$K_y.L_y$	327,00 cm
I_x	24,72 cm ⁴	$K_z.L_z$	327,00 cm
I_y	49,34 cm ⁴	Maior comprimento	
r_x	1,89 cm	Barra	18
r_y	2,67 cm	$K_x.L_x$	320,60 cm
I_t	0,207 cm ⁴	$K_y.L_y$	320,60 cm
C_w	0,556 cm ⁶	$K_z.L_z$	320,60 cm
Y_0	1,49 cm		

Fonte: Autora (2017).

Figura 31 – Disposição do perfil 2L 60x3.



Fonte: Autora (2017).

Conforme a seção E.2.1.2 da NBR 8800 (2008), em elementos contraventados, deve-se utilizar coeficiente de flambagem (K_x e K_y) a flexão igual a 1,0. Por sua vez o coeficiente de flambagem por torção (K_z), por simplificação, também foi adotado como 1,0. Além disso, é importante observar que os comprimentos de flambagem por flexão ($K_x.L_x$ e $K_y.L_y$) e o comprimentos de flambagem por torção ($K_z.L_z$) foram obtidos em função da geometria da treliça e dos contraventamentos.

Os esforços máximos encontrados foram:

- Tração (barra 6): $N_{t,Sd} = 56,73$ kN;
- Compressão (barra 5): $N_{c,Sd} = - 53,84$ kN.

Os esforços na barra de maior comprimento foram:

- Tração (barra 18): $N_{t,Sd} = 36,72$ kN;
- Compressão (barra 18): $N_{c,Sd} = - 33,11$ kN.

São apresentados os cálculos de verificação das barras com os esforços máximos. O cálculo para a barra de maior comprimento é realizado analogamente.

(i) Verificando quanto a tração axial

Para a verificação de barras submetidas a força axial de tração deve ser atendida a condição expressa pela equação (20).

$$N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd} \quad (20)$$

Onde:

- $N_{t.Sd}$ é a força axial solicitante a tração;
- $N_{t.Rd}$ é a força axial resistente a tração.

(i.1) Limite de esbeltez

Segundo a seção 9.6.3 da NBR 14762 (2010), para elementos tracionados o índice de esbeltez limite não deve exceder 300. Dessa forma calcula-se a esbeltez para os eixos x e y através das equações (21) e (22).

$$\lambda_x = L_x / r_x = 82,447 < 300 \quad \therefore \text{OK} \quad (21)$$

$$\lambda_y = L_y / r_y = 122,328 < 300 \quad \therefore \text{OK} \quad (22)$$

(i.2) Escoamento da seção bruta

A força normal resistente de tração para escoamento da seção bruta é dada com a equação (23).

$$N_{t.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 150,636 \text{ kN} \quad (> N_{t.Sd} = 56,73 \text{ kN}) \quad \therefore \text{OK} \quad (23)$$

Onde γ corresponde a 1,1. Como a condição exposta pela equação (20) foi satisfeita, o perfil adotado é resistente aos esforços de tração axial.

(ii) Verificando quanto à compressão

Para a verificação de barras submetidas à força axial de compressão deve ser atendida a condição expressa pela equação (24).

$$N_{c.Sd} \leq N_{c.Rd} \quad (24)$$

Onde:

- $N_{c.Sd}$ é a força axial solicitante a compressão;
- $N_{c.Rd}$ é a força axial resistente a compressão.

(ii.1) Limite de esbeltez

Segundo a seção 9.7.4 da NBR 14762 (2010), para elementos comprimidos o índice de esbeltez (λ) limite deve ser igual a 200. Dessa forma calculou-se a esbeltez para os eixos x (λ_x) e y (λ_y) através das equações (25) e (26), respectivamente.

$$\lambda_x = K_x \cdot L_x / r_x = 82,447 < 200 \quad \therefore \text{OK} \quad (25)$$

$$\lambda_y = K_y \cdot L_y / r_y = 122,328 < 200 \quad \therefore \text{OK} \quad (26)$$

Nota-se que os resultados foram idênticos aos obtidos para esbeltez à tração. Portanto, devido ao valor unitário dos coeficientes de flambagem, basta realizar a verificação do limite de esbeltez a compressão.

(ii.2) Flambagem global

Segundo a seção 9.7.2.2 da NRB 14762 (2010), para a flambagem global elástica (N_e) de um perfil com seção monossimétrica, toma-se como força axial de flambagem elástica o menor valor entre a força axial de flambagem por flexão no eixo não simétrico e a força axial de flambagem por flexo-torção. Sendo o eixo y o de simetria, a força axial de flambagem por flexão em relação ao eixo x (N_{ex}) foi obtida pela equação (27).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 200,488 \text{ kN} \quad (27)$$

A flambagem por flexo-torção (N_{eyz}) leva em conta a flexão no eixo de simetria e a torção. Sendo assim, a força axial de flambagem por flexão em torno do eixo y (N_{ey}) e por a força axial de flambagem por torção em torno do eixo z (N_{ez}) foi encontrada pelas equações (28) e (29) respectivamente.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 91,073 \text{ kN} \quad (28)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right] = 123,077 \text{ kN} \quad (29)$$

Onde o raio de giração polar (r_0) foi obtido pela equação (30).

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = 3,597 \text{ kN} \quad (30)$$

Assim, a flambagem por flexo-torção foi encontrada pela equação (31).

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \cdot [1 - (x_0/y_0)^2]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ey} \cdot N_{ez} \cdot [1 - (x_0/y_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] = 72,948 \text{ kN} \quad (31)$$

Tomando o menor dos valores encontrado, encontra-se o valor de N_e igual a 72,948 kN.

Para a determinação da normal resistente de cálculo são necessários três coeficientes: a esbeltez reduzida (λ_0), o fator de redução da força axial de compressão resistente (χ) e a área efetiva da seção (A_{ef}). Conhecendo-se o valor de N_e , foi possível calcular a esbeltez reduzida dada pela equação (32).

$$\lambda_0 = \sqrt{A \cdot f_y / N_e} = 1,507 \quad (32)$$

Como o valor encontrado é maior que 1,5, segundo a seção 9.7.2 da NBR 14762 (2010), deve-se calcular o fator de redução da força axial de compressão resistente segundo a equação (33).

$$\chi = 0,877 / \lambda_0 = 0,386 \quad (33)$$

A flambagem local do perfil foi considerada com a utilização do Método das Larguras Efetivas, com o qual foi obtida a área efetiva.

(ii.3) Flambagem local

Sendo o perfil não enrijecido, a seção é composta por elementos AL, cujo coeficiente de flambagem local (k) vale 0,43. Sendo assim, para o cálculo da área efetiva são necessários os parâmetros definidos pelas equações (34) e (35).

- A largura do elemento;

$$b = 6 - 2 \cdot 0,3 = 5,4 \text{ cm} \quad (34)$$

- A razão entre a largura e a espessura.

$$b/t = 5,4/0,3 = 18 \quad (35)$$

Com o índice de esbeltez reduzido (λ_p) se verifica a flambagem local do elemento e se calcula a largura efetiva do perfil (b_{ef}). Caso seu valor seja inferior a 0,673, o elemento do perfil é considerado efetivo e o valor de b_{ef} é igual ao valor de b calculado na equação (34). Caso

contrário, deve-se calcular a largura efetiva segundo os parâmetros da NBR 14762 (2010) e a área excedente à efetiva deve ser desconsiderada para o cálculo da normal resistente. O índice de esbeltez reduzido é dado pela equação (36).

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \cdot \sqrt{(k \cdot E / \sigma)}} = 0,623 \quad (< 0,673) \quad (36)$$

Onde:

$$\sigma = \chi \cdot f_y = 9,266 \text{ kN/m}^2 \quad (37)$$

Sendo a mesa efetiva, o perfil não possui áreas que precisam ser retiradas. Logo, a área efetiva é igual a área bruta do perfil.

(ii.4) Flambagem distorcional

Conforme a seção da NBR 14762 (2010), perfis não enrijecidos a instabilidade distorcional não é crítica.

Diante disso, a força normal resistente à compressão é definida pela formula (38).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 53,313 \text{ kN} \quad (< N_{c,Sd} = 53,84 \text{ kN}) \quad \therefore \text{NÃO OK} \quad (38)$$

Onde γ corresponde a 1,2. A rigor, o perfil 2L 60x3 não atenderia às verificações a compressão. Entretanto, como a diferença observada é muito pequena (inferior a 0,1%), pode-se considerar atendida a segurança.

De maneira semelhante, os cálculos foram realizados para a barra de maior comprimento. A normal axial resistente na barra 18 resultou em 34,82 kN enquanto a normal axial solicitante possui o valor de 53,84 kN. Dessa forma o perfil atende aos critérios da NBR 14762 (2010).

(ii.5) Chapas Espaçadoras

A seção 9.7.5 da NRB 14762 (2010) menciona que barras compostas comprimidas devem atender, além do limite de esbeltez à compressão, à seção 9.7.5-a da referida norma. Para o caso de chapas espaçadoras, o índice de esbeltez de cada perfil componente da barra deve ser inferior à metade do índice da esbeltez máxima do conjunto. É importante ressaltar que para cálculo da esbeltez de cada perfil, o raio de giração empregado é o mínimo (r_z) segundo as características de cada perfil.

Analisando a seção inicialmente adotada, seriam necessárias 3 chapas espaçadoras para a barra de maior comprimento e 2 chapas espaçadoras para as demais. As mesmas quantidades foram encontradas por Sáles, Malite e Gonçalves (1996).

Os cálculos de verificação para os demais elementos da seção transversal do galpão foram realizados de forma semelhante aos banzos da treliça de cobertura, fazendo-se as modificações necessárias para cada situação. Portanto, a seguir são apresentados os resultados finais, obtidos para cada elemento e ressaltadas as considerações específicas mais relevantes.

3.3.3.2 Diagonais e Montantes da Treliça de Cobertura

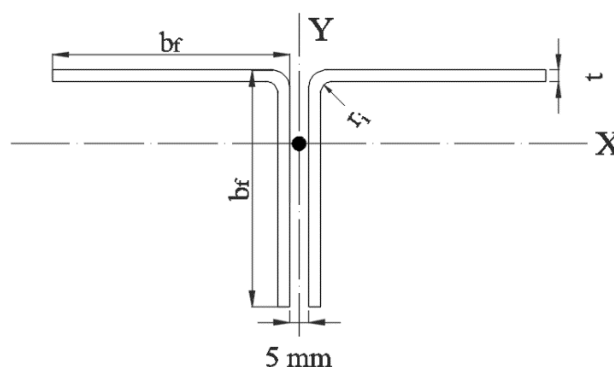
As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 3 e na Figura 32.

Tabela 3 - Geometria do perfil 2L 50x2,65.

2L 50x2,65		Máxima Compressão	
b_f	50 mm	Barra	25
$t = r_i$	2,65 mm	$K_x.L_x$	120,30 cm
A	5,07 cm ²	$K_y.L_y$	120,30 cm
I_x	12,57 cm ⁴	$K_z.L_z$	120,30 cm
I_y	24,91 cm ⁴	Maior comprimento	
r_x	1,58 cm	Barra	37
r_y	2,26 cm	$K_x.L_x$	219,30 cm
I_t	0,118 cm ⁴	$K_y.L_y$	410,00 cm
C_w	0,2195 cm ⁶	$K_z.L_z$	410,00 cm
Y_0	1,24 cm		

Fonte: Autora (2017).

Figura 32 - Disposição do perfil 2L 50x2,65.



Fonte: Autora (2017).

Os resultados de esforços solicitantes, os limites de esbeltez e o número de chapas espaçadoras são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados para o perfil 2L 50x2,65.

Esforços ($S_d < R_d$)	Máximos		Maior comprimento	
	Compressão	Tração	Compressão	Tração
N_{Sd}	41,57 kN	36,98 kN	18,79 kN	12,68 kN
N_{Rd}	58,22 kN	110,60 kN	20,84 kN	110,60 kN
Verificação	OK	OK	OK	OK
Esbeltez (< 200)	X	Y	X	Y
	76,40	53,21	139,28	181,36
Verificação	OK	OK	OK	OK
	3 chapas espaçadoras		2 chapas espaçadoras	

Fonte: Autora (2017).

Cabe salientar que Sáles, Malite e Gonçalves (1996) empregaram o mesmo número de chapas espaçadoras indicado na Tabela 6.

Analisando os valores obtidos é possível concluir que o perfil atende os critérios da NBR 14762 (2010).

3.3.3.3 Banzos da Coluna Treliçada

As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 5 e na Figura 33.

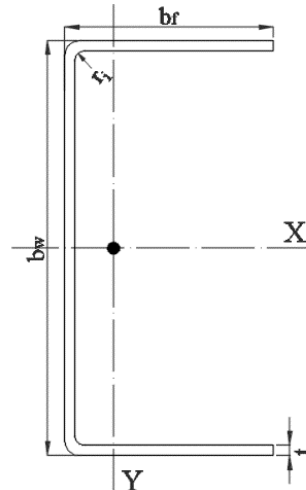
Tabela 5 - Geometria do perfil U 125x50x3.

U 125x50x3	
b_w	125 mm
b_f	50 mm
$t = r_i$	3 mm
A	6,45 cm ²
I_x	149,55 cm ⁴
I_y	15,07 cm ⁴
r_x	4,81 cm
r_y	1,53 cm
I_t	0,193 cm ⁴
C_w	400,35 cm ⁶
X_0	2,8 cm

Máxima Compressão	
Barra	67
$K_x \cdot L_x$	600,00 cm
$K_y \cdot L_y$	150,00 cm
$K_z \cdot L_z$	600,00 cm

Fonte: Autora (2017).

Figura 33 - Disposição do perfil U 125x50x3.



Fonte: Autora (2017).

Diferentemente das demais seções, o perfil utilizado para este elemento foi de seção simples. Desta forma o uso de chapas espaçadoras é desnecessário.

Os resultados de esforços solicitantes e os limites de esbeltez são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados para o perfil U 125x50x3.

Esforços ($S_d < R_d$)	Máximos	
	Compressão	Tração
N_{Sd}	47,04 kN	84,89 kN
N_{Rd}	30,17 kN	140,73 kN
Verificação	NÃO OK	OK

Esbeltez (< 200)	X	Y
	124,61	98,13
Verificação	OK	OK

Fonte: Autora (2017).

O perfil adotado não atende aos critérios da NBR 14762 (2010).

3.3.3.4 Diagonais da Coluna Treliçada

As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 7 e na Figura 34.

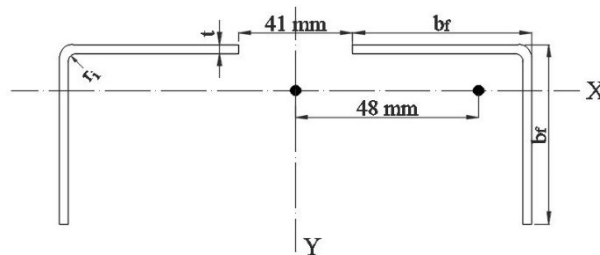
Tabela 7 - Geometria do perfil 2L 40x2,65.

2L 40x2,65	
b_f	40 mm
$t = r_i$	2,65 mm
A	4,01 cm ²
I_x	6,29 cm ⁴
I_y	208,82 cm ⁴
r_x	1,25 cm
r_y	7,22 cm
I_t	0,094 cm ⁴
C_w	517,22 cm ⁶
Y_0	1,66 cm

Máxima Compressão	
Barra	90
$K_x \cdot L_x$	99,25 cm
$K_y \cdot L_y$	99,25 cm
$K_z \cdot L_z$	99,25 cm

Fonte: Autora (2017).

Figura 34 - Disposição do perfil 2L 40x2,65.



Fonte: Autora (2017).

Essa seção também é composta por duas cantoneiras, porém os perfis são dispostos de forma diferente das seções compostas apresentadas anteriormente. Essa mudança implicou no limite imposto para o cálculo de chapas espaçadoras necessárias: o índice de esbeltez de cada perfil componente da barra deve ser inferior ao índice de esbeltez máximo do conjunto e inferior a 140, conforme sugere a seção 9.7.5-b da NRB 14762 (2010).

Os resultados encontrados para os esforços, os limites de esbeltez e o número de chapas espaçadoras são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Resultados para o perfil 2L 40x2,65.

Esforços ($S_d < R_d$)	Máximos	
	Compressão	Tração
N_{Sd}	32,78 kN	37,48 kN
N_{Rd}	58,26 kN	87,49 kN
Verificação	OK	OK

Esbeltez (< 200)	X	Y
	79,30	13,80
Verificação	OK	OK
1 chapa espaçadora		

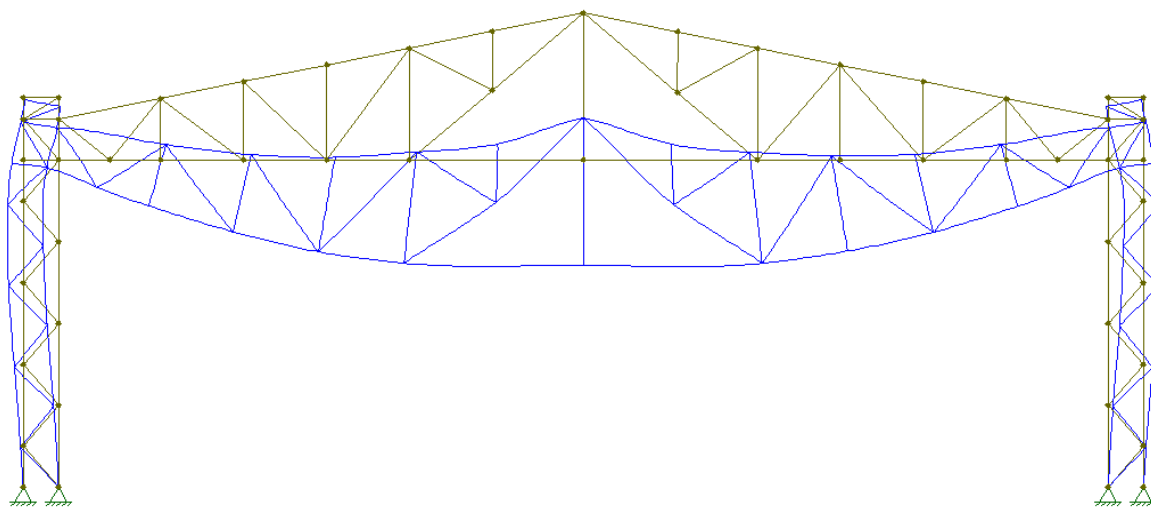
Fonte: Autora (2017).

Assim, o perfil adotado atende aos critérios da NBR 14762 (2010), com a ressalva que Sáles, Malite e Gonçalves (1996) empregaram 2 chapas espaçadoras para as diagonais, perpendicularmente a direção do perfil.

3.3.4 Verificações ELS

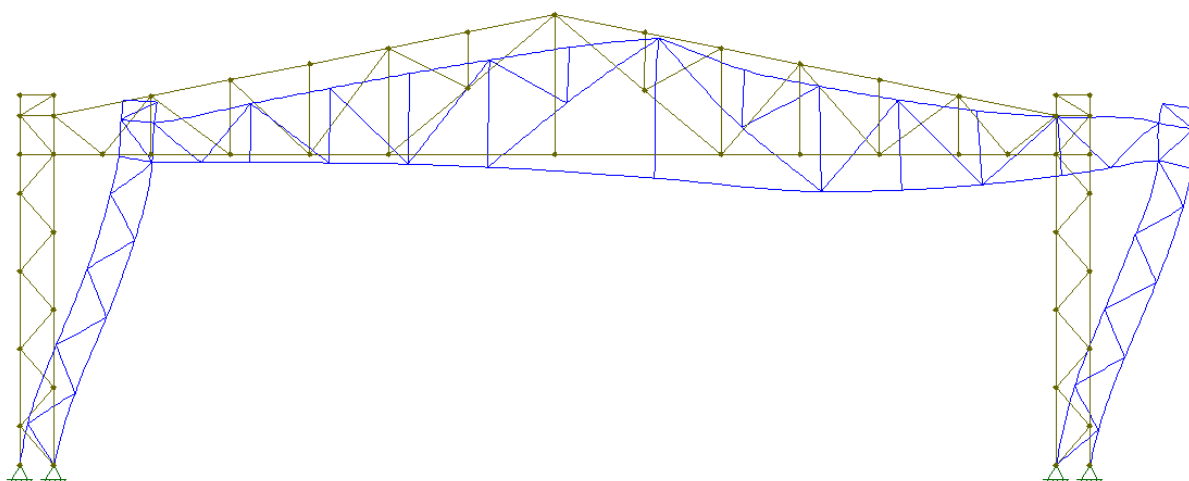
Os deslocamentos do galpão estudado foram gerados pelo programa Ftool e são apresentados na Figura 35 e Figura 36, em visualização aumentada.

Figura 35 – Deslocamentos da combinação 6 (permanente e sobrecarga) – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

Figura 36 - Deslocamentos da combinação 7 (permanente e vento a 90°) – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

Para a seção transversal do galpão em questão foram verificados os deslocamentos verticais e horizontais segundo os limites recomendados no anexo A da NBR 14762 (2010):

- Deslocamentos horizontais devem ser inferiores a $H/300$ (onde H é a altura do pilar);
- Deslocamentos verticais devem ser inferiores a $L/250$ (onde L é vão da cobertura).

A Tabela 9 apresenta a verificação dos máximos absolutos.

Tabela 9 – Deslocamentos – Pórtico.

$\delta_{\text{VERT, MÁX}}$	9,11 mm	(Combinação 6)
δ_{LIMITE}	80,00 mm	(< L/250)
Verificação	OK	
$\delta_{\text{HORIZ, MÁX}}$	2,02 mm	(Combinação 7)
δ_{LIMITE}	20,00 mm	(< H/300)
Verificação	OK	

Fonte: Autora (2017).

De acordo com a Tabela 9, é possível concluir que os deslocamentos obtidos atendem as prescrições da referida norma.

3.4 Colunas do Fechamento Frontal

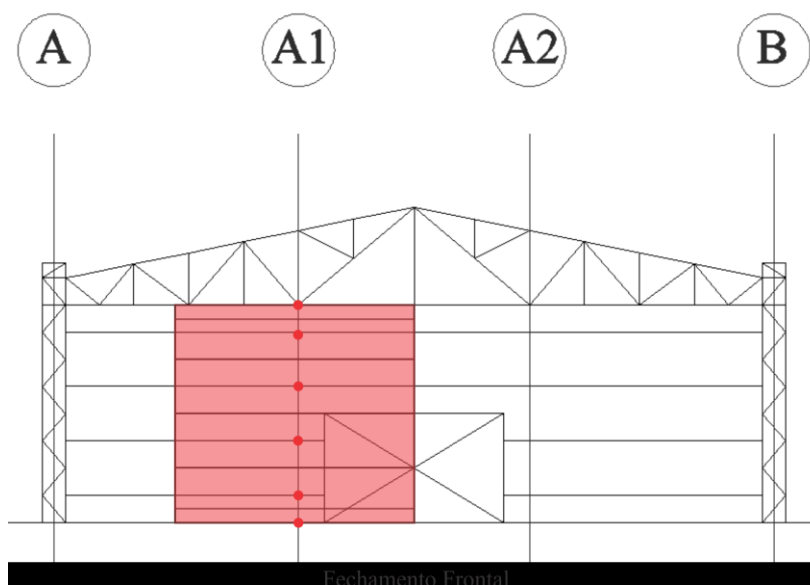
3.4.1 Ações

O cálculo das ações atuantes no fechamento frontal se assemelha ao utilizado na seção transversal. A seguir é apresentada tal resolução, evidenciando as especificidades.

- Permanentes

A Figura 37 ilustra as áreas de influência dos nós para uma coluna da face frontal.

Figura 37 – Área de influência – Coluna frontal.



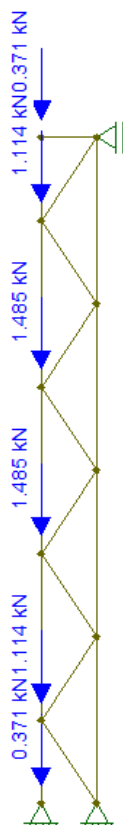
Fonte: Autora (2017).

Dividindo-se a força estimada anteriormente em $0,15 \text{ kN/m}^2$ pela área de influência de cada nó da coluna, obteve-se a força nodal permanente (G) aplicada.

- Vento

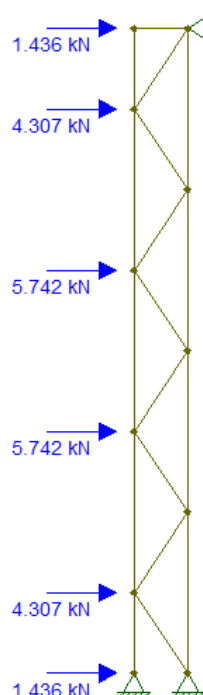
Conforme apresentado na Figura 19 da seção 3.3.1, a máxima variação de pressão do vento incidente nas faces frontais do galpão foi de 1,0 (sobrepessão) na face de barlavento para vento a 0° , com C_{pi} igual a -0,3. Assim, a força atuante do vento (W_0) nas colunas de fechamento frontal foi obtida pelo produto entre a variação de pressão do vento, pressão dinâmica e a área de influência. A Figura 38 apresenta as forças permanentes e a Figura 39 as forças de vento.

Figura 38 – Força permanente
– Coluna frontal.



Fonte: Autora (2017).

Figura 39 – Força de vento
– Coluna frontal.



Fonte: Autora (2017).

3.4.2 Combinação de ações

Como não transferência de cargas da treliça, não há ações de sobrecarga atuando no elemento em questão. Logo a única combinação feita para ELU é expressa pela equação (39).

- Combinação 1: vento a 0° como única variável;

$$F = 1,0.G + 1,4.W_0 \quad (39)$$

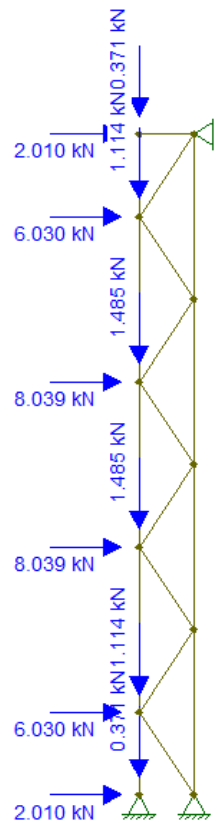
Para ELS, foram realizadas as mesmas considerações expostas na seção 3.3.2, sendo feita apenas uma única combinação frequente de serviço para análise dos deslocamentos horizontais, expressa pela equação (40).

- Combinação 2: situação de máximo deslocamento vertical.

$$F = G + 0,3.W_0 \quad (40)$$

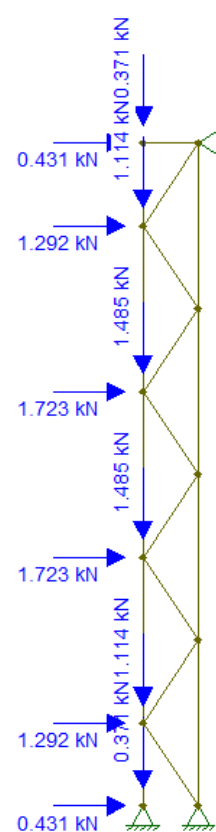
A Figura 40 e a Figura 41 e ilustram os carregamentos aplicados em cada combinação.

Figura 40 – Combinação 1 (ELU)
– Coluna frontal.



Fonte: Autora (2017).

Figura 41 – Combinação 2 (ELS)
– Coluna frontal.



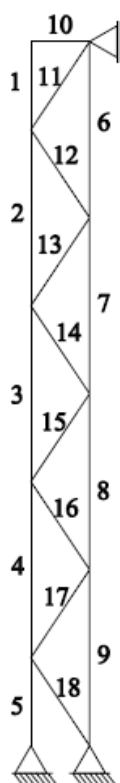
Fonte: Autora (2017).

3.4.3 Verificações ELU

As verificações dos estados limites últimos os banzos e diagonais da coluna do fechamento frontal foram análogos aos cálculos feitos para os elementos da coluna da seção transversal, sendo adotadas as mesmas considerações.

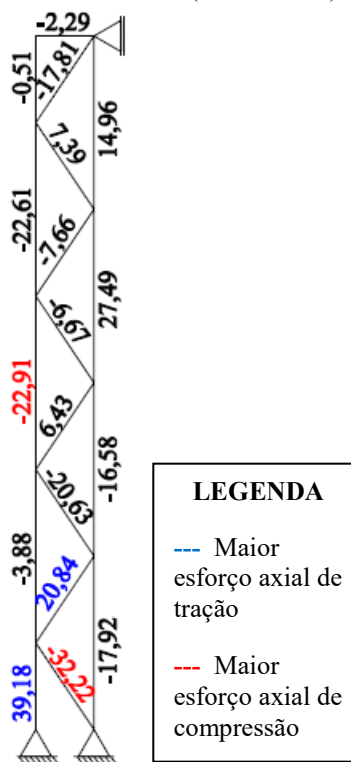
A Figura 42 apresenta a numeração adotada para barras e a Figura 43 mostra a envoltória de esforços obtida pelo programa Ftool. O Apêndice B apresenta os valores de cálculo tabelados das ações atuantes, dos carregamentos das combinações e da envoltória de forças axiais da coluna frontal.

Figura 42 – Numeração das barras
– Coluna frontal.



Fonte: Autora (2017).

Figura 43 – Envoltória de esforços axiais
– Coluna frontal (unidade: kN).



Fonte: Autora (2017).

A seguir são apresentados os resultados finais, com as considerações específicas mais relevantes para cada elemento.

3.4.3.1 Banzos do Fechamento Frontal

As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 10 e na Figura 44.

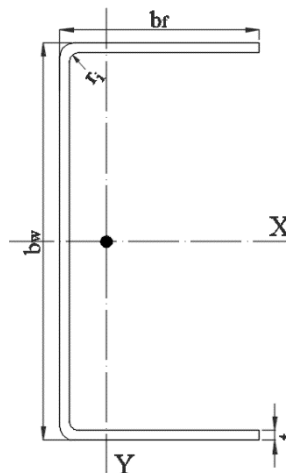
Tabela 10 – Geometria do perfil U 100x50x3.

U 100x50x3	
b_w	100 mm
b_f	50 mm
$t = r_i$	3 mm
A	5,70 cm ²
I_x	88,48 cm ⁴
I_y	14,09 cm ⁴
r_x	3,94 cm
r_y	1,57 cm
I_t	0,171 cm ⁴
C_w	234,81 cm ⁶
X_0	3,06 cm

Máxima Compressão	
Barra	3
$K_x.L_x$	600,00 cm
$K_y.L_y$	150,00 cm
$K_z.L_z$	600,00 cm

Fonte: Autora (2017).

Figura 44 – Disposição do perfil U 100x50x3.



Fonte: Autora (2017).

Os resultados encontrados para os esforços solicitantes e os limites de esbeltez são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultados para o perfil U 100x50x3.

Esforços ($S_d < R_d$)	Máximos	
	Compressão	Tração
N_{Sd}	22,91 kN	39,18 kN
N_{Rd}	23,25 kN	124,36 kN
Verificação	OK	OK
Esbeltez (< 200)	X	Y
	152,29	95,41
Verificação	OK	OK

Fonte: Autora (2017).

Analisando os valores obtidos, concluiu-se que o perfil adotado atenderia aos critérios da NBR 14762 (2010).

3.4.3.2 Diagonais do Fechamento Frontal

As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 12 e na Figura 45.

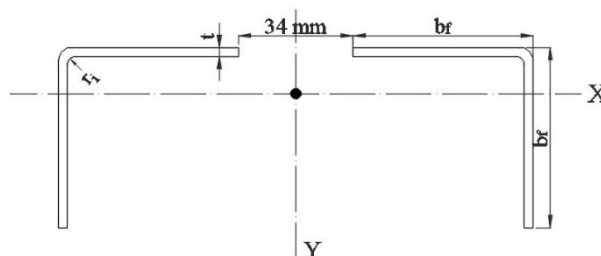
Tabela 12 – Geometria do perfil 2L 30x2,65.

2L 30x2,65	
b_f	30 mm
$t = r_i$	2,65 mm
A	2,94 cm ²
I_x	2,55 cm ⁴
I_y	96,85 cm ⁴
r_x	0,93 cm
r_y	5,73 cm
I_t	0,069 cm ⁴
C_w	134,734 cm ⁶
Y_0	1,206 cm

Máxima Compressão	
Barra	18
$K_x.L_x$	90,14 cm
$K_y.L_y$	90,14 cm
$K_z.L_z$	90,14 cm

Fonte: Autora (2017).

Figura 45 – Disposição do perfil 2L 30x2,65.



Fonte: Autora (2017).

Os resultados encontrados para os esforços solicitantes, os limites de esbeltez e o número de chapas espaçadoras são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Resultados para o perfil 2L 30x2,65.

Esforços ($S_d < R_d$)	Máximos	
	Compressão	Tração
Solicitante	32,22 kN	20,84 kN
Resistente	36,50 kN	64,15 kN
Verificação	OK	OK
Esbeltez (< 200)	X	Y
	96,79	15,70
Verificação	OK	OK
1 chapa espaçadora		

Fonte: Autora (2017).

Cabe salientar que Sáles, Malite e Gonçalves (1996) empregaram 2 chapas espaçadoras para as diagonais da coluna treliçada do fechamento lateral, perpendicularmente a direção do perfil.

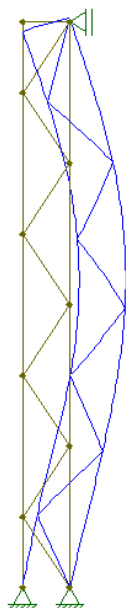
Diante dos resultados, o perfil adotado atenderia aos critérios da NBR 14762 (2010).

3.4.4 Verificações ELS

Para as colunas do fechamento frontal do galpão foram verificados os deslocamentos horizontais. Segundo o anexo A da NBR 14762 (2010), estes deveriam ser inferiores a razão da altura do pilar e 300;

A Figura 46 apresenta o deslocamento obtido para a combinação 2 e a Tabela 14 demonstra a verificação segundo a norma.

Figura 46 – Deslocamentos da combinação 2.



Fonte: Autora (2017).

Tabela 14 – Deslocamentos – Coluna frontal.

$\delta_{MÁX}$	0,88 mm	(Combinação 2)
δ_{LIMITE}	20,00 mm	(H/300)
Verificação	OK	

Fonte: Autora (2017).

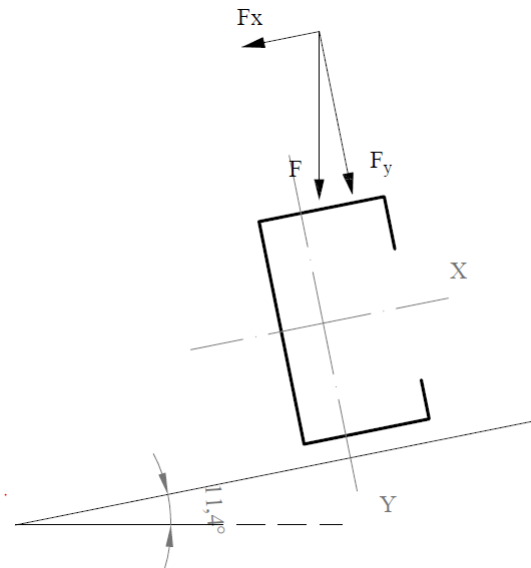
Assim, deslocamentos obtidos atendem as prescrições da norma da NBR 14762 (2010).

3.5 Terças

3.5.1 Ações

Diferente das estruturas em treliça, as ações atuantes nas barras isoladas (terças e longarinas) são distribuídas linearmente sobre a largura de influência dos elementos. No caso das terças, devido à inclinação do telhado, o plano no qual as forças gravitacionais (ações permanentes e sobrecarga) são aplicadas não coincide com os eixos principais de inércia (x e y), fazendo com que as terças sejam elementos solicitados à flexão oblíqua. Dessa forma, tais forças foram calculadas e decompostas como demonstra a Figura 47.

Figura 47 – Decomposição das forças gravitacionais – Terças.

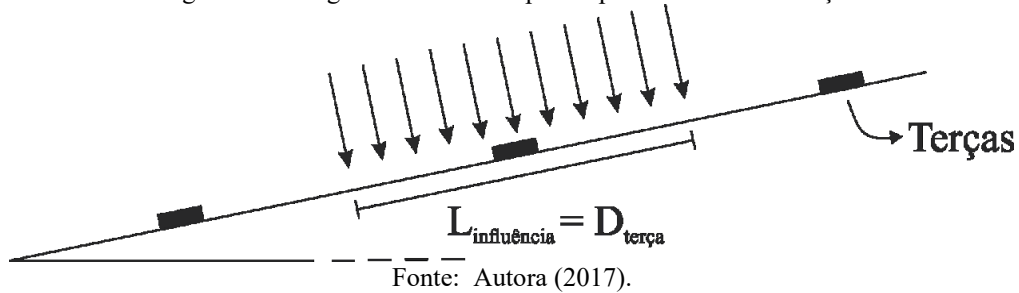


Fonte: Autora (2017).

- Permanentes

O peso da telha continuou sendo estimado em $0,05 \text{ kN/m}^2$. Como as telhas são colocadas em um plano paralelo ao plano das terças, a largura de influência é igual a distância entre duas terças, como mostra a Figura 48.

Figura 48 – Largura de influência para o peso das telhas – Terças.



Fonte: Autora (2017).

Distribuindo o peso da pela largura de influência, obteve-se valor de $0,08 \text{ kN/m}$.

O peso próprio do perfil foi retirado da NBR 6355 (2012). Para o perfil Ue 125x50x17x2,65, a norma estabelece um peso de $5,03 \text{ kg/m}$, equivalente a $0,053 \text{ kN/m}$. Assim o valor absoluto da carga permanente (G) atuante nas terças foi de $0,128 \text{ kN/m}$.

Sendo o ângulo de inclinação da cobertura $11,4^\circ$, a força pode ser decomposta segundo as equações (41) e (42).

$$G_x = G.\text{sen } 11,4^\circ = 0,025 \text{ kN/m} \quad (41)$$

$$G_y = G.\text{cos } 11,4^\circ = 0,126 \text{ kN/m} \quad (42)$$

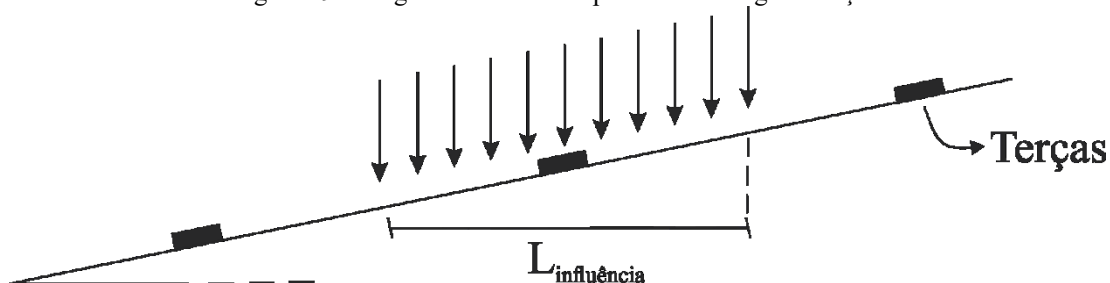
- Sobrecarga

Para a ação de sobrecarga, tem-se as seguintes hipóteses:

- a) Carga de 0,25 kN/m²

Como dito anteriormente, a NBR 8800 (2008) recomenda a consideração de sobrecarga mínima (Q) de 0,25 kN/m², para coberturas como telhados. Tal carga é aplicada em um plano inclinado ao plano das terças de modo que largura de influência da sobrecarga é a projeção da distância entre as terças no eixo x, como mostra a Figura 49.

Figura 49 - Largura de influência para a sobrecarga – Terças.



Fonte: Autora (2017).

Distribuindo a carga pela largura de influência, obteve-se o valor absoluto de 0,383 kN/m para a ação de sobrecarga. Sua decomposição foi obtida através das equações (43) e (44).

$$Q_x = Q \cdot \sin 11,4^\circ = 0,076 \text{ kN/m} \quad (43)$$

$$Q_y = Q \cdot \cos 11,4^\circ = 0,375 \text{ kN/m} \quad (44)$$

- b) Força concentrada de 1 kN na posição mais desfavorável.

Na seção 2.2.1.4 da NBR 6120 (1980) recomenda que elementos isolados de coberturas, como as terças, sejam dimensionados com uma carga vertical (Q') de 1 kN na posição mais desfavorável. Desse modo, a força unitária decomposta é obtida pelas equações (45) e (46):

$$Q'_x = Q' \cdot \sin 11,4^\circ = 0,198 \text{ kN} \quad (45)$$

$$Q'_y = Q' \cdot \cos 11,4^\circ = 0,98 \text{ kN} \quad (46)$$

Deve-se escolher situação mais crítica dentre as hipóteses. A consideração das duas ações simultaneamente conduz a perfis com dimensões exageradas.

- Vento

Conforme calculado na seção 3.3.1, a máxima variação de pressão na cobertura foi de 1,2 (sucção) com vento a 90° e C_{pi} igual a 0. Dessa forma, o valor absoluto da pressão do vento de sucção (W90) na terça corresponde a uma força uniformemente distribuída de 1,086 kN/m. A ação do vento incide no eixo y da seção do perfil, não sendo necessária sua decomposição.

3.5.2 Combinação de ações

Foram feitas duas combinações para ELU, expressas pelas equações (47) e (48).

- Combinação 1: situação de máxima de força vertical para baixo.

$$F = 1,25.G + 1,5.Q \quad (47)$$

Para tal combinação foram feitas outras duas: combinação 1.1 com ação de sobrecarga segundo a NBR 8800 (2008) e a combinação 1.2 com ação de sobrecarga NBR 6120 (1980).

- Combinação 2: situação de máxima força vertical para cima com vento a 0° (sucção).

$$F = 1,0.G + 1,4.W90 \quad (48)$$

Para verificação dos ELS de Deslocamentos Excessivos, foram realizadas combinações, segundo as recomendações da tabela A.1 da NBR 14762 (2010). Duas situações de carregamento devem ser aplicadas para o cálculo dos deslocamentos: a combinação rara para ações variáveis de mesmo sentido da ação permanente; vento de sucção com seu valor característico. Dessa forma, as combinações do ELS são definidas pelas equações (49) e (50).

- Combinação 3: ações variáveis de mesmo sentido que a ação permanente.

$$F = G + Q \quad (49)$$

Semelhante a combinação 1, a combinação 3 foi dividida em combinação 3.1 e combinação 3.2.

- Combinação 4: Vento de sucção com seu valor característico.

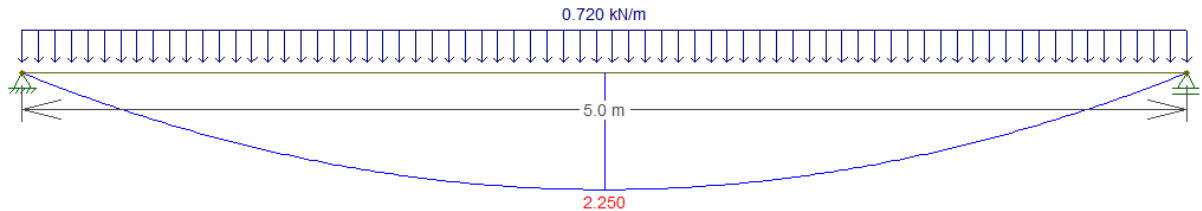
$$F = W90 \quad (50)$$

3.5.3 Verificações ELU

No caso das terças, como há carregamento nos dois eixos principais da seção, as verificações foram realizadas para o eixo x e eixo y dos perfis. Foram empregadas neste trabalho as condições de vinculação utilizadas por Sáles, Malite e Gonçalves (1996).

Para a flexão em torno do eixo x da seção, a terça foi considerada bi apoiada e os carregamentos foram aplicados em um vão de 5 metros. A Figura 50 ilustra a estrutura com os carregamentos da combinação 1.1.

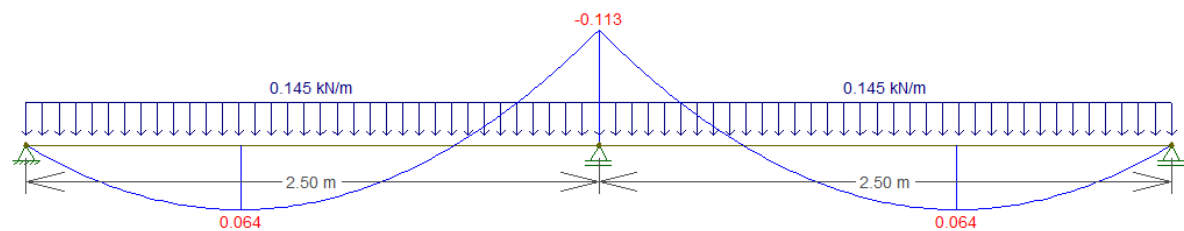
Figura 50 – Carregamento e momento fletor em torno do eixo x para combinação 1.1 (ELU) – Terças (unidade momentos fletores: kN.m).



Fonte: Autora (2017).

Para a flexão em torno do eixo y da seção, devido a presença de uma linha de corrente no plano das terças, o elemento foi considerado suportado por três apoios, sendo o vão entre eles de 2,5 metros. A Figura 51 ilustra a estrutura com os carregamentos da combinação 1.1.

Figura 51 - Carregamento e momento fletor em torno do eixo y para combinação 1.1 (ELU) – Terças (unidade momentos fletores: kN.m).



Fonte: Autora (2017).

A Tabela 15 apresenta os valores dos momentos fletores solicitantes em torno dos eixos x e y, obtidos para as combinações últimas.

Tabela 15 - Esforços solicitantes (ELU) – Terças.

	$M_{Sd,x}$	$M_{Sd,y}$
Combinação 1.1	2,249 kN.m	-0,113 kN.m
Combinação 1.2	2,330 kN.m	-0,024 kN.m
Combinação 2	-4,357 kN.m	-0,020 kN.m

Fonte: Autora (2017).

No caso de um perfil sujeito a flexão oblíqua, a resistência é garantida quando atende a condição apresentada na equação (51).

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (51)$$

Valer ressaltar que não há esforços axiais no elemento analisado. O momento resistente de cálculo é tomado como o menor valor dentre os momentos resistentes calculados nas condições de início de escoamento da seção efetiva ($M_{Rd,ESE}$), flambagem lateral com torção ($M_{Rd,FLT}$) e flambagem distorcional ($M_{Rd,FD}$).

É importante ressaltar que Sáles, Malite e Gonçalves (1996) não verificaram as barras isoladas quanto as tensões cisalhantes. De forma análoga, no presente trabalho contemplou apenas a verificação dos momentos fletores em torno dos eixos x e y das barras.

Na seção D.1 da NBR 14762 (2010) recomenda enrijecedores transversais de alma para barras sujeitas a flexão quando a relação b_w/t da alma for maior que 200. Sendo tal relação igual a 47,17, as terças dispensam enrijecedores.

As verificações foram realizadas utilizando o programa DimPerfil 4.0. O programa calcula os esforços resistentes em barras isoladas, bem como as propriedades geométricas da seção bruta e efetiva que serão usadas no cálculo de deslocamentos. Ele foi concebido com foco nas normas NBR 14762 (2010) e NBR 6355 (2012) e hoje é disponibilizado na versão demonstrativa pelo site do CBCA.

Primeiramente é necessário realizar a escolha do perfil. O programa possui um banco de dados com todos os perfis da NBR 6355 (2012) cadastrados e com suas respectivas propriedades calculadas. As características geométricas do perfil são as apresentadas na Figura 52 segundo as informações do programa.

Figura 52 – Dados perfil Ue 125x50x17x2,65 segundo DimPerfil.

DimPerfil 4.0 - Dimensionamento de Perfis de Aço Formados a Frio

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços

Dimensões do perfil [cm]

Escolha do Perfil (NBR 6355)

bw = 12.5 t = 0.265
bf = 5 alpha =
D = 1.7 beta = 90
De = theta =

Propriedades Geométricas a serem calculadas

☒ Seção Bruta
☐ Seção Efetiva NBR 14762/2010

Tensão de trabalho - σ : 24 kN/cm²

☐ Deslocamentos

☒ N 0 kN
☐ Mx 0 kN.cm
☐ My 0 kN.cm

Atualizar

Propriedades Geométrica da Seção

Calculo das Propriedades da Seção

bf = 5 cm bw = 12.5 cm D = 1.7 cm
alpha = 0 degrees beta = 90 degrees A = 6.40176 cm²
Ix = 151.27049 cm⁴ Iy = 21.38188 cm⁴ Ixy = 0 cm⁴
It = 0.14946 cm⁴ xg = -1.60818 cm yg = -6.25 cm
x0 = -3.76087 cm y0 = 0 cm r0 = 6.41199 cm
rx = 4.86102 cm ry = 1.82757 cm Wx = 24.20328 cm³
Wy = 6.30395 cm³ Iw = 694.86008 cm⁶ rxm = 0.3975 cm
pp = 0 degrees m = 5.02538 kg/m

CT CG

W S

Fonte: DimPerfil (2017).

Após a escolha do perfil, é necessário a inserção dos comprimentos de flambagem e dos esforços solicitantes para o cálculo dos esforços resistentes. A Figura 53 apresenta os valores inseridos para combinação 1.1.

Figura 53 – Informações para cálculo dos esforços – Combinação 1.1.

DimPerfil 4.0 - Dimensionamento de Perfis de Aço Formados a Frio

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços

Dimensões (cm)

bw = 12,5
bf = 5
D = 1,7
t = 0,265
alpha = 0
beta = 90

Comprimentos (cm)

Lx: 500
Ly: 250
Lt: Ly

Esforços Solicitantes

Nd: kN
Mxd: 224,89 kN.cm
Myd: 11,33 kN.cm
Vd: kN

Coeficiente de Momento

Cb: 1,3
Em X
Cb: 0
Em Y

Resultados

Resultado: NBR 14762:2001

CALCULAR

☒ Relatório ☒ Limpar anterior

Abrir Relatório Salvar Relatório Gerar Tabela

Item a ser calculado:

Var

Esforço Resistente à Compressão Centrada

NBR 14762:2010

Flexão Composta

Nrd

Mrd

Mxrd

Myrd

Flexão Composta

Cortante

Flexão e Cisalhamento

Mostrar perfil

Fonte: DimPerfil (2017).

Para finalizar a configuração, o programa requer o coeficiente C_b , calculado pela equação (52).

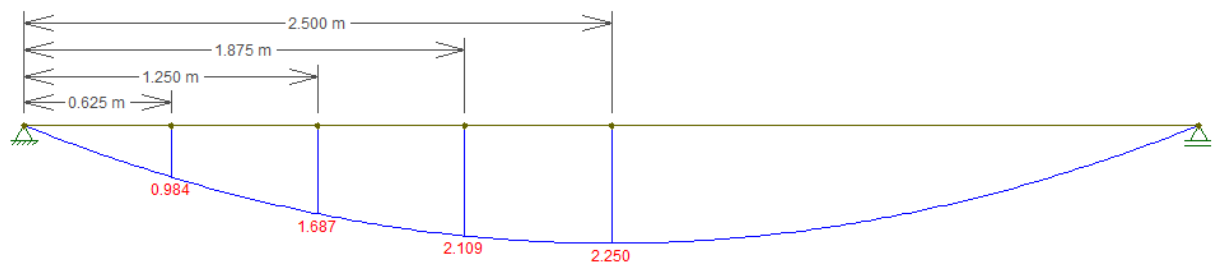
$$C_b = \frac{12,5.M_{\text{máx}}}{2,5.M_{\text{máx}} + 3.M_A + 4.M_B + 3.M_C} \quad (52)$$

Onde,

- $M_{\text{máx}}$ é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado;
- M_A é o valor do momento solicitante de cálculo, em módulo, no 1º quarto do trecho destravado (lateralmente);
- M_B é o valor do momento solicitante de cálculo, em módulo, no 2º quarto do trecho destravado (lateralmente);
- M_C é o valor do momento solicitante de cálculo, em módulo, no 3º quarto do trecho destravado (lateralmente);

O coeficiente C_b é utilizado no cálculo de momento fletor de flambagem lateral com torção que ocorre no eixo de simetria (no caso de seções monossimétrica). Nas terças em questão, o momento máximo em módulo corresponde ao da combinação 2 e a simetria ocorre em relação ao eixo x. Assim, com os valores de momento apresentados na Figura 54, o coeficiente C_b resultou no valor de 1,3.

Figura 54 – Valores para o cálculo de C_b – Combinação 1.1 (unidade momentos fletores: kN.m).



Fonte: Autora (2017).

Inserindo todos os dados, o programa realiza os cálculos e retorna os valores dos esforços resistente bem como a sua verificação com os solicitantes. Os resultados obtidos para a seção em questão foram:

- Eixo x: $M_{Rd,ESC} = 528,07 \text{ kN.cm}$ (início de escoamento da seção efetiva);
 $M_{Rd,FLT} = 432,97 \text{ kN.cm}$ (flambagem lateral com torção);
 $M_{Rd,FD} = 528,07 \text{ kN.cm}$ (flambagem distorcional).
 Portanto, $M_{Rd,x} = 432,97 \text{ kN.cm}$.

- Eixo y: $M_{Rd,ESC} = 137,54 \text{ kN.cm}$ (início de escoamento da seção efetiva);
 $M_{Rd,FLT} = 123,54 \text{ kN.cm}$ (flambagem lateral com torção);
 Portanto, $M_{Rd,y} = 123,54 \text{ kN.cm}$ (cabendo a observação que a flambagem distorcional não é crítica neste eixo).

Quanto à esbeltez, os valores obtidos são expressos pelas equações (53) e (54).

$$\lambda_x = K_x L_x / r_x = 102,67 < 200 \quad \therefore \text{OK} \quad (53)$$

$$\lambda_y = K_y L_y / r_y = 136,61 < 200 \quad \therefore \text{OK} \quad (54)$$

Verificando pela condição (51), tem-se o resultado obtido pela equação (55).

$$\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} = 0,61 \leq 1,0 \quad \therefore \text{OK} \quad (55)$$

De forma análoga, a verificação foi realizada para as demais combinações. A Tabela 16 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 16 – Verificação das terças segundo a NBR 14761 (2010).

Combinação 1.1		
Esforços (relação < 1)	Solicitante	Resistente
M_x	224,89 kN.cm	432,97 kN.cm
M_y	11,33 kN.cm	123,54 kN.cm
Verificação	0,611	OK
Combinação 1.2		
Esforços (relação < 1)	Solicitante	Resistente
M_x	233,00 kN.cm	459,31 kN.cm
M_y	2,4 kN.cm	123,54 kN.cm
Verificação	0,527	OK
Combinação 2		
Esforços (relação < 1)	Solicitante	Resistente
M_x	435,72 kN.cm	432,97 kN.cm
M_y	1,98 kN.cm	123,54 kN.cm
Verificação	1,022	NÃO OK

Fonte: Autora (2017).

A rigor, devido aos resultados obtidos para a combinação 2, o perfil não atende os critérios da NBR 14762 (2010). Entretanto, sendo o resultado obtido maior em poucas casas decimais que o limite estipulado pela norma, pode-se admitir que o perfil é adequado, sem prejuízo à segurança.

3.5.4 Verificações ELS

Para as terças do galpão foram verificados os deslocamentos decorrentes das ações gravitacionais (permanentes e sobrecarga) e das ações do vento de sucção.

- Para ações variáveis de mesmo sentido que as ações permanentes, as flechas devem ser inferiores a $L/180$ (onde L é o vão da terça);
- Para vento de sucção (ações variáveis de sentido oposto ao das ações permanentes), as flechas devem ser inferiores a $L/120$.

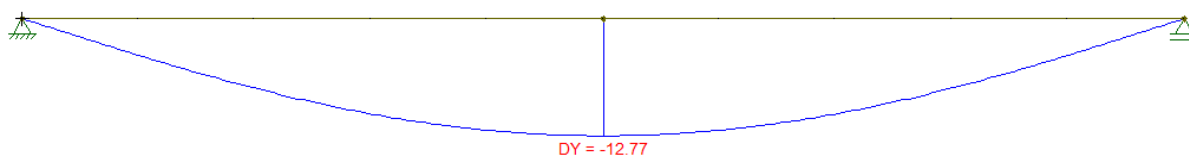
Os resultados para as ações gravitacionais são apresentados na Tabela 17 e na Figura 55.

Tabela 17 – Flechas para as ações gravitacionais – Terças.

$\delta_{MÁX}$	12,77 mm (Combinação 3.1)
$\delta_{LÍMITE}$	27,78 mm ($L/180$)
Verificação	OK

Fonte: Autora (2017).

Figura 55 – Deslocamentos da combinação 3.1 (ELS) – Terças (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

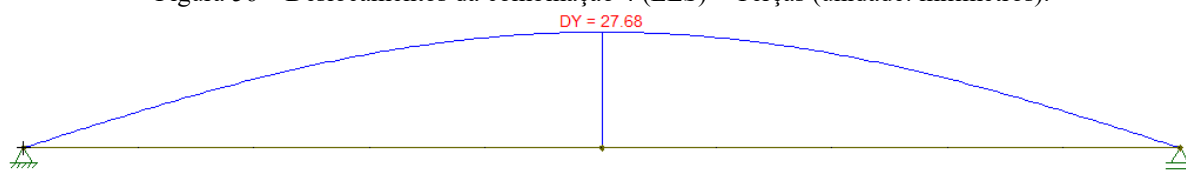
Os resultados para ações de vento de sucção são apresentados na Tabela 18 e na Figura 56.

Tabela 18 – Flechas para as ações de vento de sucção – Terças.

$\delta_{MÁX}$	27,68 mm (Combinação 4)
$\delta_{LÍMITE}$	41,67 mm ($L/120$)
Verificação	OK

Fonte: Autora (2017).

Figura 56 – Deslocamentos da combinação 4 (ELS) – Terças (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

De acordo com tais resultados, conclui-se que os deslocamentos obtidos atendem as prescrições da NBR 14762 (2010) referente aos ELS.

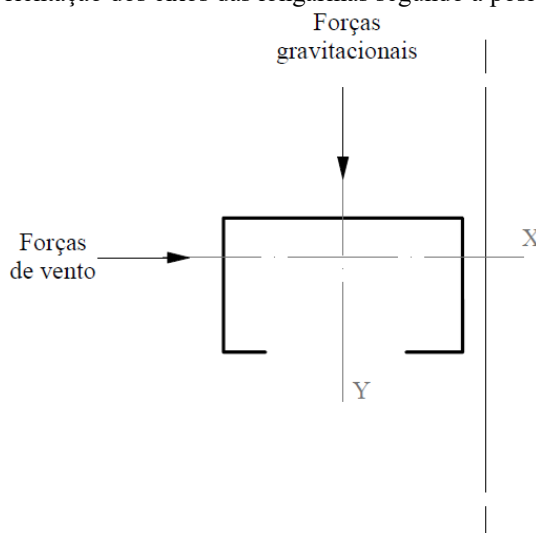
3.6 Longarinas de Fechamento Lateral

Os cálculos de verificação das longarinas foram realizados de forma semelhante aos da terça de cobertura, com as devidas modificações. A seguir são apresentados os resultados finais obtidos para cada elemento, com as considerações específicas mais relevantes.

3.6.1 Ações

As ações permanentes de peso próprio e as ações de vento incidentes nos fechamentos fazem as longarinas trabalharem à flexão oblíqua, segundo os eixos principais de inércia x e y , conforme ilustrado na Figura 57.

Figura 57 – Orientação dos eixos das longarinas segundo a posição das mesmas.

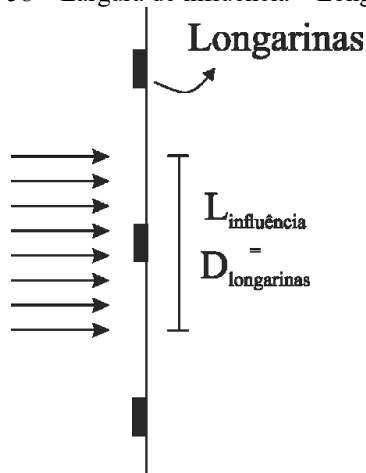


Fonte: Autora (2017).

- Permanentes

A largura de influência de influência das vigas de tapamento é equivalente a distância entre duas longarinas, como mostra a Figura 58.

Figura 58 – Largura de influência – Longarinas.



Fonte: Autora (2017).

Distribuindo o peso estimado da telha de $0,05 \text{ kN/m}^2$ pela largura de influência, obteve-se valor de $0,075 \text{ kN/m}$. Segundo a NBR 6355 (ABNT, 2012), o peso próprio do perfil corresponde a uma carga uniformemente distribuída de $5,03 \text{ kg/m}$, ou $0,053 \text{ kN/m}$. Assim o valor da carga permanente (G) atuante nas longarinas laterais resulta em $0,125 \text{ kN/m}$, aplicado no eixo y.

- Vento

A máxima variação de pressão no fechamento lateral foi de 1,0 (sobrepessão) com vento a 90° , com C_{pi} igual a -0,3. Assim, o resultado da força do vento (W90) na longarina lateral corresponde a $0,87 \text{ kN/m}$, sendo este incidente no eixo x do perfil.

3.6.2 Combinação de ações

Como não há ações de sobrecarga nas longarinas, foi realizada apenas uma combinação para ELU, expressa pela equação (56).

- Combinação 1: vento como única variável principal (soma vetorial – ações com direções diferentes).

$$F = 1,25.G + 1,4.W90 \quad (56)$$

Quanto ao ELS, foram realizadas duas combinações, expressas pelas equações (57) e (58). Considerou-se a Combinação Rara para deslocamentos paralelos ao plano de fechamento (ações aplicadas no eixo y), conforme recomendado na seção A.2.4 da NBR 14762 (2010). Por sua vez, seguindo as recomendações da tabela A.1 da referida norma, para deslocamentos perpendiculares ao plano de fechamento (ações aplicadas no eixo x) considerou-se apenas as ações variáveis em seu valor característico.

- Combinação 2: deslocamentos paralelos ao plano de fechamento;

$$F = G \quad (57)$$

- Combinação 3: deslocamentos perpendiculares ao plano de fechamento.

$$F = W90 \quad (58)$$

3.6.3 Verificações ELU

Analogamente às terças, os vãos entre os apoios das barras de fechamento lateral possuem 5 metros, tendo a presença de uma linha de corrente em cada vão. A Tabela 19 apresenta os esforços solicitantes nos eixos x e y obtidos para a combinação de ELU.

Tabela 19 - Esforços solicitantes (ELU) – Longarinas laterais.

	Combinação 1
M_{Sd,x}	-0,122 kN.m
M_{Sd,y}	-3,806 kN.m

Fonte: Autora (2017).

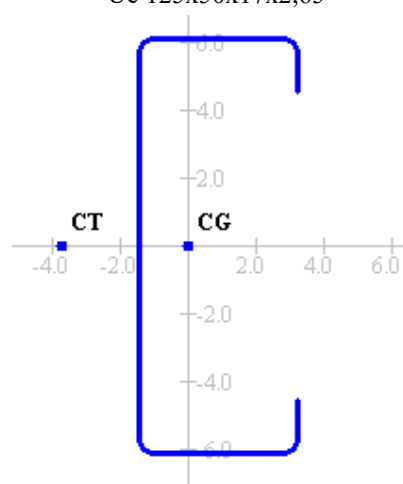
As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 20 e Figura 59.

Tabela 20 - Geometria do perfil Ue 125x50x17x2,65

Ue 125x50x17x2,65			
b_w	125 mm	Coefficiente de momento	
b_f	50 mm		
e	17 mm	Comprimentos de flambagem	
t = r_i	2,65 mm		
A	6,40 cm ²	C_{b,y}	1,30
I_x	21,38 cm ⁴	K_x.L_x	250,00 cm
I_y	151,27 cm ⁴	K_y.L_y	500,00 cm
r_x	1,83 cm	K_z.L_z	250,00 cm
r_y	4,86 cm		
I_t	0,149 cm ⁴		
C_w	694,89 cm ⁶		
Y₀	-3,76 cm		

Fonte: Autora (2017).

Figura 59 - Disposição do perfil Ue 125x50x17x2,65



Fonte: DimPerfil (2017).

O programa adota a orientação dos eixos da seção de forma oposta ao definido neste estudo. Dessa forma, vale salientar que a inserção dos valores foi realizada com eixos invertidos. Realizando a retirada dos dados de forma correta, tal medida não prejudicou a fidelidade dos resultados encontrados.

Na Tabela 21 apresenta a verificação dos esforços retornados pelo programa.

Tabela 21 - Resultados para o perfil Ue 125x50x17x2,65 - Longarinas laterais.

Enrijecedores ($b_w/t < 200$)		
b_w/t	47,170	
Dispensa enrijecedores transversais		
Esforços (relação < 1)	Solicitante	Resistente
M_x	12,24 kN.cm	123,54 kN.cm
M_y	380,63 kN.cm	432,97 kN.cm
Verificação	0,978	OK

Esbeltez (< 200)	X	Y
	136,61	102,67
Verificação	OK	OK

Fonte: Autora (2017).

Diante dos resultados, conclui-se que o perfil atende aos critérios da NBR 14762 (2010).

3.6.4 Verificações ELS

Para as longarinas do galpão foram verificados os seguintes critérios:

- Deslocamentos máximos paralelos ao plano do fechamento devem ser inferiores a $L/180$ (onde L é o vão da longarina). Estes deslocamentos são decorrentes das ações permanentes;
- Deslocamentos máximos perpendiculares ao plano do fechamento devem ser inferiores a $L/120$. Estes deslocamentos são decorrentes do vento na face de barlavento.

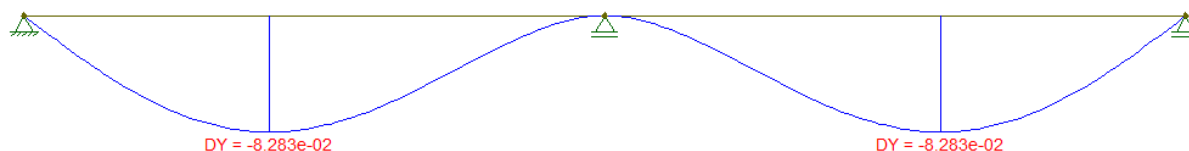
Os resultados para os deslocamentos máximos paralelos ao plano do fechamento são apresentados Tabela 22 na e na Figura 60.

Tabela 22 – Deslocamentos máximos paralelos ao plano do fechamento – Longarinas laterais.

$\delta_{MÁX}$	0,08 mm	(Combinação 2)
δ_{LIMITE}	27,78 mm	(L/180)
Verificação	OK	

Fonte: Autora (2017).

Figura 60 – Deslocamento da combinação 2 (ELS) – Longarinas laterais (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

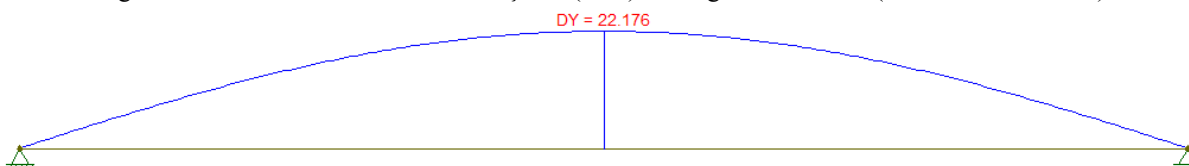
Os resultados para ações de vento na face de barlavento são apresentados na Tabela 23 e na Figura 61.

Tabela 23 – Deslocamentos máximos perpendiculares ao plano do fechamento – Longarinas laterais.

$\delta_{MÁX}$	22,18 mm	(Combinação 3)
δ_{LIMITE}	41,67 mm	(L/120)
Verificação	OK	

Fonte: Autora (2017).

Figura 61 – Deslocamento da combinação 3 (ELS) – Longarinas laterais (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

A partir de tais resultados, conclui-se que os deslocamentos obtidos atendem as prescrições da NBR 14762 (2010).

3.7 Longarinas de Fechamento Frontal

A mesma orientação de eixos das longarinas de fechamento lateral foi adotada para as longarinas de fechamento frontal.

3.7.1 Ações

- Permanentes

Sendo os valores da largura de influência e do peso das telhas os mesmos considerados para as longarinas laterais, a carga linear oriunda das telhas correspondeu a 0,075 kN/m. O peso próprio do perfil, retirado da NBR 6355 (2012), equivale a 0,06 kN/m. Assim o valor da carga permanente (G) atuante nas longarinas frontais foi de 0,136 kN/m, aplicada no eixo y.

- Vento

A máxima variação de pressão no fechamento frontal foi de 1,0 (sobrepessão) com vento a 0° e C_{pi} igual a -0,3. O valor da força do vento (W_0) na longarina frontal corresponde a 0,87 kN/m, sendo este incidente no eixo x do perfil.

3.7.2 Combinação de ações

Uma única combinação foi realizada para ELU, expressa pela equação (59).

- Combinação 1: vento como única variável principal (soma vetorial – ações com direções diferentes).

$$F = 1,25.G + 1,4.W_0 \quad (59)$$

Foram adotados os mesmos critérios do fechamento lateral para as combinações de ELS realizadas para longarinas frontais, expressas pelas equações (60) e (61).

- Combinação 2: deslocamentos paralelos ao plano de fechamento;

$$F = G \quad (60)$$

- Combinação 3: deslocamentos perpendiculares ao plano de fechamento.

$$F = W_0 \quad (61)$$

3.7.3 Verificações ELU

Os vãos entre os apoios das barras de fechamento lateral possuem 6794 milímetros, tendo a presença de duas linhas de correntes em cada vão. A Tabela 24 apresenta os esforços solicitantes dos eixos x e y obtidos para a combinação de ELU.

Tabela 24 - Esforços solicitantes (ELU) – Longarinas frontais.

	Combinação 1
M_{Sd,x}	-0,087kN.m
M_{Sd,y}	-7,028 kN.m

Fonte: Autora (2017).

As características geométricas do perfil são as apresentadas na Tabela 25 e na Figura 62.

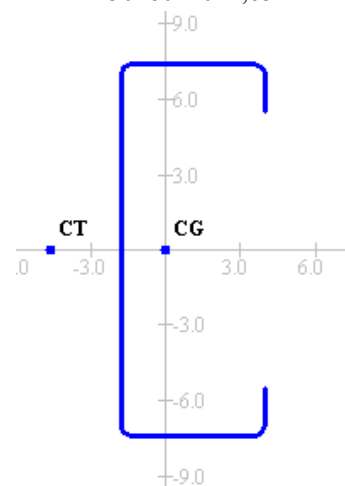
Tabela 25 - Geometria do perfil Ue 150x60x20x2,65.

Ue 150x60x20x2,65	
b_w	150 mm
b_f	60 mm
e	20 mm
t = r_i	2,65 mm
A	7,75 cm ²
I_x	38,04 cm ⁴
I_y	266,92 cm ⁴
r_x	2,22 cm
r_y	5,87 cm
I_t	0,181 cm ⁴
C_w	1792,373 cm ⁶
Y₀	-4,557 cm

Coefficiente de momento	
C_{b,y}	1,30
Comprimentos de flambagem	
K_x.L_x	213,97 cm
K_y.L_y	641,90 cm
K_z.L_z	213,97 cm

Fonte: Autora (2017).

Figura 62 - Disposição do perfil Ue 150x60x20x2,65.



Fonte: DimPerfil (2017).

A Tabela 26 apresenta a verificação dos esforços retornados pelo programa.

Tabela 26 - Resultados para o perfil Ue 150x60x20x2,65 - Longarinas frontais.

Enrijecedores (b_w/t < 200)	
b_w/t	56,604

Dispensa enrijecedores transversais

Esforços (relação < 1)	Solicitante	Resistente
M_x	8,7 kN.cm	195,51 kN.cm
M_y	702,8 kN.cm	733,21 kN.cm
Verificação	1,022	NÃO OK

Esbeltez	X	Y
(< 200)	102,47	115,74
Verificação	OK	OK

Fonte: Autora (2017).

Com base nos resultados, o perfil não atende os critérios da NBR 14762 (2010). Entretanto, sendo o resultado obtido maior em poucas casas decimais que o limite estipulado pela norma, pode-se admitir que o perfil atende as verificações da norma.

3.7.4 Verificações ELS

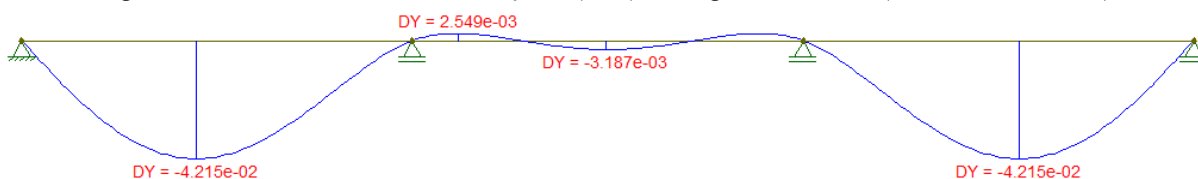
Os resultados de deslocamentos máximos paralelos ao plano do fechamento (ações permanentes) são apresentados na Tabela 27 e na Figura 63.

Tabela 27 - Deslocamentos máximos paralelos ao plano do fechamento – Longarinas frontais.

$\delta_{MÁX}$	0,04 mm (Combinação 2)
$\delta_{LÍMITE}$	37,74 mm (L/180)
Verificação	OK

Fonte: Autora (2017).

Figura 63 – Deslocamento da combinação 2 (ELS) – Longarinas frontais (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

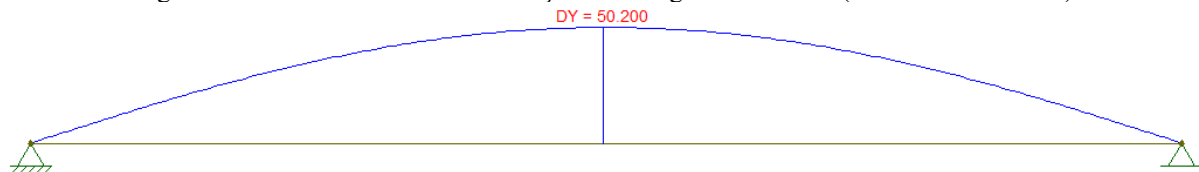
Os resultados de deslocamentos máximos para ações de vento na face de barlavento são apresentados na Tabela 28 e na Figura 64.

Tabela 28 - Deslocamentos máximos perpendiculares ao plano do fechamento – Longarinas frontais.

$\delta_{MÁX}$	50,20 mm (Combinação 3)
$\delta_{LÍMITE}$	56,62 mm (L/120)
Verificação	OK

Fonte: Autora (2017).

Figura 64 - Deslocamento da combinação 3 – Longarinas frontais (unidade: milímetros).



Fonte: Autora (2017).

Assim, conclui-se que os deslocamentos obtidos atendem as prescrições da norma.

4 DISCUSSÃO E CONCLUSÃO

Antes da elaboração de normas brasileiras, o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio era realizado com base em normas estrangeiras. Grandes alterações podem ser observadas entre os critérios adotados por ambas, principalmente no que diz respeito ao método de avaliação da segurança estrutural.

No presente trabalho, foram estudados ao todo nove elementos estruturais, os quais foram dimensionados e verificados em Sáles, Malite e Gonçalves (1996) segundo os critérios da norma americana do AISI (1980), baseada no Método das Tensões Admissíveis (MTA). Para cada elemento verificou-se a esbeltez máxima, a resistência e os deslocamentos máximos em regime de serviço, tendo como referência agora os critérios da NBR 14762 (2010), baseada no Método dos Estados Limites (MEL). A Tabela 29 apresenta um resumo teórico dos resultados obtidos.

Tabela 29 – Resultados das verificações dos elementos dimensionados em Sáles, Malite e Gonçalves (1996) aplicando-se os critérios da NBR 14762 (2010).

Elementos\Verificações		Limite de Esbeltez	Esforços	Deslocamentos
Treliça de cobertura	Banzos	OK	OK	OK
	Diagonais e montantes	OK	OK	OK
Coluna treliçada	Banzos	OK	Não atende os requisitos da norma	OK
	Diagonais	OK	OK	OK
Coluna de fechamento	Banzos	OK	OK	OK
	Diagonais	OK	OK	OK
Terças		OK	OK	OK
Longarinas Laterais		OK	OK	OK
Longarinas Frontais		OK	OK	OK

Fonte: Autora (2017).

Todos os elementos adotados por Sáles, Malite e Gonçalves (1996) atenderam as especificações quanto ao limite de esbeltez à compressão e aos deslocamentos máximos. Dentre as análises, em apenas um elemento os esforços solicitantes foram superiores aos esforços resistentes calculados com os critérios da NBR 14762 (2010).

A segunda análise feita se deu pelos resultados obtidos entre a norma do AISI (1980), baseada no MTA, e a NBR 14762 (2010), baseada no MEL. Admitindo os perfis dimensionados em Sáles, Malite e Gonçalves (1996), realizou-se a comparação entre a razão dos esforços solicitantes e dos esforços resistentes obtidos pela NBR 14762 (2010) e a razão tensão solicitante e tensão admissível com a norma do AISI (1980). A Tabela 30 e a Tabela 31 apresentam as razões entre solicitações e resistências mencionadas, sendo:

- $\sigma_{\text{máx}}$: tensão máxima atuante;
- $\bar{\sigma}$: tensão admissível;
- $N_{\text{c,Sd}}$: força axial solicitante de compressão;
- $N_{\text{c,Rd}}$: força axial resistente de compressão;
- $N_{\text{t,Sd}}$: força axial solicitante de tração;
- $N_{\text{t,Rd}}$: força axial resistente de tração;
- $M_{\text{Sd,x}}$: momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x;
- $M_{\text{Rd,x}}$: momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x;
- $M_{\text{Sd,y}}$: momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y;
- $M_{\text{Rd,y}}$: momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y.

Tabela 30 - Comparação dos resultados: AISI (1980) e NBR 14762 (2010) para as estruturas em treliça.

Banzos - Treliça de cobertura								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	5,44 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	53,84 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	6,67 kN/cm ²	$N_{t,Sd}$	56,73 kN
	$\bar{\sigma}$	6,73 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	53,31 kN	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$N_{t,Rd}$	150,64 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,81	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	1,01	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,46	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,38
Maior comprimento	$\sigma_{\text{máx}}$	2,60 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	33,11 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	-	$N_{t,Sd}$	36,72 kN
	$\bar{\sigma}$	3,57 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	34,82 kN	$\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Rd}$	150,64 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,73	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,95	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,24
Diagonais e montantes - Treliça de cobertura								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	4,90 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	41,57 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	5,20 kN/cm ²	$N_{t,Sd}$	36,98 kN
	$\bar{\sigma}$	8,92 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	58,22 kN	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$N_{t,Rd}$	110,60 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,55	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,71	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,36	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,33
Maior comprimento	$\sigma_{\text{máx}}$	2,70 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	18,79 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	2,82 kN/cm ²	$N_{t,Sd}$	12,68 kN
	$\bar{\sigma}$	3,30 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	20,84 kN	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$N_{t,Rd}$	110,60 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,82	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,90	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,20	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,11
Banzos - Coluna treliçada								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	5,34 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	47,04 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	10,54 kN/cm ²	$N_{t,Sd}$	84,89 kN
	$\bar{\sigma}$	6,67 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	30,17 kN	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$N_{t,Rd}$	140,73 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,80	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	1,56	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,73	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,60

Tabela 30 - Comparação dos resultados: AISI (1980) e NBR 14762 (2010) para as estruturas em treliça - Continuação

Diagonais - Coluna treliçada								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	6,33 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	32,78 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	4,29 kN/cm ²	$N_{t,Sd}$	37,48 kN
	$\bar{\sigma}$	9,63 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	58,22 kN	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$N_{t,Rd}$	87,49 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,66	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,56	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,30	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,43
Banzos - Coluna de fechamento frontal								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	5,44 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	22,91 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	-	$N_{t,Sd}$	39,18 kN
	$\bar{\sigma}$	5,94 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	23,25 kN	$\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Rd}$	124,36 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,92	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,99	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,32
Diagonais - Coluna de fechamento frontal								
Compressão					Tração			
Máximos	$\sigma_{\text{máx}}$	8,74 kN/cm ²	$N_{c,Sd}$	32,22 kN	$\sigma_{\text{máx}}$	-	$N_{t,Sd}$	20,84 kN
	$\bar{\sigma}$	9,08 kN/cm ²	$N_{c,Rd}$	36,50 kN	$\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Rd}$	64,15 kN
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,96	$N_{c,Sd}/N_{c,Rd}$	0,88	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	-	$N_{t,Sd}/N_{t,Rd}$	0,32

Fonte: Autora (2017).

Tabela 31 - Comparação dos resultados: AISI (1980) e NBR 14762 (2010) para as barras isoladas.

Terças								
Combinação	Flexão em X				Flexão em Y			
Permanente + Sobrecarga	$\sigma_{\text{máx}}$	6,37 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,x}}$	224,89 kN.cm	$\sigma_{\text{máx}}$	1,27 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,y}}$	11,33 kN.cm
	$\bar{\sigma}$	10,03 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,x}}$	432,97 kN.cm	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,y}}$	123,54 kN.cm
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,63	$M_{\text{Sd,x}}/M_{\text{Rd,x}}$	0,52	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,09	$M_{\text{Sd,y}}/M_{\text{Rd,y}}$	0,09
Permanente + Vento Sucção	$\sigma_{\text{máx}}$	12,90 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,x}}$	435,72 kN.cm	$\sigma_{\text{máx}}$	-	$M_{\text{Sd,y}}$	1,98 kN.cm
	$\bar{\sigma}$	13,34 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,x}}$	432,97 kN.cm	$\bar{\sigma}$	-	$M_{\text{Rd,y}}$	123,54 kN.cm
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,97	$M_{\text{Sd,x}}/M_{\text{Rd,x}}$	1,01	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	-	$M_{\text{Sd,y}}/M_{\text{Rd,y}}$	0,02
Longarinas Laterais								
Combinação	Flexão em X				Flexão em Y			
Permanente + Vento sobrepessão	$\sigma_{\text{máx}}$	1,56 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,x}}$	12,24 kN.cm	$\sigma_{\text{máx}}$	11,10 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,y}}$	380,63 kN.cm
	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,x}}$	123,54 kN.cm	$\bar{\sigma}$	13,34 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,y}}$	432,97 kN.cm
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,11	$M_{\text{Sd,x}}/M_{\text{Rd,x}}$	0,10	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,83	$M_{\text{Sd,y}}/M_{\text{Rd,y}}$	0,88
Longarinas Frontais								
Combinação	Flexão em X				Flexão em Y			
Permanente + Vento sobrepessão	$\sigma_{\text{máx}}$	0,70 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,x}}$	8,70 kN.cm	$\sigma_{\text{máx}}$	11,97 kN/cm ²	$M_{\text{Sd,y}}$	702,80 kN.cm
	$\bar{\sigma}$	14,40 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,x}}$	192,38 kN.cm	$\bar{\sigma}$	16,90 kN/cm ²	$M_{\text{Rd,y}}$	719,04 kN.cm
	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,05	$M_{\text{Sd,x}}/M_{\text{Rd,x}}$	0,05	$\sigma_{\text{máx}}/\bar{\sigma}$	0,71	$M_{\text{Sd,y}}/M_{\text{Rd,y}}$	0,98

Fonte: Autora (2017).

No projeto original apresentado em Sáles, Malite e Gonçalves (1996), alguns elementos não foram verificados quanto aos esforços de tração. Além disso, o momento fletor em torno do eixo y para a primeira combinação das terças (permanente + sobrecarga) foi desprezado. Por essa razão, as tabelas anteriores não apresentam os valores de tais solicitações.

De forma geral, para as solicitações axiais de compressão das estruturas em treliça, a razão entre os esforços solicitantes e resistentes da NBR 14762 (2010) foram maiores que a razão entre tensões solicitantes e tensões admissíveis da AISI (1980). O oposto ocorreu as solicitações de tração.

Quanto as barras submetidas à flexão, como as terças da cobertura e as longarinas laterais e frontais do fechamento do galpão, observou-se que para o eixo de maior inércia de cada perfil estudado, a relação entre os esforços solicitantes e resistentes da NBR 14762 (2010) foi maior que a relação entre as tensões solicitantes e admissíveis da AISI (1980).

Analisando o projeto do galpão com as atuais normas vigentes, o perfil que não atendeu aos critérios da NBR 14762 (2010) não poderiam ser utilizado na execução do galpão. O perfil adotado por Sáles, Malite e Gonçalves (1996) para banzos da coluna treliçada da seção transversal precisaria ser alterado. Por outro lado, seria possível uma otimização do perfil atribuído para as diagonais da coluna treliçada, visto que este apresentou resistências consideravelmente inferiores aos limites da referida norma.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

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

_____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

AISI – AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **Cold-Formed Steel Design Manual**. Washington DC, 1980.

_____. **LRFD Cold-Formed Steel Design Manual**. Washington DC, 1991.

BELLEI, I. H. **Edifício industriais em aço**. Pini, 6 ed. São Paulo, 2010.

CHODRAUI, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

JAVARONI, C. E. **Estruturas de aço: dimensionamento de perfis formados a frio**. Campus, 1 ed. Rio de Janeiro, 2015.

MALITE, M. **A nova norma de dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio: mais um avanço da construção metálica no Brasil**. Revista Construção Metálica, Ano 12. n. 55. 2002.

MENDES, C. L. **Estudo teórico sobre perfis formado a frio em situação de incêndio.** Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

PINHO, F. O; BELLEI, I. H.; PINHO, M. O. **Edifício de múltiplos andares em aço.** Pini, 1 ed. São Paulo, 2004.

SÁLES, J. J.; NETO, J. M.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. **Segurança nas estruturas – Teoria e exemplos.** Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

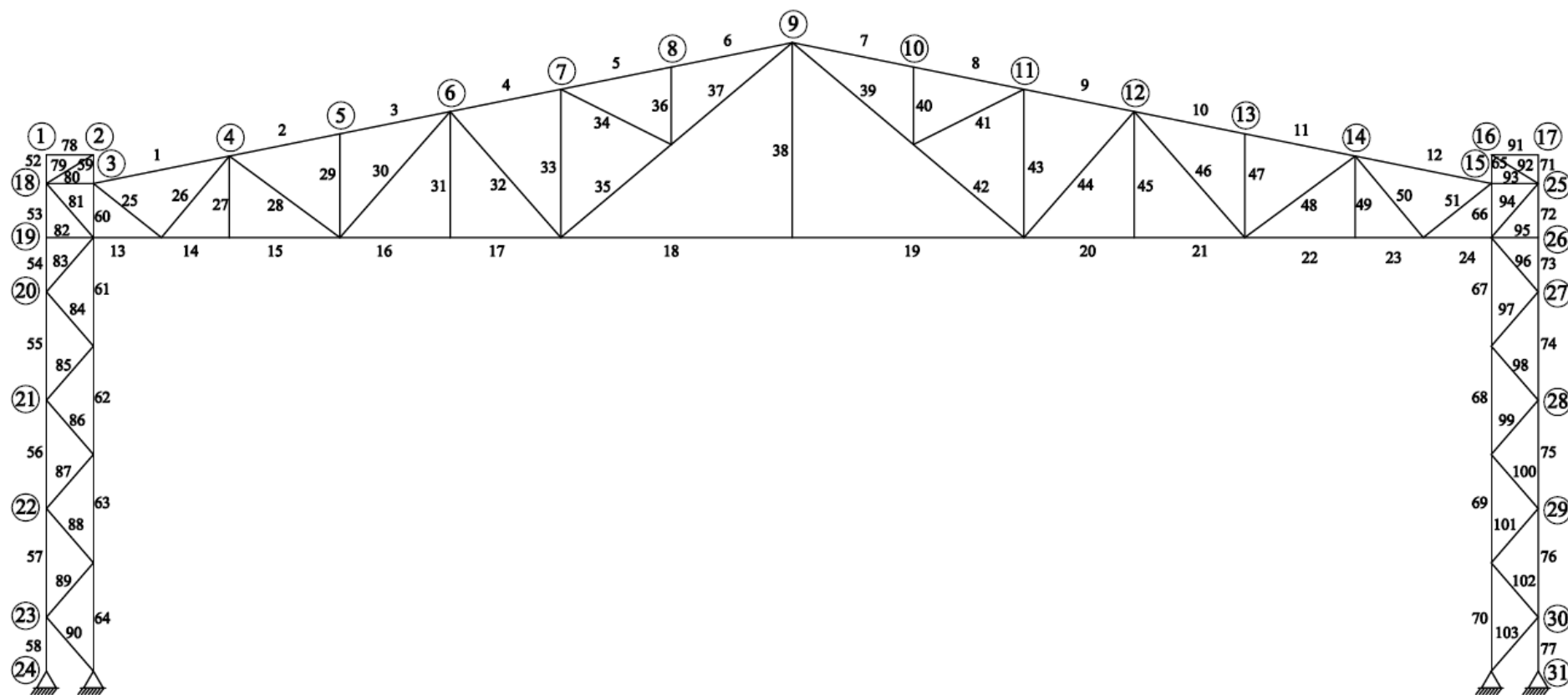
SÁLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. **Edifício Industrial em Perfis de Chapa Dobrada.** Apostila. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1996.

SILVA, E. L.; PIERIN, I.; SILVA, V. P. **Manual de construção em aço: estruturas compostas por perfis formados a frio.** Dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme a ABNT NBR 14762:2010 e ABNT NBR 6355:2012. Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA). Rio de Janeiro, 2014.

YU, W. W. **Cold Formed Design.** 3rd. ed. New York: John Wiley & Sons, 2000.

APÊNDICE A – Valores de cálculo tabelados da seção transversal.

Figura 65 – Numeração dos nós e das barras – Pórtico.



Fonte: Autora (2017).

Tabela 32 – Valores tabelados das forças nodais – Pórtico (sinais na convenção cartesiana).

Nó	Permanente (G)	Sobrecarga (Q)	Vento a 0° (W0)		Vento a 90° (W90)	
			Forças Verticais	Forças Horizontais	Forças Verticais	Forças Horizontais
1	-4,80 kN	-	-	-1,97 kN	-	1,70 kN
2	-1,50 kN	-1,20 kN	-	-	-	-
3	-	-	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
4	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
5	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
6	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
7	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
8	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	-0,65 kN	4,80 kN	-0,97 kN
9	-1,22 kN	-2,00 kN	6,45 kN	0,00 kN	6,40 kN	-0,64 kN
10	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
11	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
12	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
13	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
14	-1,22 kN	-2,00 kN	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
15	-	-	3,23 kN	0,65 kN	1,60 kN	0,32 kN
16	-1,50 kN	-1,20 kN	-	-	-	-
17	-4,80 kN	-	-	1,97 kN	-	0,99 kN
18	-	-	-	-1,33 kN	-	1,15 kN
19	-	-	-	-1,74 kN	-	1,50 kN
20	-	-	-	-2,61 kN	-	2,25 kN
21	-	-	-	-3,48 kN	-	3,00 kN
22	-	-	-	-3,48 kN	-	3,00 kN
23	-	-	-	-2,61 kN	-	2,25 kN
24	-	-	-	-0,87 kN	-	0,75 kN
25	-	-	-	1,33 kN	-	0,67 kN
26	-	-	-	1,74 kN	-	0,87 kN
27	-	-	-	2,61 kN	-	1,31 kN
28	-	-	-	3,48 kN	-	1,74 kN
29	-	-	-	3,48 kN	-	1,74 kN
30	-	-	-	2,61 kN	-	1,31 kN
31	-	-	-	0,87 kN	-	0,44 kN

Fonte: Autora (2017).

Tabela 33 – Valores tabelados dos carregamentos das combinações – Pórtico (valores em kN e sinais na

Nó	Combinações													
	1		2		3		4		5		6		7	
	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.	F. Vert.	F. Horiz.
1	-6,00	-	-4,80	-2,76	-4,80	2,38	-6,00	1,43	-4,80	2,38	-4,80	-	-4,80	0,51
2	-3,68	-	-1,50	-	-1,50	-	-3,68	-	-2,94	-	-2,22	-	-1,50	-
3	-	-	4,52	-0,91	6,72	-1,35	4,03	-0,81	6,72	-1,35	-	-	1,44	-0,29
4	-4,53	-	3,30	-0,91	5,50	-1,35	-0,49	-0,81	3,10	-1,35	-2,42	-	0,22	-0,29
5	-4,53	-	3,30	-0,91	5,50	-1,35	-0,49	-0,81	3,10	-1,35	-2,42	-	0,22	-0,29
6	-4,53	-	3,30	-0,91	5,50	-1,35	-0,49	-0,81	3,10	-1,35	-2,42	-	0,22	-0,29
7	-4,53	-	3,30	-0,91	5,50	-1,35	-0,49	-0,81	3,10	-1,35	-2,42	-	0,22	-0,29
8	-4,53	-	3,30	-0,91	5,50	-1,35	-0,49	-0,81	3,10	-1,35	-2,42	-	0,22	-0,29
9	-4,53	-	7,81	0,00	7,74	-0,90	0,85	-0,54	5,34	-0,90	-2,42	-	0,70	-0,19
10	-4,53	-	3,30	0,91	1,02	0,45	-3,18	0,27	-1,38	0,45	-2,42	-	-0,74	0,10
11	-4,53	-	3,30	0,91	1,02	0,45	-3,18	0,27	-1,38	0,45	-2,42	-	-0,74	0,10
12	-4,53	-	3,30	0,91	1,02	0,45	-3,18	0,27	-1,38	0,45	-2,42	-	-0,74	0,10
13	-4,53	-	3,30	0,91	1,02	0,45	-3,18	0,27	-1,38	0,45	-2,42	-	-0,74	0,10
14	-4,53	-	3,30	0,91	1,02	0,45	-3,18	0,27	-1,38	0,45	-2,42	-	-0,74	0,10
15	-	-	4,52	0,91	2,24	0,45	1,34	0,27	2,24	0,45	-	-	0,48	0,10
16	-3,68	-	-1,50	-	-1,50	-	-3,68	-	-2,94	-	-2,22	-	-1,50	-
17	-6,00	-	-4,80	2,76	-4,80	1,38	-6,00	0,83	-4,80	1,38	-4,80	-	-4,80	0,30
18	-	-	-	-1,87	-	1,61	-	0,97	-	1,61	-	-	-	0,35
19	-	-	-	-2,44	-	2,10	-	1,26	-	2,10	-	-	-	0,45
20	-	-	-	-3,65	-	3,15	-	1,89	-	3,15	-	-	-	0,68
21	-	-	-	-4,87	-	4,20	-	2,52	-	4,20	-	-	-	0,90
22	-	-	-	-4,87	-	4,20	-	2,52	-	4,20	-	-	-	0,90
23	-	-	-	-3,65	-	3,15	-	1,89	-	3,15	-	-	-	0,68
24	-	-	-	-1,22	-	1,05	-	0,63	-	1,05	-	-	-	0,23
25	-	-	-	1,87	-	0,93	-	0,56	-	0,93	-	-	-	0,20
26	-	-	-	2,44	-	1,22	-	0,73	-	1,22	-	-	-	0,26
27	-	-	-	3,65	-	1,83	-	1,10	-	1,83	-	-	-	0,39
28	-	-	-	4,87	-	2,44	-	1,46	-	2,44	-	-	-	0,52
29	-	-	-	4,87	-	2,44	-	1,46	-	2,44	-	-	-	0,52
30	-	-	-	3,65	-	1,83	-	1,10	-	1,83	-	-	-	0,39
31	-	-	-	1,22	-	0,61	-	0,37	-	0,61	-	-	-	0,13

Fonte: Autora (2017).

Tabela 34 – Valores tabelados da envoltória de esforços axiais – Pórtico.

Barra	N _{max} (kN)	N _{min} (kN)	L _{barra} (m)	
Banzos - Trelça de Cobertura	1	10,43	-6,43	1,92
	2	40,74	-42,87	1,56
	3	48,43	-49,43	1,56
	4	49,80	-49,42	1,56
	5	55,43	-53,84	1,56
	6	56,73	-53,76	1,71
	7	51,84	-53,73	1,71
	8	50,98	-53,80	1,56
	9	47,70	-50,70	1,56
	10	40,62	-42,93	1,56
	11	39,68	-42,91	1,56
	12	13,31	-6,44	1,92
	13	34,86	-28,92	0,94
	14	19,57	-19,71	0,94
	15	19,66	-19,81	1,53
	16	35,71	-37,19	1,53
	17	43,30	-43,44	1,53
	18	36,72	-33,11	3,21
	19	36,72	-33,09	3,21
	20	42,21	-29,21	1,53
	21	42,20	-29,20	1,53
	22	19,69	-15,67	1,53
	23	19,59	-15,63	0,94
	24	32,32	-28,96	0,94
Diagonais/Montantes - Trelça de Cobertura	25	36,94	-41,57	1,20
	26	34,43	-30,60	1,47
	27	0,02	-0,66	1,13
	28	19,90	-21,55	1,90
	29	12,79	-11,82	1,44
	30	8,78	-8,45	2,32
	31	5,71	-4,47	1,75
	32	1,65	-1,98	2,32
	33	8,65	-5,51	2,05
	34	3,50	-4,53	1,71
	35	8,57	-13,47	2,00
	36	5,53	-4,29	1,07
	37	12,68	-18,79	2,19
	38	0,04	-0,04	2,70
	39	12,64	-9,52	2,19
	40	3,27	-4,30	1,07
	41	3,46	-2,62	1,71
	42	8,66	-6,51	2,00
	43	5,28	-6,90	2,05
	44	1,75	-3,78	2,32
	45	-0,01	-0,03	1,75
	46	7,72	-9,80	2,32
	47	3,43	-4,50	1,44
	48	19,93	-15,44	1,90
	49	0,04	-0,09	1,13
	50	23,85	-30,64	1,47
	51	36,98	-28,59	1,20

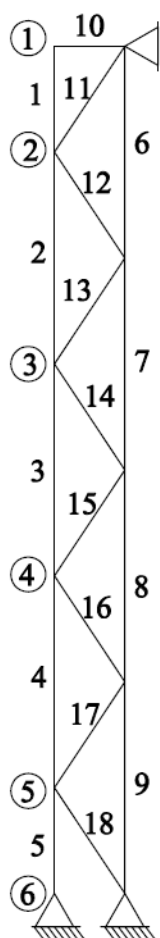
Tabela 34 - Valores tabelados da envoltória de esforços axiais – Pórtico – Continuação.

Banzos - Colunas Treliçada	52	-4,66	-6,06	0,40
	53	17,90	-35,57	0,75
	54	18,10	-35,88	0,75
	55	5,95	-21,46	1,50
	56	10,41	-8,69	1,50
	57	39,66	-22,87	1,50
	58	84,89	-37,71	0,75
	59	1,65	-5,98	0,40
	60	33,57	-30,55	0,75
	61	57,96	-46,97	1,50
	62	37,46	-33,12	1,50
	63	6,94	-18,76	1,50
	64	6,68	-33,43	1,50
	65	1,66	-5,99	0,40
	66	26,27	-30,58	0,75
	67	31,36	-47,04	1,50
	68	14,15	-33,18	1,50
	69	17,29	-18,83	1,50
	70	25,97	-4,36	1,50
	71	-4,79	-6,06	0,40
	72	17,93	-24,68	0,75
	73	18,14	-24,80	0,75
	74	5,98	-5,48	1,50
	75	10,35	-9,54	1,50
	76	13,08	-25,07	1,50
	77	6,33	-44,48	0,75
Diagonais - Colunas Treliçada	78	3,39	-1,13	0,65
	79	4,55	-6,01	0,76
	80	17,52	-26,85	0,65
	81	37,48	-28,40	0,99
	82	5,04	-2,45	0,65
	83	15,97	-7,55	0,99
	84	8,56	-12,77	0,99
	85	14,27	-9,72	0,99
	86	9,62	-20,45	0,99
	87	19,90	-9,36	0,99
	88	9,39	-26,17	0,99
	89	26,98	-9,74	0,99
	90	9,85	-32,78	0,99
	91	3,40	-1,09	0,65
	92	4,56	-6,02	0,76
	93	17,54	-9,62	0,65
	94	21,97	-28,44	0,99
	95	5,05	-2,45	0,65
	96	15,96	-7,55	0,99
	97	8,56	-11,89	0,99
	98	13,04	-9,72	0,99
	99	9,62	-5,58	0,99
	100	5,45	-9,39	0,99
	101	11,35	1,84	0,99
	102	-1,66	-11,77	0,99
	103	14,58	7,27	0,99

Fonte: Autora (2017).

APÊNDICE B – Valores de cálculo tabelados da coluna de fechamento frontal.

Figura 66 - Numeração dos nós e das barras – Coluna frontal.



Fonte: Autora (2017).

Tabela 35 – Valores tabelados das forças nodais – Coluna frontal (valores em kN e sinais na convenção cartesiana).

Nó\Força	Vento (W)	Permanente (G)
1	1,44	-0,37
2	4,31	-1,11
3	5,74	-1,49
4	5,74	-1,49
5	4,31	-1,11
6	1,44	-0,37

Fonte: Autora (2017).

Tabela 36 – Valores tabelados dos carregamentos das combinações – Coluna frontal

Nó\Força	Combinação 1		Combinação 2	
	F. Vertical	F. Horizontal	F. Vertical	F. Horizontal
1	-0,37	2,01	-0,37	0,43
2	-1,11	6,03	-1,11	1,29
3	-1,49	8,04	-1,49	1,72
4	-1,49	8,04	-1,49	1,72
5	-1,11	6,03	-1,11	1,29
6	-0,37	2,01	-0,37	0,43

Fonte: Autora (2017).

Tabela 37 – Valores tabelados da envoltória de esforços axiais – Coluna frontal.

Barra	N_{sd}	L_{barra} (m)
1	-0,51	0,75
2	-22,61	1,50
3	-22,91	1,50
4	-3,88	1,50
5	39,18	0,75
6	14,96	1,50
7	27,49	1,50
8	16,58	1,50
9	-17,92	1,50
10	-2,29	0,65
11	-17,81	0,90
12	7,39	0,90
13	-7,66	0,90
14	-6,67	0,90
15	6,43	0,90
16	-20,63	0,90
17	20,84	0,90
18	-32,22	0,90

Fonte: Autora (2017).