



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FRANCISCO GILSON LIMA PAIVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE APOIO ENTRE VIGA E
PILAR METÁLICO POR MODELAGEM NUMÉRICA**

RUSSAS

2020

FRANCISCO GILSON LIMA PAIVA

ANÁLISE COMPARATIVA DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE APOIO ENTRE VIGA E PILAR
METÁLICO POR MODELAGEM NUMÉRICA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Campus Russas da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante

RUSSAS

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- P168a Paiva, Francisco Gilson Lima.
Análise comparativa da influência do tipo de apoio entre viga e pilar metálico por modelagem numérica / Francisco Gilson Lima Paiva. – 2020.
78 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2020.
Orientação: Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e Cavalcante.
1. Estrutura metálica. 2. Tensão de von Mises. 3. Simulação. 4. Modelagem. I. Título.

CDD 620

FRANCISCO GILSON LIMA PAIVA

ANÁLISE COMPARATIVA DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE APOIO ENTRE VIGA E PILAR
METÁLICO POR MODELAGEM NUMÉRICA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Campus Russas da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em:

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Otávio Rangel de Oliveira e
Cavalcante (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Candido Jorge de Sousa Lobo
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof^a. Ms. Camila Lima Maia
Universidade Federal do Ceará (UFC)

À minha família, por sua capacidade de acreditar em mim e investir em mim. Mãe, seu cuidado e dedicação foi que deram, em alguns momentos, a esperança para seguir. Pai, seu exemplo me tornou a pessoa que sou. Aos meus irmãos, o apoio de vocês significou segurança e certeza de que não estou sozinho nessa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me ajudar a enfrentar todas as dificuldades encontradas e estar presente na minha vida sempre, a gratidão é algo que se deve praticar. A minha família, meu Avô Joaquim Mancio o meu “Pai Quinco”, aos meus pais, Antônia Barbosa e Antônio Araújo, ao meu irmão Gilberto Lima e Jerson Lima e a minha namorada Ana Carla, por terem me apoiado e me incentivado durante todo o período dessa difícil jornada em busca do meu sonho de ser um engenheiro civil. Ao professor Otávio Rangel, por ter aceitado ser meu orientador, por ter tirado minhas dúvidas e pela contribuição para a concretização deste trabalho. Ao meu também professor e amigo Cândido Jorge membro da banca, aos meus amigos mais próximos que fiz na graduação, Jayane Nara, Kaenna Ingrid, Alane Cavalcante, Mateus Oliveira, João Augusto, Thales Elias, Romulo de Lima, Marcos Renê, Humberto Cavalcante, Mateus Castro, Leiliane Santos, Domingos e Yara Santos por toda a ajuda, amizade e companheirismo durante a nossa jornada acadêmica, vocês tornaram essa caminhada mais prazerosa.

A professora Camila Lima, por ter aceitado participar da banca examinadora, pelo tempo investido e pelas sugestões realizadas. Aos meus colegas de curso, por terem participado e auxiliado na minha formação. Aos professores e professoras do meu curso, pela capacidade de entregar o conhecimento de forma clara e objetiva e proporcionar o meu crescimento como pessoa. A todos os colaboradores e servidores do Campus UFC Russas.

Por fim, a Rio Vale Projetos e Construções Ltda, e todos os profissionais que tive e tenho a oportunidade de trabalhar, ao seu sócio diretor Luciano Lima, que sempre me apoiou e acreditou nesse sonho junto comigo, me dando condições de conciliar trabalho e estudo, agradeço pelos conhecimentos repassados, e sobretudo pelas risadas de momentos vividos.

RESUMO

Podemos notar que o mercado da construção civil está cada vez mais competitivo e exigente em termos de qualidade, seja por mão de obra, métodos construtivos ou nos materiais utilizados para a construção. Nesse contexto, destaca-se o uso de estruturas metálicas como uma alternativa para redução dos custos, tempo de execução, espaço ocupado por material nos canteiros de obra, entre outras vantagens. Isso vem despertando cada vez mais o interesse de pesquisadores na análise dessas estruturas. Este trabalho consiste no dimensionamento e na análise estrutural por meio de simulações comparativas de um pórtico para galpão industrial em estrutura metálica com ênfase no elemento estrutural pilar, com variação do apoio de ligação entre o pilar e viga treliçada, com os apoios do tipo apoiado no topo e apoiado na lateral do pilar. Desenvolveu-se um estudo de caso básico visando a análise do elemento pilar tendo sua ligação com a viga treliçada simplesmente apoiada e no segundo caso com o apoio lateral, ambos submetidos ao mesmo carregamento com objetivo de observar a variação de alguns parâmetros como tensão de von Mises e deslocamento total através de análise gráfica de gradientes de cores obtido por análise numérica por modelagem. O dimensionamento buscou atender os critérios de satisfação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço de deformações excessivas utilizando-se as menores seções possíveis para que cada peça atenda as solicitações propostas. Nos resultados foi possível observar que o pilar que possui ligação com a viga treliçada do tipo apoio de topo teve menores valores de tensão de von Mises e deslocamento total quando comparado com o apoio do tipo lateral em todas as situações propostas nos estados limites últimos e dos estados limites de serviço. Por fim também foi possível observar pelo gradiente de cores nas malhas geradas nos elementos, que mesmo em intensidade maior de tensão de von Mises, bem como no deslocamento total, o apoio do tipo lateral consegue distribuir de forma mais homogênea no pilar os esforços solicitantes, causando assim menores concentrações em áreas específicas da malha, sendo um ponto positivo comparado ao apoio de tipo topo.

Palavras-chave: Estrutura metálica. Tensão de von Mises. Simulação. Modelagem.

ABSTRACT

We can notice that the civil construction market is increasingly competitive and demanding in terms of quality, whether by labor, construction methods or in the materials used for construction. In this context, the use of metallic structures as an alternative to reduce costs, execution time, space occupied by material in the construction sites, among other advantages, stands out. This has increasingly aroused the interest of researchers in the analysis of these structures. This work consists of dimensioning and structural analysis by means of comparative simulations of a gantry for an industrial building in metallic structure with emphasis on the structural element of the column, with variation of the connection support between the column and the truss, with the supports of type supported on the top and supported on the side of the pillar. Was developed a basic case study aiming at the analysis of the pillar element having its connection with the truss beam simply supported and in the second case with lateral support, both subjected to the same loading in order to observe the variation of some parameters such as von Mises stress and total displacement through graphical analysis of color gradients obtained by numerical analysis by modeling. The dimensioning sought to meet the criteria of satisfaction of the last limit states and the service limit states of excessive deformations using the smallest possible sections so that each part meets the proposed requests. In the results it was possible to observe that the pillar that has a connection with the top support type lattice beam had lower values of von Mises stress and total displacement when compared to the lateral type support in all the situations proposed in the ultimate limit states and service limit states. Finally, it was also possible to observe by the color gradient in the meshes generated in the elements, that even in a greater intensity of von Mises tension, as well as in the total displacement, the lateral support can distribute the soliciting efforts more homogeneously in the pillar, thus causing lower concentrations in specific areas of the mesh, being a positive point compared to the top type support.

Keywords: Metal structure. Von Mises stress. Simulation. Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura metálica pré-moldada	19
Figura 2 – Perfis mais utilizados conforme solicitação	21
Figura 3 – Série ABNT	21
Figura 4 – Série ASTM	22
Figura 5 – Edifício baixo do tipo galpão	23
Figura 6 – Redução da área dos pavimentos com a altura	25
Figura 7 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	26
Figura 8 – Fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação	27
Figura 9 – Esquema de pressões com vento perpendicular a cumeeira	27
Figura 10 – Influência de inclinação do telhado	28
Figura 11 – Pressão interna em função da localização de aberturas dominadas com inci- dência normal à cumeeira	28
Figura 12 – Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria (a) perfil laminado; (b) perfil soldado	31
Figura 13 – Flambagem local e flambagem lateral em vigas	32
Figura 14 – Modelos usuais de coberturas treliçadas	38
Figura 15 – Ligação entre tesoura treliçada e pilar, rotulada (esquerda) e rígida (direita) .	39
Figura 16 – Pórticos com colunas treliçadas	40
Figura 17 – Planta baixa galpão industrial	43
Figura 18 – Vista pórtico	43
Figura 19 – Fachada lateral galpão	43
Figura 20 – Vento a 0°	44
Figura 21 – Vento a 90°	44
Figura 22 – Ações combinação 1	47
Figura 23 – Esforços solicitantes internos combinação 1 – normal (kN) ELU	48
Figura 24 – Ações combinação 2	48
Figura 25 – Esforços solicitantes internos combinação 2 – normal (kN) ELU	49
Figura 26 – Ações combinação 3	49
Figura 27 – Esforços solicitantes internos combinação 3 – normal (kN) ELU	50
Figura 28 – Quadro de dimensionamento	51

Figura 29 – Ações combinação 1	52
Figura 30 – Deformações combinação 1	53
Figura 31 – Ações combinação 2	53
Figura 32 – Deformações combinação 2	54
Figura 33 – Ações combinação 3	54
Figura 34 – Deformações combinação 3	55
Figura 35 – Quantitativos	56
Figura 36 – Esquema das ligações - TOPO	57
Figura 37 – Esquema das ligações - LATERAL	58
Figura 38 – Esquema fundação base do pilar	59
Figura 39 – Posição de apoio para análises numéricas	60
Figura 40 – propriedade químicas e mecânicas ASTM A36	61
Figura 41 – Comparativo entre quantidade de nós e elementos empregados na simulação	61
Figura 42 – Discretização de Malha de Elementos Finitos	62
Figura 43 – Condições de contorno e cargas pórtico apoio topo no pilar	62
Figura 44 – Condições de contorno e cargas pórtico apoio lateral no pilar	63
Figura 45 – Carregamento de 4,5 kN por nó para o estado limite de serviço	63
Figura 46 – Carregamento de 6,3 kN por nó para o estado limite último	64
Figura 47 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio de topo	65
Figura 48 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio de topo	65
Figura 49 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio lateral	66
Figura 50 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio lateral	66
Figura 51 – Tensões e Deformações de von Mises para Pilar treliçada	67
Figura 52 – Tensões e Deformações de von Mises para tesoura apoiada na lateral do pilar	68
Figura 53 – Tensões e Deformações de von Mises para tesoura apoiada no topo do pilar	69
Figura 54 – Tensões de von Mises para tesoura apoiada no topo e na lateral do pilar	70
Figura 55 – Deslocamento em ELU - LATERAL em (mm) eixo -Y	71
Figura 56 – Deslocamento em ELS - LATERAL em (mm) -Y	71
Figura 57 – Deslocamento em ELU - TOPO em (mm) -Y	72
Figura 58 – Deslocamento em ELS - TOPO em (mm) -Y	72
Figura 59 – Deslocamento em (mm) - Apoio LATERAL	73
Figura 60 – Deslocamento em (mm) - Apoio TOPO	74

Figura 61 – Comparativo entre deslocamentos em (mm) 75

LISTA DE SÍMBOLOS

V_k	Velocidade característica (m/s)
V_0	Velocidade básica (m/s)
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator de rugosidade, dimensão da edificação e altura do terreno
S_3	Fator estatístico
$N_{t,Sd}$	Força axial de tração solicitante de cálculo
$N_{t,Rd}$	Força de tração resistente de cálculo
A_g	Área bruta da seção transversal da barra
f_y	Resistência ao escoamento do aço
A_e	Área líquida efetiva da seção transversal da barra
f_u	Resistência a ruptura do aço
γ_{a1} e γ_{a2}	Coefficiente de ponderação das resistências
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
X	Fator de redução associado à resistência à compressão
Q	Fator de redução total associado à flambagem local
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
f_{lim}	Valor limite de colapso
P_{nl}	Carga de compressão resistente nominal do elemento analisado
P_{lim}	Carga limite obtida considerando-se que a área total da seção transversal do elemento colabora com a resistência e que a tensão aplicada é a tensão limite
P_{cr}	Carga de flambagem elástica local do elemento analisado.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Justificativa	16
1.2	Objetivos da pesquisa	17
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	17
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	17
1.3	Organização do trabalho	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	Estruturas metálicas na construção civil	18
2.2	Classificação dos perfis metálicos	20
2.3	Galpões de uso geral	22
2.4	Aerodinâmica das construções	24
2.4.1	<i>Origem do vento</i>	24
2.4.2	<i>Ação do vento em edificações</i>	25
2.5	Considerações sobre o dimensionamento estrutural de galpão	30
2.6	Dimensionamento dos elementos estruturais	32
2.6.1	<i>Barras tracionadas</i>	32
2.6.2	<i>Barras comprimidas</i>	33
2.6.3	<i>Barras submetidas a momento fletor e força cortante</i>	34
2.6.4	<i>Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão</i>	35
2.6.5	<i>Considerações sobre o dimensionamento de perfis formados a frio</i>	35
2.6.5.1	<i>Método da largura efetiva</i>	35
2.6.6	<i>Deslocamento dos pórticos transversais</i>	36
2.7	Sistemas estruturais	37
2.7.1	<i>Pórticos treliçados</i>	37
2.8	Crítérios de falha	39
2.9	Estados limites	40
2.9.1	<i>Estados limites últimos</i>	41
2.9.2	<i>Estados limites de serviço</i>	41
3	METODOLOGIA	42
3.1	Características da edificação	42

3.2	AÇÕES E SEGURANÇA	43
3.2.1	<i>Combinações ELU cobertura</i>	44
3.2.2	<i>Combinações ELU tapamento lateral</i>	44
3.2.3	<i>Combinações ELS cobertura</i>	45
3.2.4	<i>Combinações ELS tapamento lateral</i>	45
3.2.5	<i>Distribuição de cargas</i>	45
3.3	Análise estrutural (ELU)	47
3.4	Dimensionamento	51
3.4.1	<i>Deformações (ELS)</i>	52
3.5	Quantitativos	56
3.6	Ligações	57
4	RESULTADOS	60
4.1	Modelo Numérico	60
4.2	Características do material	60
4.3	Definição de Malha e Procedimento de Cálculo	61
4.4	Condições de Contorno	62
4.5	Dados obtidos	64
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
	REFERÊNCIAS	79

1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil está cada vez mais competitivo e exigente por qualidade, busca-se por soluções eficientes, que proporcionem mais economia, segurança, durabilidade, conforto e rapidez na execução das obras. E é com o intuito de suprir essas demandas que as estruturas de aço, ou estruturas metálicas como também são chamadas, se empregam. As estruturas de aço apresentam grandes inovações para o mercado, fazendo com que se busque mais por esse tipo de estrutura, que possibilita menor tempo de execução de obra e pouca variedade de materiais utilizados, tornando assim as obras mais racionais (POZZAGNOLO, 2018).

As estruturas metálicas são estruturas composta pela união de peças metálicas ligadas entre si por soldas ou parafusos. Essas construções ganharam destaque devido o fato de o aço apresentar uma alta resistência mecânica e por ser um processo construtivo muito rápido, já que a maior parte da construção sai pronta da fábrica e vai para o canteiro obras apenas para realizar a montagem. Além disso, o aço tem a capacidade de suportar maiores vãos, o que é muito importante e decisivo, em alguns casos, na escolha deste tipo de construção. As construções em estruturas metálicas podem ser encontradas com bastante frequência sendo utilizadas em obras de grande porte, como em pavilhões, edifícios industriais, depósitos, ginásios, mas também pode ser usado em estruturas de edifícios residenciais e residências unifamiliares (POZZAGNOLO, 2018).

A combinação de resistência e eficiência faz do aço um elemento indispensável nos mais sofisticados e modernos edifícios, Castro (2014) lista algumas das qualidades inerentes desse elemento estrutural: o aço é versátil, adaptável e inovador, fabricado em uma indústria de alta tecnologia, infinitamente reciclável, além de que projetar em aço leva a uma situação de maior controle de custos e agilidade operacional da obra. Além disso, de acordo com Chaves (2007), destaca-se que a estrutura em aço apresenta uma considerável redução de custos com as fundações. Isso ocorre devido ao baixo peso próprio da estrutura metálica, que apresenta um peso cerca de dez vezes menor que estruturas de concreto armado.

Na comparação com outros sistemas estruturais no Brasil, em especial no Nordeste, como o de concreto, por exemplo, percebe-se que existe uma menor utilização de sistemas metálicos como elementos estruturais principais nas edificações, devido a: dificuldades de transporte do material da indústria siderúrgica até o local da obra; aumento dos custos com o material e com a mão de obra especializada; e necessidade de proteção contra uma corrosão futura do material. Esses pontos acabam sendo aspectos limitantes para o aumento da utilização

do aço como elemento estrutural (GÓES, 2016).

A tendência de industrialização da construção civil mundial indica o crescente desenvolvimento de edificações em aço. Entretanto a falta de conhecimento técnico dos sistemas construtivos em aço e dos componentes que o acompanham, são fortes oponentes à aplicação dessa filosofia e ao aperfeiçoamento do sistema no Brasil. A utilização dos sistemas industrializados exige inovações tecnológicas e visão sistêmica da construção.

As estruturas de aço podem ainda ser combinadas com outros sistemas estruturais como o concreto simples ou armado, e são chamadas de estruturas mistas. São concebidas de maneira a aproveitar as melhores vantagens de ambos os sistemas, ou seja, a alta resistência à tração, leveza e esbeltez do aço e a alta resistência à compressão e robustez do concreto. A aderência entre os materiais é fundamental para garantir o comportamento em conjunto. Este tipo de estrutura proporciona rapidez construtiva, dispensa parcialmente ou integralmente a utilização de fôrmas e escoramento, demanda menor quantidade de mão de obra, reduz o peso total da edificação, permite a racionalização e a industrialização da etapa construtiva (CARINI, 2014).

1.1 Justificativa

Um ponto importante a se considerar durante a elaboração de um projeto, independente do sistema construtivo, é a o tipo de apoio e ligação entre os componentes estruturais, pilares vigas. Fatores como praticidade na montagem e execução se sobrepõem sobre análises específicas de cada caso específico na hora da concepção da estrutura, sendo assim repetidos as formas mais usuais de apoios e ligações sem que haja um estudo mais aprofundado de caso a caso.

De acordo com Sacchi *et al.* (2016) apesar de hoje o conhecimento técnico seja mais difundido do que há alguns anos, o número de profissionais especializados atuantes no mercado ainda não é suficiente para acompanhar a demanda, em crescimento, do mercado da construção metálica. O profissional para atuar na área de construção metálica precisa possuir um conhecimento específico para tal área, que na maioria das vezes não é adquirido com a graduação. Percebe-se que, muitas vezes, o conhecimento técnico para se realizar os desenhos de fabricação das peças é transmitido dentro da própria indústria.

Justifica-se a importância deste estudo frente ao aumento da utilização das estruturas metálicas. Em razão desse aumento, este trabalho contribuirá nas considerações quanto ao tipo de apoio na ligação pilar e viga em estruturas metálicas.

1.2 Objetivos da pesquisa

1.2.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral deste trabalho é verificar o comportamento estrutural nos pilares com a variação do tipo de apoio entre pilares e tesouras metálicas.

1.2.2 *Objetivos específicos*

- Dimensionar pilar e tesoura metálica parafusadas para estrutura de galpão industrial.
- Analisar os esforços no pilar metálico devido a sua ligação com a tesoura metálica, considerando os cálculos de dimensionamento estabelecidas pela NBR 8800.
- Gerar simulações que permitam comparar a relação de esforços e deslocamentos resultantes.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos principais. São eles: a Introdução, Fundamentação Teórica, Metodologia, Resultados e por último, Considerações finais.

O Capítulo 1 apresenta a introdução, a justificativa que mostrou o tema do estudo proposto seguido pelos objetivos da presente pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica abordando alguns conceitos básicos para o entendimento da proposta deste trabalho.

O Capítulo 3 apresenta a descrição da metodologia aplicada neste estudo. Mostrando os aspectos referentes ao dimensionamento da estrutura, a modelagem numérica desenvolvida no *software* comercial, assim como os elementos utilizados, definição de malha de elementos finitos, restrições e vinculações empregadas, condições de contorno e aplicações de cargas no modelo.

O Capítulo 4 são apresentados os resultados, as análises e os comentários obtidos a partir do comparativo das abordagens.

Por fim, no Capítulo 5 apresenta-se as considerações finais e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Estruturas metálicas na construção civil

Estruturas metálicas são estruturas formadas por associação de peças metálicas ligadas entre si por meio de conectores ou solda. Estas peças têm suas seções transversais limitadas em função da capacidade dos laminadores e seus comprimentos limitados em função dos transportes disponíveis. Os conectores mais usados são os parafusos, uma vez que os rebites estão cada vez mais em desuso (JUNIOR, 2009).

Bellei (2006) fala um pouco da história do aço:

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego estrutural foi feito na França por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro de Palais Royal, e na Inglaterra, em 1757, onde se fez uma ponte de ferro fundido. Porém, a sua grande utilização em edifícios deu-se em 1880 nos estados Unidos, principalmente em Chicago. O início da fabricação do ferro no Brasil deu-se por volta de 1812. Acredita-se que a primeira obra a usar ferro pudlado, fundido no Brasil, no estaleiro Mauá, em Niterói, RJ, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no Estado do Rio de Janeiro[...].

Devido a demanda de processos industrializados de construção juntamente com as inúmeras vantagens que sua utilização apresenta, o aço vem ganhando espaço e tem sido utilizado em diversos tipos de edificações como pontes, shoppings, edifícios comerciais, moradias e possibilitando aos engenheiros, arquitetos e construtores soluções eficientes e de alta qualidade (MALHEIROS, 2015).

A utilização do aço na construção civil possibilitou o surgimento de vários tipos delas, que hoje fazem parte do nosso cotidiano. Talvez o maior exemplo sejam os edifícios de múltiplos andares em sua solução estrutural trivial de pilares (colunas) e vigas (MERRIGHI, 2006).

Na disputa com o concreto armado, o aço já desponta como primeira opção na construção civil, nas grandes obras. Nessa concorrência, o aço está chegando ao canteiro de obras em forma de estruturas metálicas pré-moldadas (Figura 1), prontas para uso (CBCA, 2015).

A construção em aço representa atualmente cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil. O emprego de técnicas construtivas com aço está muito aquém do que é feito, por exemplo, na Europa, onde o aço é utilizado em maior escala nas obras. A indústria da construção civil está em plena expansão, mas os fabricantes de estruturas metálicas ainda têm muito trabalho para conquistar uma fatia mais substancial do mercado (CBCA, 2015).

Figura 1 – Estrutura metálica pré-moldada



Fonte: Matheus (2015).

Conforme Coelho (2009) as exigências mercadológicas quanto à qualidade dos produtos fornecidos, exige que as construtoras utilizem sistemas construtivos os quais lhes permitam que haja uma maior produtividade, gerando assim maiores lucros. O sistema construtivo em aço é baseado em processos construtivos simples e modernos que, apesar de utilizarem técnicas industriais, não demanda o uso de equipamentos sofisticados. A soma dessas características conduz a uma grande eficiência construtiva, que garante a melhor remuneração dos insumos e da mão de obra empregada. Também os operários desfrutam de um ambiente de trabalho mais produtivo, já que o sistema de construção metálica só demanda maior deslocamento de pessoal durante a operação de montagem (GONZALEZ, 2003).

Segundo Gonzalez (2003), Nardin (2008) e Frantz (2001) algumas outras vantagens da utilização do aço na construção civil são:

- a) Alívio das fundações: A maior resistência do aço permite a realização de um projeto mais leve, garantindo uma redução de 30% nos custos com fundações;
- b) Organização do canteiro de obras: Como a estrutura metálica é pré-fabricada dispensa a necessidade de canteiro de obras (depósitos de agregados, cimentos, madeiras etc.), proporcionando um ambiente limpo, com pouca geração de entulho, evitando gastos associados a sua remoção e transtornos nas vias urbanas. As boas condições do canteiro proporcionam, também, melhores condições de segurança ao trabalhador;

- c) Redução do tempo de construção: A redução do tempo de construção pode chegar a 40% em relação aos outros métodos convencionais de construção;
- d) Maior área útil: Por serem mais esbeltas que as de concreto, as seção dos pilares e vigas de aço, reduzem a necessidade de muitos pilares, aumentando assim o vão livre, com isso melhor aproveitamento dos espaços internos;
- e) Qualidade da obra: Por ser uma construção industrializada o processo de fabricação é realizado por matérias e mão de obra de alta qualidade, oferecendo um alto grau de segurança na sua utilização, sem contar que o aço é um material de alta resistência nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão e etc.);
- f) Reciclabilidade: O aço é 100% reciclável. Tem-se a possibilidade de desmontar as estruturas e posteriormente montá-las em outro local;
- g) Compatibilidade com outros materiais: A estrutura metálica é compatível com diversos outros materiais de construção como tijolos, blocos, painéis drywall, entre outros e torna mais fácil a execução de instalações elétricas, hidráulicas, incêndio etc.

2.2 Classificação dos perfis metálicos

Diversos são os tipos de perfis que podem ser empregados na indústria, os mais usuais são: chapas, chapas dobradas, barras, perfis laminados e perfis soldados. Características como geometria, ambiente e atmosfera do local da construção e esforços solicitantes, devem ser analisados para uma ideal escolha de material. No Brasil, os aços obedecem em geral a normas como a SAE (*Society of Automotive Engineers* – EUA), ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e DIN (*Deutsches Institut für Normung* - Alemã), como também podem ser fornecidos sob denominação do próprio fabricante.

Nas estruturas metálicas, vigas e pilares são perfis (Figura 2) laminados, dobrados ou soldados, adequadamente dimensionados e detalhados, cuja junção é feita pelas ligações, que podem ser soldadas ou parafusadas (NARDIN at al, 2005). A Classificação dos aços para fins estruturais são demonstrados nas tabelas presentes nas Figuras 3 e 4.

Figura 2 – Perfis mais utilizados conforme solicitação

Elementos Estruturais	Solicitações							Tipos de Materiais Empregados
	Tração	Compressão	Flexão		Cisalhamento	Fadiga	Verificação de Deformação	
			S	D				
Tercas			x	x			x	
Escoras do Beiral		x	x	x			x	
Tirantes	x							Ø Barra Redonda
Cumesira			x	x			x	
Vigas de Tapamento				x			x	
Colunas de Tapamento	x	x	x				x	
Contrav. Horizontais	x	x						Ø L L L L +
Contrav. Verticais	x	x						Ø L L L I I
Piadas de Base		x	x					Chapas
Chumbadores	x				x			Ø
Tesouras	x	x					x	L L L L + I C
Vigas do Pórtico		x	x		x		x	I O O
Vigas Int. do Pórtico			x		x		x	I O
Colunas	x	x	x	x			x	I H O H H
Vigas de Rolamento		x	x	x	x	x	x	I I T T
Juntas Soldadas	x	x	x	x	x	x		
Juntas Parafusadas	x	x			x	x		

Fonte: Bellei (2003, p. 127 apud Frantz, 2011, p. 28).

Figura 3 – Série ABNT

AÇO PARA PERFIS ESTRUTURAIS				
Norma	Grau	Limite de Escoamento (MPa / kgf/cm ²)	Resistência a Tração (MPa / kgf/cm ²)	Aplicação e propriedades
NBR 6648	CG-24	235 / 2397	380 / 3876	Chapas grossas
	CG-26	255 / 2601	410 / 4182	
NBR 6649	CF-24	240 / 2448	370 / 3774	Chapas finas laminadas a frio
	CF-26	260 / 2652	410 / 4182	
NBR 6650	CF-24	240 / 2448	370 / 3774	Chapas finas laminadas a quente
	CF-26	260 / 2652	410 / 4182	
	CF-28	280 / 2856	440 / 4488	
	CF-30	300 / 3060	490 / 4998	

Fonte: Zatonni (2008, p. 8).

Segundo Zatonni (2008) e Gonzalez (2003) os perfis metálicos podem ser obtidos por um processo siderúrgico ou ainda por um processo metalúrgico. Produtos siderúrgicos são chapas, barras e perfis com espessura acima de 12,5mm que precisam ser laminados a quente. Produtos metalúrgicos são perfis, de espessura até 12,5mm, obtidos pela dobra de tiras de aço ou ainda por composição de chapas dobradas.

Figura 4 – Série ASTM

AÇO CARBONO				
Norma	Grau	Limite de escoamento (MPa / kgf/cm²)	Resistência a Tração (MPa / kgf/cm²)	Aplicação e propriedades
ASTM A36	-	250 / 2550	400 a 550 / 4080 a 5610	Perfis, chapas e barras
ASTM A570	33	230 / 2346	360 / 3672	Perfis dobrados Maleável
	40	280 / 2856	380 / 3876	
	45	310 / 3162	410 / 4182	
ASTM A500	A	232 / 2366	320 / 3264	Tubos redondos com ou sem costura
	B	296 / 3019	408 / 4162	
	A	274 / 2795	320 / 3264	Tubos retangulares com ou sem costura
	B	323 / 3295	408 / 4162	
ASTM A501	-	250 / 2550	408 / 4162	Tubos pesados Quadr., retangular, redondo

AÇO CARBONO DE ALTA RESISTÊNCIA				
Norma	Grau	Limite de escoamento (MPa / kgf/cm²)	Resistência a Tração (MPa / kgf/cm²)	Aplicação e propriedades
ASTM A441	1	345 / 3519	485 / 4947	Estruturas metálicas Alta resistência
	2	345 / 3519	485 / 4947	
	3	315 / 3213	460 / 4692	
ASTM A572	42	290 / 2958	415 / 4233	
	50	345 / 3519	450 / 4590	

AÇO CARBONO DE ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA E A CORROSÃO ATMOSFÉRICA				
Norma	Grau	Limite de escoamento (MPa / kgf/cm²)	Resistência a Tração (MPa / kgf/cm²)	Aplicação e propriedades
ASTM A242	1	345 / 3519	480 / 4896	Estruturas expostas Alta resistência à corrosão
	2	345 / 3519	480 / 4896	
	3	315 / 3213	460 / 4692	
ASTM A588	-	345 / 3519	485 / 4947	Pontes e viadutos

Fonte: Zatonni (2008, p. 7).

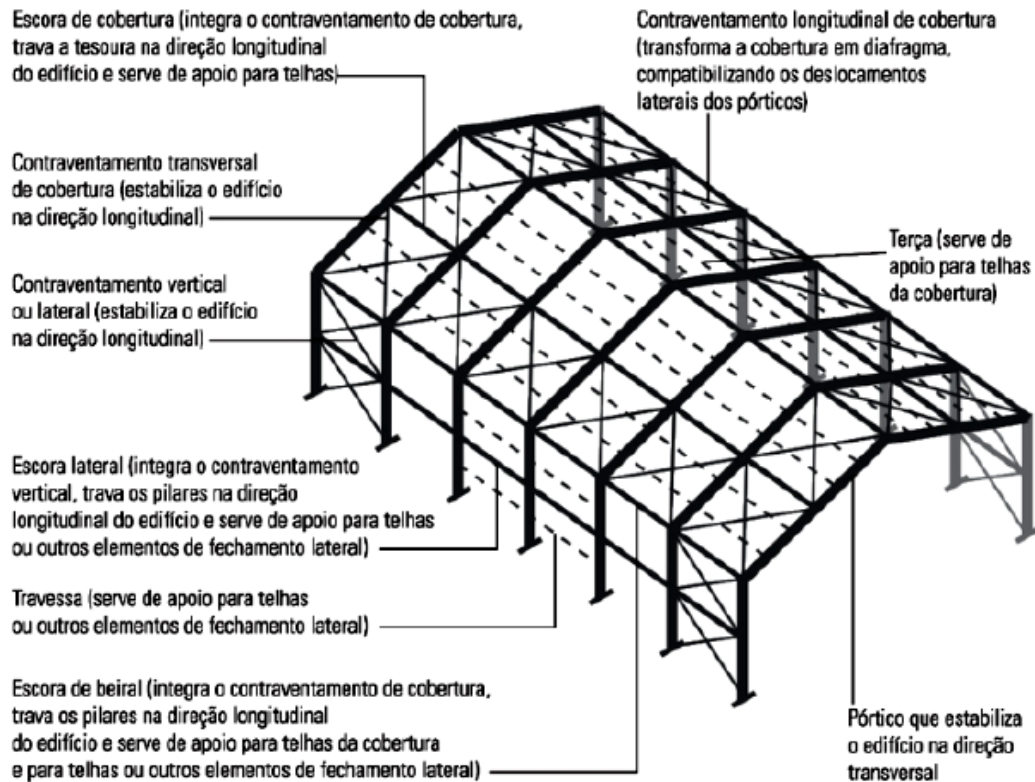
2.3 Galpões de uso geral

Edificações industriais, geralmente são estruturas de um único pavimento e múltiplas utilizações, como indústrias, fábricas, oficinas, depósitos e hangares. (BELLEI, 2010). A Figura 5 apresenta um modelo de galpão usual, com os respectivos nomes e funções dos elementos estruturais (HALL FAKURY, 2016).

De acordo com Yopanan (2007 p, 33), os principais componentes de um galpão industrial são: “Estrutura principal: pórticos; Cobertura: terças e telhas; Fechamento: longarinas e elementos de vedação; Contraventamentos: horizontal e vertical”.

O pórtico é composto por vigas e pilares, que podem ser de alma cheia, Vierendeel

Figura 5 – Edifício baixo do tipo galpão



Fonte: Hall Fakury, 2016, p.63.

ou treliçados a depender dos vãos, das forças e da arquitetura planejada. As vigas de alma cheia metálicas são aplicadas geralmente em vãos superiores a 20m (CARVALHO, 2017). Carvalho (2017) explica que a estrutura principal se compõe por pórticos simples ou múltiplos, a depender do vão à vencer. Os pórticos múltiplos aplicam-se em situações onde os espaços a serem cobertos tem dimensões consideráveis, onde se torna inviável economicamente a aplicação de apenas um pórtico, em geral para vãos maiores que 30m.

Ainda conforme Carvalho (2017), as terças são vigas longitudinais dispostas nos planos da cobertura e visam promover a transferência entre a estrutura principal e as forças que atuam sobre a cobertura, como carga do telhado e sobrepessões e sucções oriundas do vento. A dimensão das telhas define o espaço entre as terças. As faces laterais de um galpão recebem cobrimento geralmente executado com chapas corrugadas de aço, apoiadas em vigas de travessa ou escora lateral. Além disso, as vigas têm como função transferir as cargas de vento das fachadas às estruturas principais por meio do apoio diretamente nas colunas dos pórticos principais.

Conforme exemplificado na Figura 2, o sistema portante principal é o pórtico transversal composto pela junção rígida entre a viga de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve suportar as cargas do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura além das cargas

gravitacionais (CARVALHO, 2017).

Pfeil e Pfeil (2009) explicam que por meio de barras associadas em formato de X, os contraventamentos são executados, compondo assim os sistemas treliçados. Esses sistemas se destinam a garantir a estabilidade espacial do sistema, além de distribuir as cargas de vento.

A estrutura de um galpão pode ser produzida e montada no local da obra ou fabricada em partes por indústria especializada, levada ao local da obra e montada. Importante destacar que a montagem desse tipo de estrutura é rápida, precisa, de fácil adaptabilidade, garantindo mais confiança (BELLEI, 2010).

Carvalho (2017) ressalta que para que uma estrutura tenha qualidade esta precisa de um bom planejamento. Assim o profissional responsável deve definir o método de montagem, de acordo com o prazo e os equipamentos disponíveis, além de levar ao conhecimento dos montadores orientações básicas como, diagrama de montagem, indicação de contra-flechas, quando necessárias, lista de parafusos, lista de eletrodos de solda e desenhos de detalhamento.

2.4 Aerodinâmica das construções

2.4.1 Origem do vento

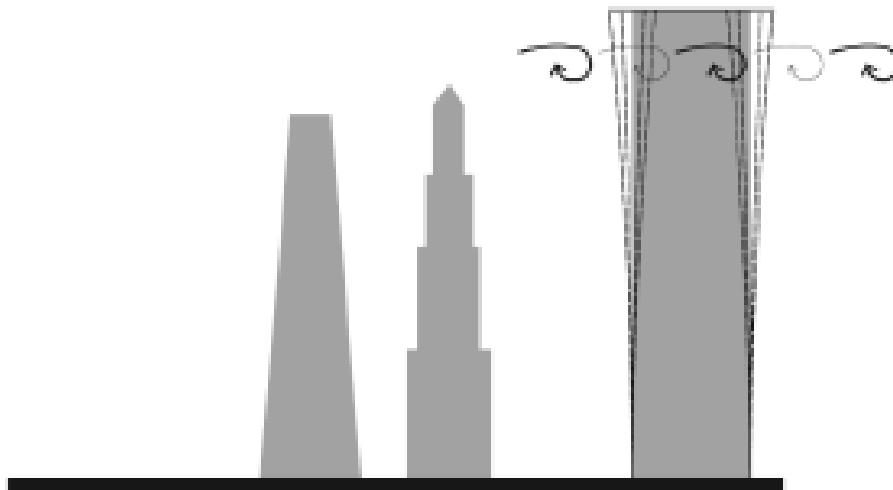
Conforme o Serviço de Meteorologia dos Estados Unidos, o vento tem sua origem fundamentalmente na diferença de pressão gerada na atmosfera, frequentemente influenciada pela mudança de temperatura e pela saturação de vapor d'água. O vento pode ser definido como o ar em movimento e geralmente as previsões do tempo apresentam a velocidade do vento em sua direção horizontal. Embora os efeitos do vento na direção vertical são tipicamente pequenos quando comparados com os efeitos na direção horizontal, há situações em que seus efeitos são bastante significativos podendo causar sobrepressão ou subpressão em estruturas levando uma estrutura ao colapso, em caso de mau dimensionamento (NASCIMENTO *et al.*, 2016).

Gonçalves *et al.* (2007) afirmam que a formação do vento pode ocorrer por circulação global, onde o aquecimento diferenciado entre os polos desloca as massas mais densas para o equador. Podendo se originar na frente fria, na frente quente ou ainda em tempestades tropicais, onde as velocidades são bastante altas e podem causar danos às construções.

2.4.2 Ação do vento em edificações

Edificações estão sujeitas a cargas horizontais provocadas pelo vento sendo que as edificações altas e esbeltas tendem a sofrer mais com esse tipo de esforço, pois eles são capazes de impor grandes momentos fletores sobre a estrutura e causar o deslocamento lateral da mesma, conforme Figura 6 (NASCIMENTO *et al.*, 2016).

Figura 6 – Redução da área dos pavimentos com a altura



Fonte: Ching (2014).

Ching *et al.* (2014) afirma que, os principais efeitos que o vento pode causar a uma estrutura são as solicitações laterais. Esses efeitos são a combinação de pressão direta, pressão negativa ou sucção e esforços de fricção. A pressão direta ocorre quando a superfície está perpendicular à direção do vento. Já a sucção acontece quando a superfície é “puxada”, o que pode levar a danos principalmente em coberturas e fachadas. Fricção ocorre quando o ar em movimento não para quando atinge a edificação, o fluxo se distribui em torno dela. As forças de fricção longitudinal são provocadas pela força de atrito.

Carvalho (2017) afirma que cada região da Terra possui características peculiares que influenciam no deslocamento do ar. A dinâmica do vento é influenciada pelas diferentes coberturas vegetais, topografias e edificações. As edificações funcionam como barreiras, geralmente não aerodinâmicas. Quando o vento incide sobre a edificação surgem grandes vórtices, alterando as pressões no local e o fluxo do vento no seu entorno.

Segundo Marcelli (2007, p.151):

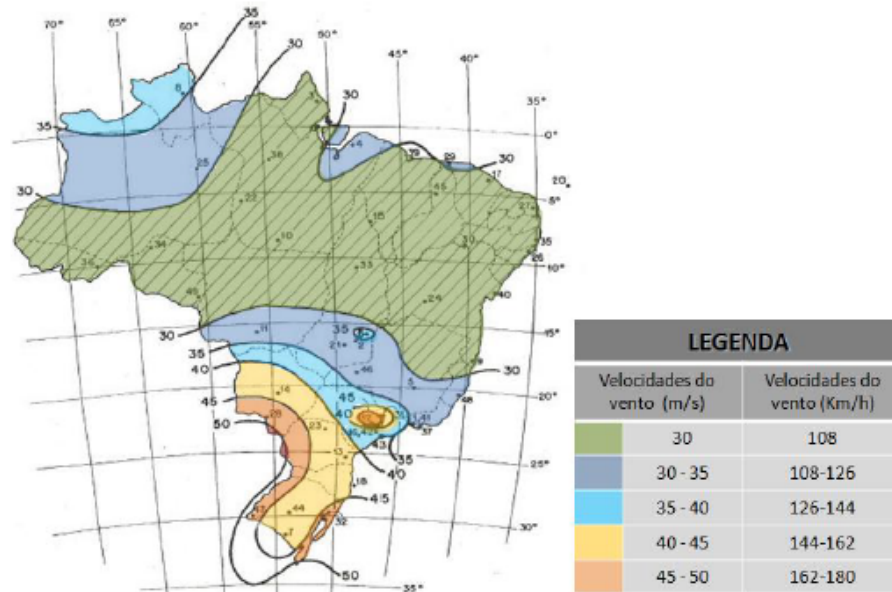
A velocidade e a turbulência aumentam atrás de morros e montanhas; da mesma forma, nos aclives de taludes e colinas há um aumento de velocidade; porém,

pode ocorrer o contrário em vales protegidos por morros e montanhas, em que a velocidade do vento tende a diminuir.

A velocidade básica do vento (V_0) se define em função da localização da edificação. Conforme a NBR 6123 (2013) são cinco as variações das velocidades básicas do vento, com intervalo de 5m/s, são elas: 30, 35, 40, 45 e 50m/s. Além disso, admite-se que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

Na Figura 7 as velocidades do vento são apresentadas por um gráfico de isopletas que correspondem a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez a cada 50 anos (NBR 6123, 2013).

Figura 7 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: adaptado da NBR 6123 por Carvalho (2017).

No entanto, a velocidade básica não leva em consideração as características referentes a edificações vizinhas, topografia, rugosidade do terreno e altura do edifício. Por isso, a velocidade de cálculo a ser adotada para determinar o valor das cargas atuantes deve ser a velocidade característica (V_k) - velocidade básica com a correção da influência dos fatores externos que interferem no comportamento de uma edificação (CARVALHO, 2017).

Assim, tem-se a Equação 2.1:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (2.1)$$

Onde:

V_k = velocidade característica (m/s);

V_0 = velocidade básica (m/s);

S_1 = fator topográfico;

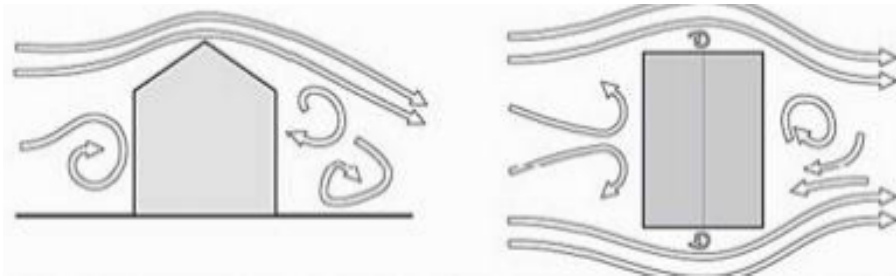
S_2 = fator de rugosidade, dimensão da edificação e altura do terreno;

S_3 = fator estatístico.

Outro fator que interfere no comportamento das edificações são os esforços provocados pelo vento devido às pressões internas, quando estas se sobrepõem aos efeitos externos.

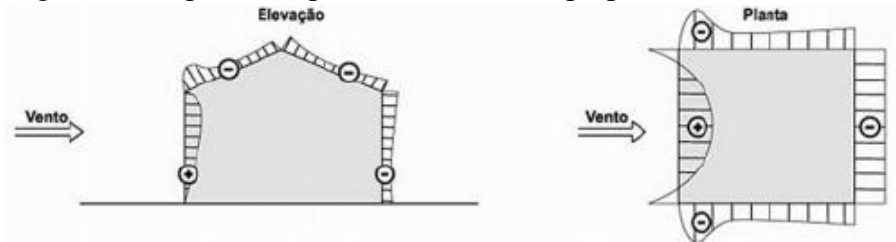
A Figura 8 mostra o fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação. A face onde incide o vento é denominada “barlavento” e fica sujeita a pressões positivas, sendo que nessa face ocorre uma diminuição da velocidade do vento. Por sua vez, o fluxo de vento se divide pelas laterais e por sobre a edificação, criando vórtices ou turbilhões, que provocam, na fachada oposta denominada de “sotavento”, e nas coberturas pouco inclinadas, esforços negativos de sucção. Sucção é o termo denominado para a pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo). Com o vento soprando axialmente (paralelo à cumeeira), todo o telhado está em sucção, como apresentado no desenho da Figura 9 (MARCELLI, 2007).

Figura 8 – Fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação



Fonte: Marcelli (2007).

Figura 9 – Esquema de pressões com vento perpendicular a cumeeira

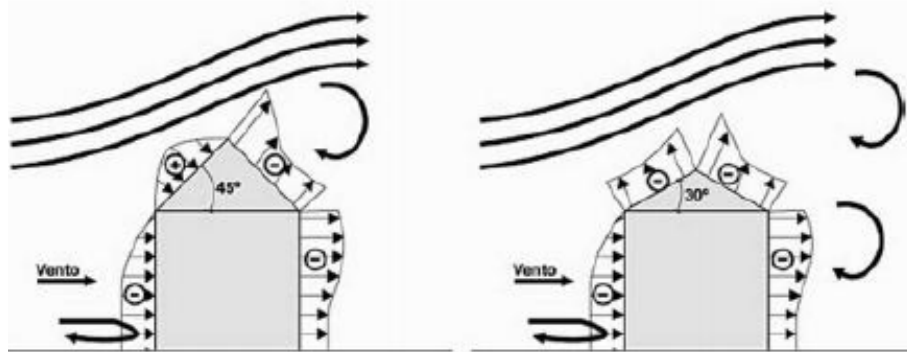


Fonte: Marcelli (2007).

Situação que se inverte nos telhados com inclinação de 45° , em vez de esforços

de sucção (negativos) na água de barlavento, como no telhado de 30°, tem-se uma pressão de compressão (positiva), conforme ilustrado na Figura 9. Dessa forma, percebe-se que a forma, a altura, a inclinação do telhado e a direção dos ventos alteram significativamente as pressões conforme ilustrado na Figura 10 (MARCELLI, 2007).

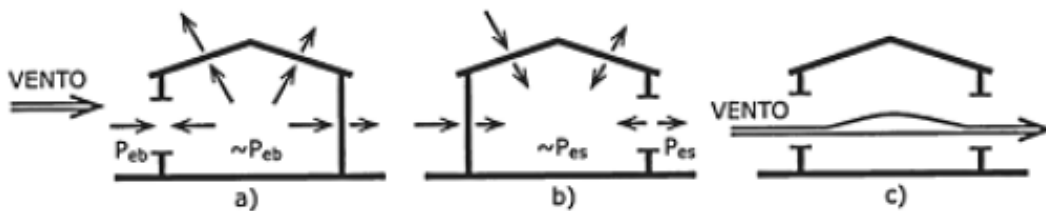
Figura 10 – Influência de inclinação do telhado



Fonte: Marcelli (2007).

Além dos efeitos do vento nas partes externas das edificações, há esforços do vento devido às pressões internas em função das aberturas existentes nas vedações. A arte da Figura 11 representa a influência da localização de aberturas dominantes (grandes aberturas em relação às demais) no valor da pressão interna (MARCELLI, 2007).

Figura 11 – Pressão interna em função da localização de aberturas dominadas com incidência normal à cumeeira



Fonte: Blesmann (1979).

Grandes aberturas em zonas de elevada pressão externa (sobrepessão) ocasionam elevadas pressões internas (sobrepessões) nas coberturas, que aliadas a sucções externas podem ocasionar o arrancamento do telhado (BLESMANN, 1979).

No caso “a” da Figura 11, observa-se que a abertura principal está situada a barlavento; e ocorreu a somatória dos esforços internos e externos, tanto para a cobertura como para a parede de sotavento, o que pode gerar o colapso da cobertura, e até mesmo o tombamento da parede de sotavento se os esforços superarem em muito o peso da cobertura, caso a estrutura de sustentação não tenha sido projetada para suportar esse acúmulo de pressão (MARCELLI,

2007). Blessmann (1979) alerta para o risco de haver engano e abrirem-se as portas e janelas a barlavento. [...] Alerta que é melhor deixar tudo aberto ou fechado para se correr menos risco.

Na situação “b” da Figura 11, a posição da abertura predominante se inverte e fica situada a sotavento, o que favorece as condições de equilíbrio da cobertura, porém agrava os esforços na parede de barlavento (MARCELLI, 2007).

No caso “c” da Figura 11 as áreas das aberturas nas paredes de barlavento e sotavento são parecidas. Essa situação é a mais adequada para se evitar as pressões internas, pois o vento passará por dentro da edificação sem produzir esforços significativos (MARCELLI, 2007).

Conforme Carvalho (2017) as forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas individualmente para:

- a) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);
- b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc);
- c) a estrutura como um todo.

A NBR 6123 (2013) apresenta coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes de planta retangular. Nessa norma são dados valores tabelados de coeficientes de pressões e de forma, externos, para direções críticas do vento (incidência de 0° e 90°) nas paredes e no telhado.

O valor dos coeficientes de pressão interna é determinado conforme a permeabilidade de toda a superfície externa da edificação, incluindo a cobertura. Para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme (CARVALHO, 2017).

É importante destacar que a NBR 6123 (2013) não se aplica a edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum, nestes casos, estudos especiais devem ser feitos para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos. Blessmann (1979, p. 55) adverte que “obras excepcionais e/ou formas diferentes deverão ser ensaiadas em túnel de vento, procurando-se reproduzir as características de vento natural que influem no caso em estudo.”.

O vento é imprevisível e possui muitos fatores que influenciam na sua atuação, mas sabe-se que os esforços com valores significativos, provocados pela ação externa do vento, são predominantemente de sucção, e os esforços significativos provocados pela ação interna podem ser de sobrepessão ou de sucção, dependendo do tamanho e da disposição das aberturas nos elementos de vedação. Nesse contexto, as situações em que pode ocorrer a somatória dos esforços internos com os externos devem ser evitadas, pois são a causa de muitos sinistros, principalmente em coberturas leves.

2.5 Considerações sobre o dimensionamento estrutural de galpão

Os objetivos de um projeto estrutural são: Garantia de segurança estrutural, a fim de evitar o colapso da estrutura; Garantia de bom desempenho da estrutura, a fim de evitar a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações e danos locais.

Com a finalidade de alcançar tais objetivos, as normas e recomendações aplicadas a edificações brasileiras baseiam-se no método de estados-limites. Dessa forma, ao se dimensionar um galpão, verificam-se as barras comparando as solicitações de projeto com a resistência de cálculo de cada perfil. No caso de se optar por perfis laminados ou soldados, as verificações dos perfis são definidas de acordo com a NBR 8800 (2008). Se os perfis forem formados a frio, os cálculos seguirão os procedimentos prescritos pela NBR 14762 (2010).

Carvalho (2017) apresenta um roteiro com alguns procedimentos a serem considerados na realização do dimensionamento de um galpão em estrutura metálica:

- 1) Obter os dados preliminares conforme o anteprojeto;
- 2) Cálculo da ação dos ventos;
 - a) Coeficientes de pressão e de forma externo para as paredes;
 - b) Coeficientes de pressão e de forma internos;
 - c) Combinações entre os coeficientes internos e externos resultantes;
 - d) Determinação dos coeficientes para cálculo das telhas e vigas de tapamento,
 - e) Cálculo do carregamento devido ao vento conforme combinações adotadas.
- 3) Combinação de ações a serem usadas;
- 4) Dimensionamento do fechamento lateral e terças;
- 5) Dimensionamento das vigas do fechamento lateral;
- 6) Dimensionamento das vigas de cobertura, ou treliças (conforme a tipologia de estrutura para cobertura);
- 7) Dimensionamento das colunas;
- 8) Dimensionamento da base das colunas;
- 9) Contraventamentos;
- 10) Dimensionamento das calhas.

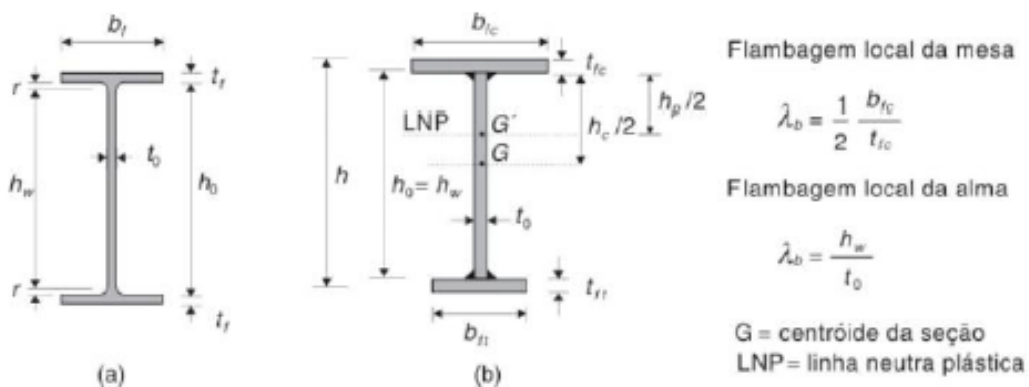
Conforme NBR 8800 (2008), para dimensionar as barras é necessário considerar os cálculos e procedimentos abaixo:

- 1) Cálculo da Tração
- 2) Cálculo da Compressão

- 3) Cálculo de Resistência a Flexão – eixo y
 - a) FLT - Flambagem Lateral com Torção
 - b) FLM - Flambagem Local da Mesa
 - c) FLA - Flambagem Local da Alma
- 4) Cálculo de Resistência a Flexão – eixo z
 - a) FLM - Flambagem Local da Mesa
- 5) Cálculo de Resistência ao cortante – eixo y
- 6) Cálculo de Resistência ao cortante – eixo z
- 7) Equações de interação

Os perfis metálicos caracterizam-se por apresentarem instabilidades, que poderão ser Locais, quando ocorrer ondulações de uma ou mais partes que compõe(m) o perfil; ou Globais, quando a barra toda se instabilizar (CARVALHO *et al.*, 2014). A Figura 12 apresenta os índices de esbeltez da mesa e da alma, que avaliam o quanto uma barra é vulnerável ao efeito da flambagem.

Figura 12 – Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria (a) perfil laminado; (b) perfil soldado



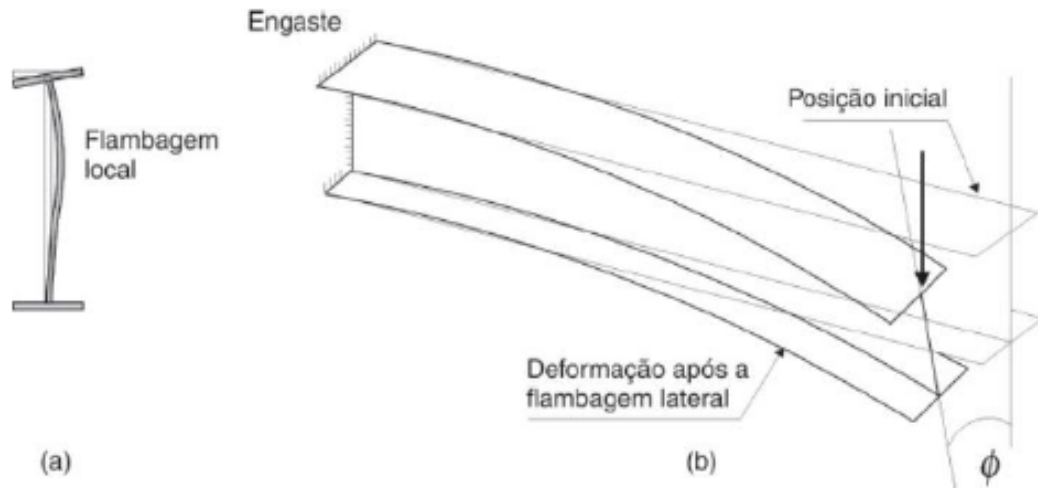
Fonte: (PFEIL; PFEIL, 2009).

Pfeil e Pfeil (2009, p. 153) define Flambagem Local (Figura 13a) como “a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção”. Essa influência das características geométricas de um perfil “I”, no cálculo de flambagem local da alma em torno do eixo y, se encontra demonstrada no fluxograma presente no apêndice deste trabalho.

Conforme demonstrado no item b da Figura 13, a Flambagem Lateral com Torção (FLT), também chamada de Flambagem Global, ocorre quando a viga perde seu equilíbrio no

plano principal de flexão (em geral vertical), apresentando deslocamentos laterais e rotações de torção (PFEIL; PFEIL, 2009).

Figura 13 – Flambagem local e flambagem lateral em vigas



Fonte: (PFEIL; PFEIL, 2009)

2.6 Dimensionamento dos elementos estruturais

A partir da análise das ações externas, pode-se obter os esforços nas seções de cada elemento estrutural, passando para a etapa de dimensionamento e verificação das peças, que deve atender aos critérios de resistência (estados limites últimos) e de desempenho (estados limites de utilização), gerando uma estrutura segura e sem grandes deslocamentos, vibrações e danos localizados nas peças. Serão apresentadas na próxima seção algumas considerações de cálculo para o dimensionamento de elementos em aço, submetidos a diferentes esforços, de acordo com as normas específicas.

2.6.1 Barras tracionadas

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), as barras tracionadas correspondem as sujeitas a cargas de tração axial ou simples e encontram-se nas estruturas, sob a forma de tirantes ou pendurais, contraventamentos, trabejamento de vigas ou colunas, e barras tracionadas de treliças. Conforme a NBR 8800 (2008) define que a força axial de tração de cálculo solicitante ($N_{t,Sd}$) deve apresentar valor igual ou inferior a força de tração resistente de cálculo ($N_{t,Rd}$), de acordo com a Equação 2.2.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (2.2)$$

Silva (2017) explica que a força axial resistente de cálculo, aplicada no dimensionamento deve ser a de menor valor obtido levando em consideração os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta, conforme Equação 2.3, e ruptura da seção liquidada, de acordo com a Equação 2.4.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.3)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.4)$$

Onde:

A_g : área bruta da seção transversal da barra;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

A_e : área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_u : resistência a ruptura do aço;

γ_{a1} e γ_{a2} : coeficiente de ponderação das resistências.

2.6.2 Barras comprimidas

Em edificações de aço, as barras comprimidas se encontram em especial em componentes de treliças e em pilares contraentados rotulados. Estas peças se caracterizam por estarem solicitadas por uma força axial de compressão (SILVA, 2017).

Além de dimensionar a peça a fim de resistir a essa força de compressão, deve-se levar em consideração os efeitos de flambagem global e flambagem local da peça (SILVA, 2017).

Conforme Pfeil e Pfeil (2009) o esforço de compressão tende a acentuar o efeito de curvaturas iniciais existentes, produzindo deslocamentos laterais na barra, processo conhecido por flambagem por flexão ou flambagem global que geralmente reduz a capacidade de carga da peça. Além da flambagem global, a peça deve ser dimensionada para evitar flambagem local que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais a chapa, na forma de ondulações. Este fenômeno ocorre em virtude da esbeltez da chapa (b/t). Por estes

efeitos, ao realizar o dimensionamento da peça, deve-se levar em conta os estados-limite últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local.

A NBR 8800 (2008) determina que, para fins de dimensionamento de barras submetidas a carga axial de compressão, deve-se atender a condição estabelecida na Equação 2.5.

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2.5)$$

Onde:

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

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

A força axial de compressão resistente de cálculo da barra , será determinada pela Equação 2.6.

$$N_{c,Rd} = \frac{XQA_gf_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.6)$$

Onde:

X : fator de redução associado à resistência à compressão;

Q : fator de redução total associado à flambagem local;

A_g : área bruta da seção transversal da barra;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} : coeficiente de ponderação das resistências.

2.6.3 Barras submetidas a momento fletor e força cortante

Para o dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições estabelecidas nas Equações 6 e 7, conforme determina a NBR 8800 (2008).

Onde:

M_{sd} : momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} : momento fletor resistente de cálculo;

V_{sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} : força cortante resistente de cálculo.

2.6.4 Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão

Quando um elemento estrutural está sujeito a uma força axial, de tração ou compressão, e momento fletor simultaneamente, a NBR 8800 (2008) determina que além da verificação dos estados-limites para esses casos, deve ser atendida a condição estabelecida as seguintes condições 2.7 e 2.8:

– Para $N_{Sd} / N_{Rd} \geq 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.7)$$

– Para $N_{Sd} / N_{Rd} < 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (2.8)$$

Onde:

N_{Sd} : força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

N_{Rd} : força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$: momento fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da secção transversal;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$: momento fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da secção transversal;

2.6.5 Considerações sobre o dimensionamento de perfis formados a frio

O dimensionamento de elementos em perfis formados a frio deve ser realizado em conformidade com a NBR 14762 (2010), e possui algumas peculiaridades devido principalmente ao formato da seção e ao fato de as cargas não serem aplicadas no centroide da seção, o que pode gerar distorção devido a torção. Assim, nos perfis formados a frio a seção transversal aberta devem ser considerados os seguintes estados limites: instabilidade local, instabilidade distorcional e instabilidade global.

2.6.5.1 Método da largura efetiva

Conforme a NBR 14762 (2010) o método da largura efetiva deve ser aplicado no dimensionamento de perfis formados a frio, o qual tem por base o método dos estados limites,

considerando o estado limite último e o estado limite de utilização. Os elementos estruturais tratados pela norma são vigas, pilares e viga-pilar.

Neste método, as seções são consideradas como uma associação de placas de elementos esbeltos. Assim, é aplicado o conceito da largura efetiva para considerar o efeito de flambagem local em cada um dos elementos isolados. Com isso, resulta um perfil com propriedades geométricas efetivas, ou seja, uma área efetiva e um módulo resistente elástico efetivo (NOGUEIRA, 2009). Uma consideração feita pelo método para estabelecer suas equações é a variação de tensões é linear por meio dos elementos, e os esforços considerados são generalizados: axial, flexão e cortante.

O método das tensões efetiva é fundamentado nas Equações 2.9 e 2.10, que indicam que a relação entre a largura efetiva (b_{ef}) e a largura (b) do elemento depende da relação entre tensão crítica de flambagem elástica do elemento (f_{cr}) e a tensão aplicada (f).

$$\frac{b_{ef}}{b} = 1 \text{ se } f_{cr} \leq f \quad (2.9)$$

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f}} \text{ se } f_{cr} < f \quad (2.10)$$

Multiplica-se o numerador e o denominador do primeiro membro da Equação 2.10 pelo produto $t.f$, onde t é a espessura do elemento e f é a tensão aplicada, e o numerador e o denominador do segundo membro pela área A do elementos, assim, a resultante é a Equação 2.11.

$$\frac{b_{ef}(t.f)}{b(t.f)} = \sqrt{\frac{f_{cr}.A}{f.A}} \quad (2.11)$$

Por fim, considerando f como o valor limite de colapso ($f=f_{lim}$) de todo o perfil, que pode ser a tensão de colapso plástico, a tensão crítica de alguns modos de flambagem elástica ou uma interação entre estas duas formas de colapso, é possível reescrever a Equação 12, resultando na Equação 13.

2.6.6 Deslocamento dos pórticos transversais

Conforme a NBR 8800 (2000) determina valores máximos para os deslocamentos verticais e horizontais nas estruturas. Este critério é aplicado na verificação do estado limite de

utilização de deslocamentos excessivos da estrutura. Nos galpões industriais deve-se verificar os deslocamentos verticais no meio do vão da viga de cobertura (ΔV) e os deslocamentos horizontais no topo do pilar (ΔH).

2.7 Sistemas estruturais

Souza (2019) explica que a fim de garantir melhor compreensão sobre a temática, diversos autores sugerem que os sistemas estruturais sejam classificados conforme os arranjos característicos adotados em projetos de edifícios industriais em aço. Conforme o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (BRASIL, 1986), os galpões podem ser agrupados quanto à:

- Estrutura principal: pórticos simples, múltiplos e estruturas espaciais;
- Cobertura: plana (horizontal ou inclinada), dentada (Shed) e em arco.

As estruturas de múltiplos vãos se aplicam em casos de grandes áreas e são recomendadas à cobertura tipo Shed caso a obra demande entrada superior para ventilação e iluminação natural. Além disso, apesar da variedade de modelos de configurações disponíveis, as soluções mais complexas resultam em um custo maior para a estrutura do edifício (BELLEI, 2010).

Já Pinho (2005) apresenta em seus estudos outros dois tipos de classificações para os galpões em pórticos de aço:

- Conforme o tipo de pórtico: pórticos de alma cheia e pórticos treliçados;
- Em função da presença de pontes rolantes: galpões com ou sem ponte rolante.

A carga predominante nos galpões sem ponte rolante geralmente é o vento, pois os elementos de vedação lateral e de cobertura possuem pesos relativamente baixos em relação à estrutura. No caso de galpões com ponte rolante, essa geralmente representa a carga predominante, pois introduz forças verticais, horizontais e impactos relevantes na estrutura, além de exigir maior limitação nos deslocamentos para a operação adequada do equipamento (SOUZA, 2019, p. 17).

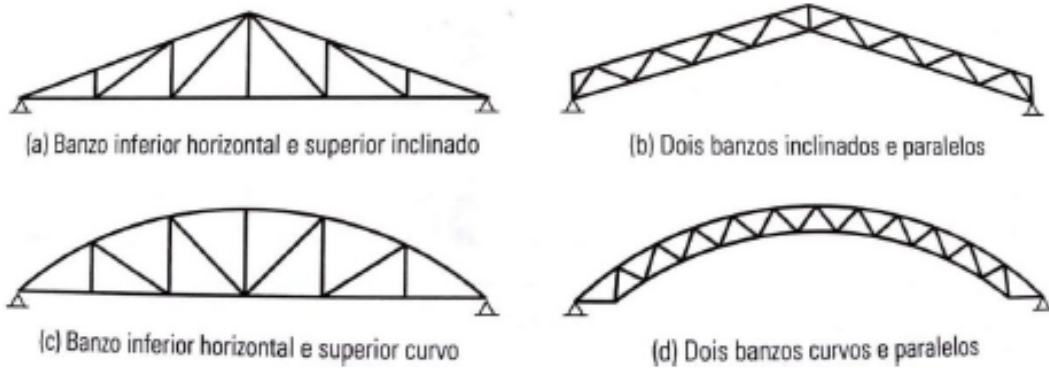
Chaves (2007) ressalta que as pontes rolantes demandam também de apoio para o caminho de rolamento, assim o sistema se torna mais complexo.

2.7.1 Pórticos treliçados

Os pórticos treliçados se compõem por elementos treliçados, seja ele a coluna, cobertura ou todos os elementos. Em telhados diversas são as possibilidades de locação das

barras da treliça, Fakury, Castro e Silva e Caldas (2015) destacam em seus estudos as formas triangular, banzos inclinados e banzos curvos, conforme na Figura 14.

Figura 14 – Modelos usuais de coberturas treliçadas



Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2015).

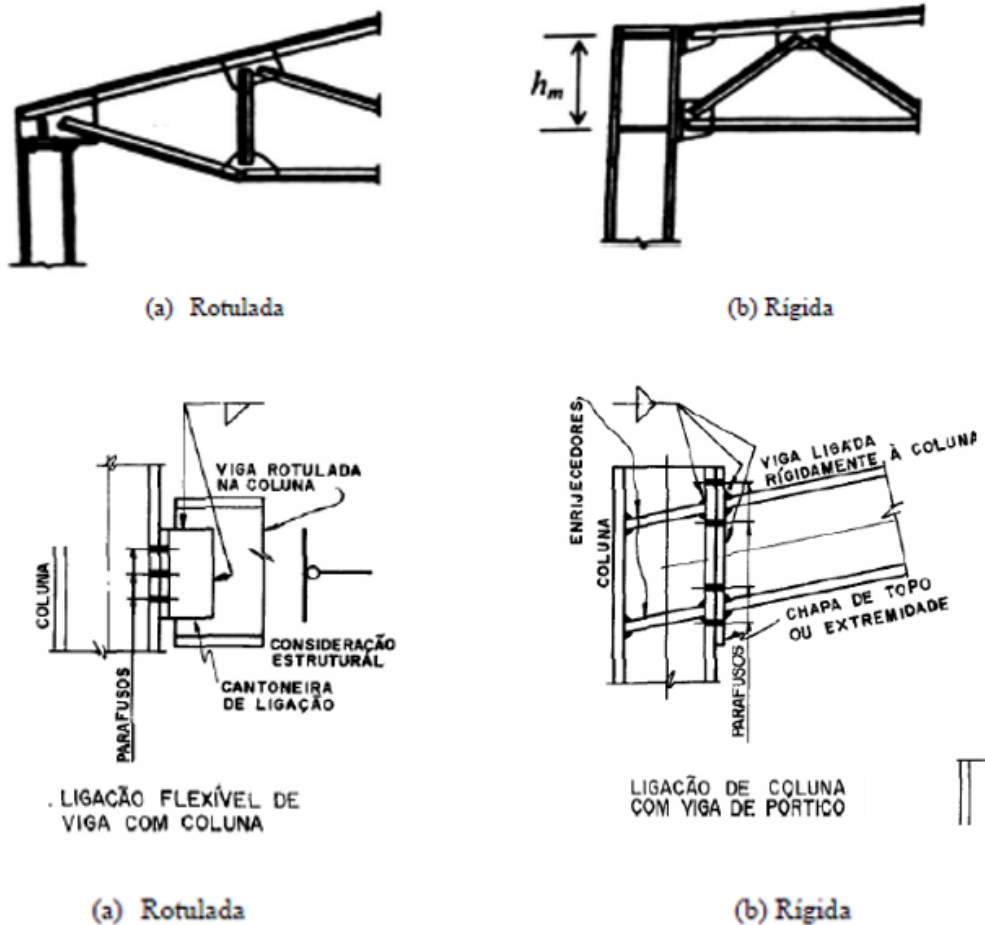
A ligação entre a coluna e a cobertura pode ser realizada em um único ponto, constituindo uma ligação rotulada, ou em dois pontos, constituindo uma ligação rígida devido à formação de um binário por meio do qual ocorre a transmissão de momento fletor da estrutura de cobertura para o pilar (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2015). A Figura 15 ilustra os casos apresentados.

A fim de prevenir que os pórticos fiquem hipostáticos, deve-se realizar uma ligação rígida entre tesoura de cobertura e pilar, caso os pilares sejam rotulados na base. Já em situações onde os pilares sejam engastados nas bases, pode-se adotar ligações flexíveis entre os elementos de cobertura e pilar (SANTOS, 1977).

Conforme Bellei (2006), estruturas com pilares e tesouras treliçadas compõe um dos sistemas mais econômicos e leves para a construção. No entanto, Nogueira (2009) defende que consequentemente a redução do peso próprio da estrutura ocorre a inversão de cargas solicitantes normais nos elementos dos banzos inferiores e superiores da treliça, desencadeado pela ação do vento. Os elementos solicitados à compressão ficam submetidos a fenômenos de instabilidade, como a flambagem, e, caso a esbeltez da barra comprimida seja grande, esse fator pode ser determinante no dimensionamento estrutural desses elementos.

Para coberturas de grandes vãos, recomenda-se a aplicação de inclinações menores associadas a vigas treliçadas, ao invés de tesouras. No entanto, ressalta-se a importância dos cuidados especiais nas ligações das telhas para inclinações da ordem de seis graus (BELLEI, 2010). Kripka, Tisot e Medeiros (2010), identificaram em seus estudos uma elevada sensibilidade das coberturas em tesouras treliçadas quanto à minimização da inclinação do banzo superior,

Figura 15 – Ligação entre tesoura treliçada e pilar, rotulada (esquerda) e rígida (direita)



Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2015).

corroborando com para essa solução alternativa em vigas treliçadas proposta por Bellei (2010).

Pinho (2005) recomenda a aplicação de pilares treliçados em situações onde prevê-se a utilização de pontes rolantes pesadas ou de grandes vãos livres. A Figura 16 ilustra uma situação onde o pilar da extremidade é responsável pelo suporte das cargas atuantes na cobertura, vento e esforço horizontal da ponte rolante, e o pilar interno resiste a carga vertical do sistema. Em casos de pontes leves, desde que sejam respeitados os mínimos afastamentos exigidos para a movimentação das mesmas, se pode adotar consoles nos pilares para suporte da viga de rolamento.

2.8 Critérios de falha

Em Engenharia Mecânica, existem alguns critérios de falha mecânica que são utilizados para verificar a proximidade de falha plástica do material. Esta proximidade é a iminência de

Figura 16 – Pórticos com colunas treliçadas



Fonte: Pinho (2005).

ocorrer a falha plástica quando da ocorrência de um determinado estresse mecânico. Dentre os critérios que são utilizados, dois podem ser destacados: o critério do máximo estresse mecânico e o critério de Von Mises este último é o que adotaremos no nosso estudo.

No critério de Von Mises, é considerado que a falha plástica ocorrerá se o estresse mecânico ocorrente, que é o estresse de Von Mises, for superior ao estresse crítico que o material suporta. A expressão matemática que representa o critério de Von Mises está apresentada em Equação 2.12.

$$\sigma_{VM} = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \geq \sigma_{crit} \quad (2.12)$$

2.9 Estados limites

O cálculo de estruturas metálicas tem como objetivos garantir uma segurança adequada contra a falha e colapso total e contra determinadas condições de serviço. As bases do dimensionamento consistem em assegurar à obra, estabilidade, conforto e durabilidade. Quando estes objetivos não são atingidos, a estrutura atinge uma situação de “estado limite”, definida como estado limite último ou estado limite de serviço (ARAÚJO *et al.*, 2016).

2.9.1 Estados limites últimos

O estado limite último (ELU) é relacionado ao estado no qual a estrutura não pode ser utilizada devido ao esgotamento da capacidade resistente e o risco iminente de colapso. A estrutura quando atinge esse estado, geralmente, apresenta indícios antes de romper como barulhos, rachaduras em paredes ou elementos estruturais, tombamento parcial e outros. Neste caso, é recomendado a desocupação imediata da edificação para realização de reparos na estrutura ou até mesmo a sua demolição, quando constatado que a edificação está prestes a desmoronar (ARAÚJO *et al.*, 2016).

A perda da estabilidade da estrutura como corpo rígido, ruptura de seções críticas, colapso progressivo, flambagem dos elementos estruturais e fadiga dos materiais são algumas das causas do acontecimento da falha pelo estado último.

2.9.2 Estados limites de serviço

Já o estado limite de utilização ou de serviço (ELS) é caracterizado pela impossibilidade do emprego saudável da estrutura, por não oferecer as condições necessárias para garantir a aparência, conforto do usuário, desempenho e boa durabilidade, mesmo não se tendo esgotado a capacidade resistente da estrutura (ARAÚJO *et al.*, 2016). Diferentemente do ELU, o ELS não oferece o risco iminente da ruptura da estrutura, estando ela apenas fora dos padrões normais de funcionamento, sendo necessário a realização de reparos para adequação da estrutura de forma que seja garantida a durabilidade prevista em projeto. Como neste estado a estrutura não atingiu a capacidade resistente última considera-se que a estrutura seja dimensionada ao ELU e verificada pelo ELS. Caso a estrutura não passe pelo ELS, o dimensionamento é verificado de forma inversa para satisfazer os dois estados limites.

3 METODOLOGIA

Essa pesquisa inicialmente se caracteriza com uma pesquisa bibliográfica exploratória a fim de aprofundar os conceitos na problemática proposta. Foram coletados materiais científicos nas plataformas Google Acadêmico, SciELO e nos repositórios das principais universidades nacionais.

Posteriormente, foi realizado o dimensionamento de um galpão industrial no estado do Ceará, a fim de atingir os objetivos propostos neste estudo, caracterizando-se como uma pesquisa quantitativa. Foram utilizados os softwares: AutoCad, Visualventos, Ftool, Dimperfil e Visualmetal.

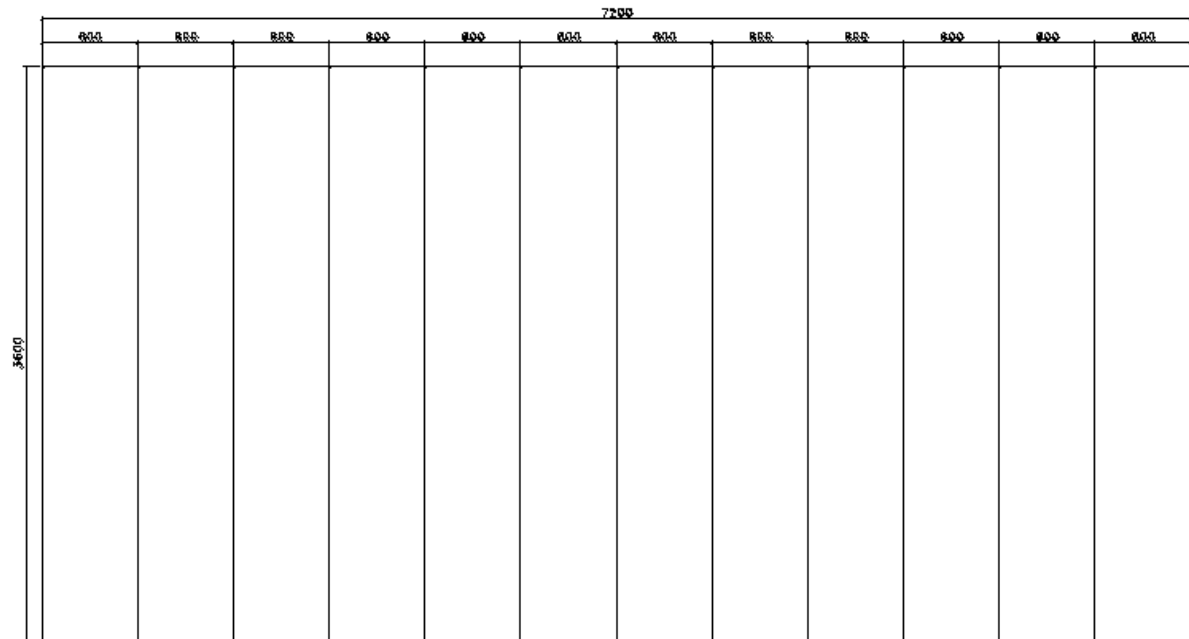
3.1 Características da edificação

A edificação analisada se trata de um galpão industrial, com seu dimensionamento baseado no projeto de um galpão existente no município de Brejo Santo, interior do Ceará, apresentando as seguintes características:

- Dimensão: 36 m x 72 m x (7,45 +1,8 m);
- Cobertura: telha trapezoidal 40 (i=10%);
- Lateral: até 2 m alvenaria; acima de 2 m telha trapezoidal 40;
- Frente e fundo: aberto;
- Pórticos: a cada 6 m;
- Treliça tesoura: 35 m x 0,5 a 2,25 m;
- Treliça pilar: 0,5 m x 7,45 a 7,5 m;
- Terças e longarinas: a cada 2 m;
- Nós articulados na ligação pilar/viga; base rígida/fundação.

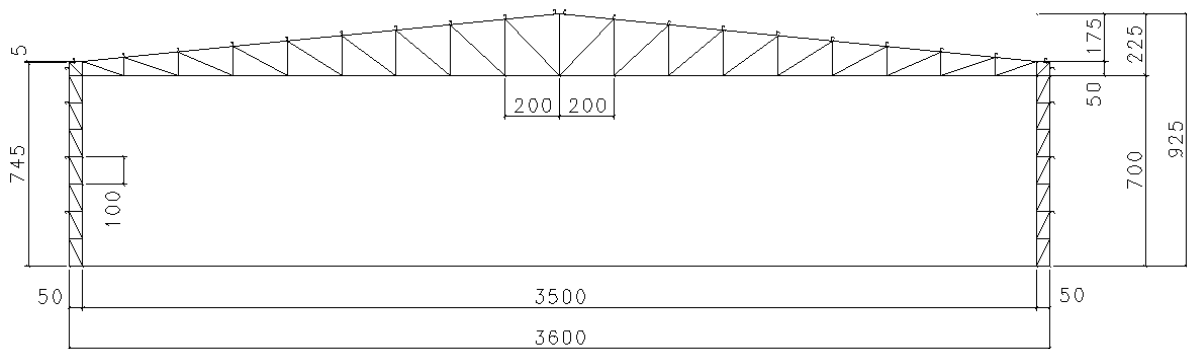
A planta baixa da edificação está ilustrada na Figura 17. Já a vista do pórtico está ilustrada na Figura 18.

Figura 17 – Planta baixa galpão industrial



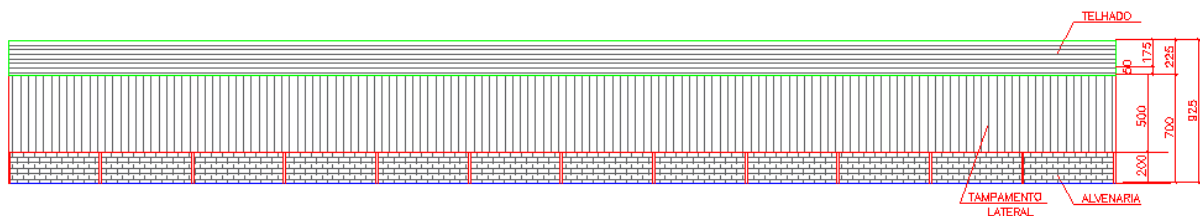
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 18 – Vista pórtico



Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 19 – Fachada lateral galpão

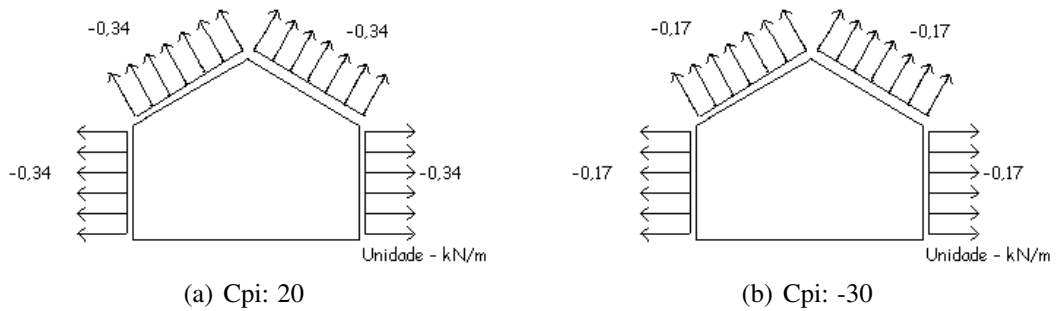


Fonte: Próprio autor (2020).

3.2 AÇÕES E SEGURANÇA

Por meio do software Visualventos foram definidas as forças devido ao vento. A força causada pelo vento a 0° está ilustrada na Figura 20.

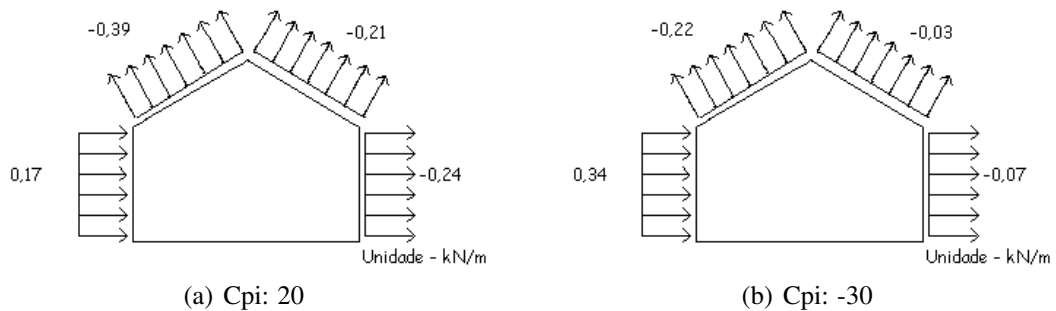
Figura 20 – Vento a 0°



Fonte: Próprio autor (2020).

Já a forças devida ao vento 90° é ilustrada na Figura 21.

Figura 21 – Vento a 90°



Fonte: Próprio autor (2020).

Peso próprio: 7 kgf/m² (estimado); Peso telha: 5 kgf/m²; Sobrecarga: 25 kgf/m²; Vento 0°> cobertura: -34 kgf/m²; lateral: -34 kgf/m²; Vento 90°> cobertura: -39 kgf/m²; lateral: 34 kgf/m².

A partir de cálculos manuais, foi possível chegar aos valores das combinações apresentadas nas próximas subseções.

3.2.1 Combinações ELU cobertura

1. $1,25.G+1,50.QS = 1,25.0,12+1,50.0,25 = 0,525 \text{ kN/m}^2$
2. $1,00.G+1,40.QV0^\circ = 1,00.0,12+1,40.(-0,34) = -0,356 \text{ kN/m}^2$
3. $1,00.G+1,40.QV90^\circ = 1,00.0,12+1,40.(-0,39) = -0,426 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Combinações ELU tapamento lateral

1. $1,25.G = 1,25.0,12 = 0,15 \text{ kN/m}^2$

$$2. 1,00.G+1,40.QV0^\circ = 1,40.(-0,34) = -0,476 \text{ kN/m}^2$$

$$3. 1,00.G+1,40.QV90^\circ = 1,40.0,34 = 0,476 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Combinações ELS cobertura

$$1. 1,00.G+1,00.QS = 1,00.0,12+1,00.0,25 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$2. 1,00.G+1,00.QV0^\circ = 1,00.0,12+1,00.(-0,34) = -0,22 \text{ kN/m}^2$$

$$3. 1,00.G+1,00.QV90^\circ = 1,00.0,12+1,00.(-0,39) = -0,27 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Combinações ELS tapamento lateral

$$1. 1,00.G = 1,00.0,12 = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$2. 1,00.QV0^\circ = 1,00.(-0,34) = -0,34 \text{ kN/m}^2$$

$$3. 1,00.QV90^\circ = 1,00.0,34 = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

3.2.5 Distribuição de cargas

a) Linear

i. Combinações ELU cobertura

$$1. 0,525 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 3,15 \text{ kN/m}$$

$$2. -0,356 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -2,136 \text{ kN/m}$$

$$3. -0,426 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -2,556 \text{ kN/m}$$

ii. Combinações ELU tapamento lateral

$$1. 0,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 0,9 \text{ kN/m}$$

$$2. -0,476 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -2,856 \text{ kN/m}$$

$$3. 0,476 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 2,856 \text{ kN/m}$$

iii. Combinações ELS cobertura:

$$1. 0,37 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 2,22 \text{ kN/m}$$

$$2. -0,22 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -1,32 \text{ kN/m}$$

$$3. -0,27 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -1,62 \text{ kN/m}$$

iv. Combinações ELS tapamento lateral

$$1. 0,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 0,72 \text{ kN/m}$$

$$2. -0,34 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = -2,04 \text{ kN/m}$$

$$3. 0,34 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m} = 2,04 \text{ kN/m}$$

b) Pontual

i. Combinações ELU cobertura

1. $3,15 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = 6,331 \text{ kN}$
2. $-2,136 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = -4,293 \text{ kN}$
3. $-2,556 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = -5,138 \text{ kN}$

ii. Combinações ELU tapamento lateral

1. $0,9 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = 1,8 \text{ kN}$
2. $-2,856 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = -5,712 \text{ kN} +C1$
3. $2,856 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = 5,712 \text{ kN} +C1$

iii. Combinações ELS cobertura

1. $2,22 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = 4,462 \text{ kN}$
2. $-1,32 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = -2,653 \text{ kN}$
3. $-1,62 \text{ kN/m} \cdot 2,01 \text{ m} = -3,256 \text{ kN}$

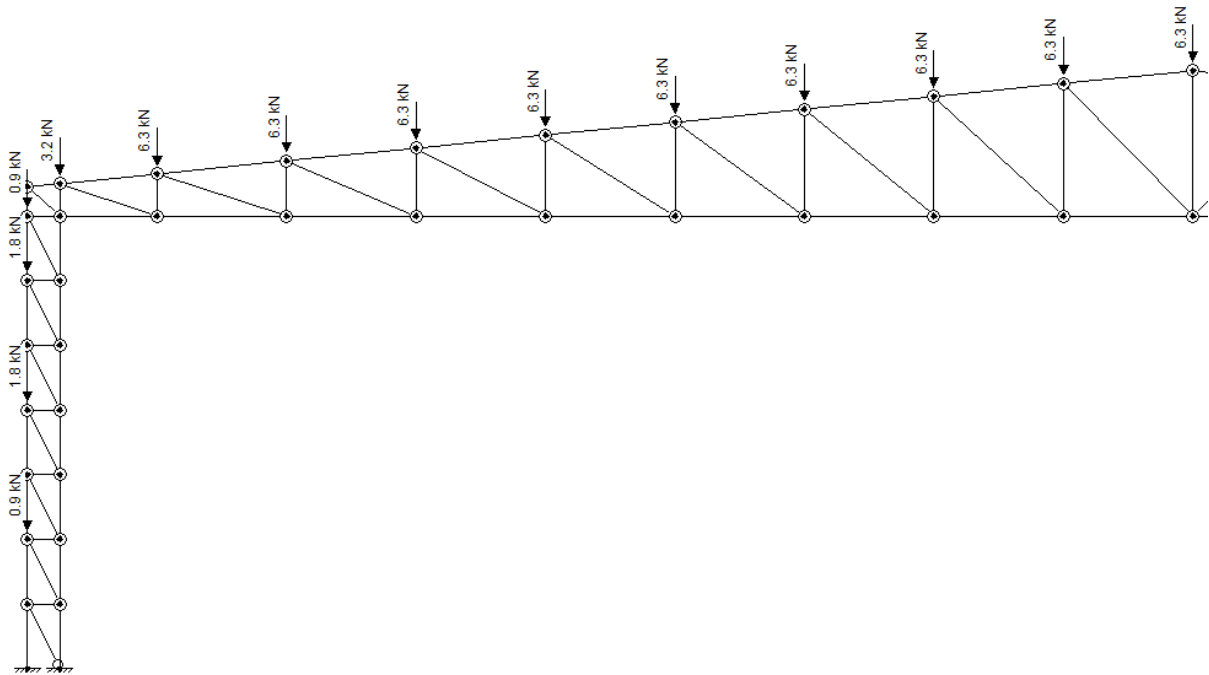
iv. Combinações ELS tapamento lateral

1. $0,72 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = 1,44 \text{ kN}$
2. $-2,04 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = -4,08 \text{ kN} +C1$
3. $2,04 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} = 4,08 \text{ kN} +C1$

3.3 Análise estrutural (ELU)

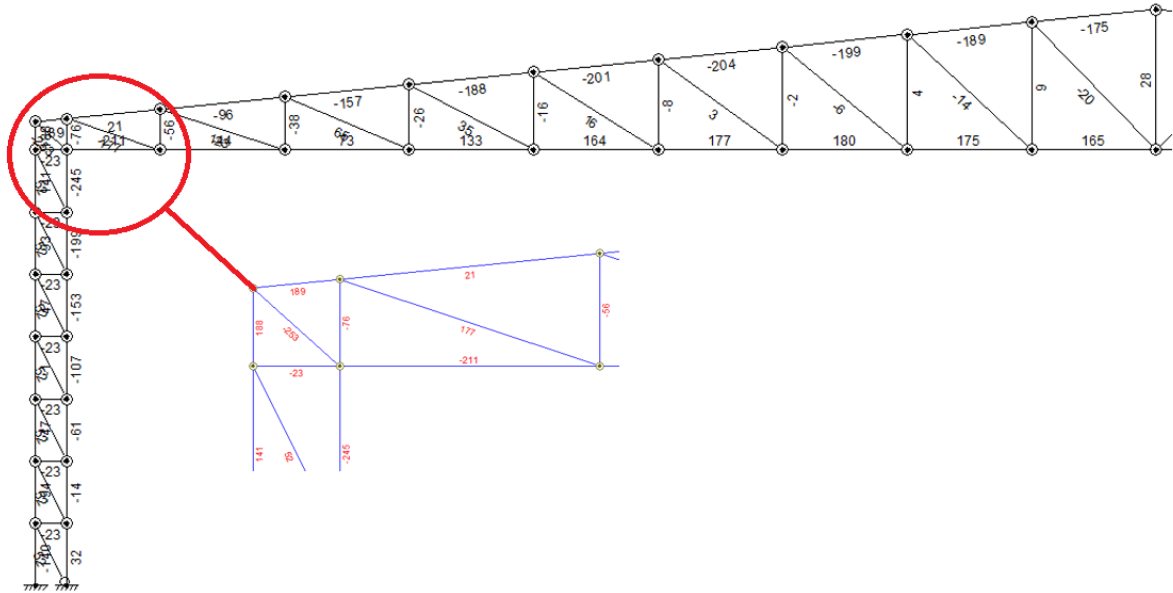
As análises estruturais foram realizadas por meio do software Ftool e são apresentadas a seguir. Onde se utilizou os valores de máximos de cada carregamento em ELU da cobertura de forma pontual descarregando inicialmente nas terças que estão posicionadas acima dos montantes distantes 2,00 m um do outro.

Figura 22 – Ações combinação 1



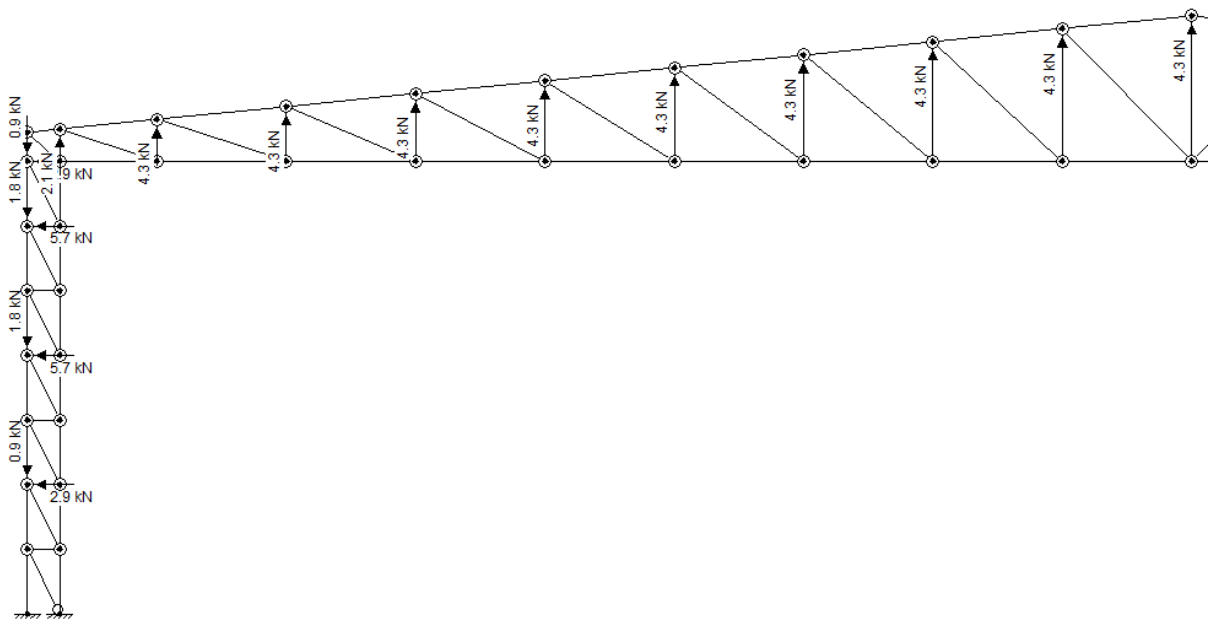
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 23 – Esforços solicitantes internos combinação 1 – normal (kN) ELU



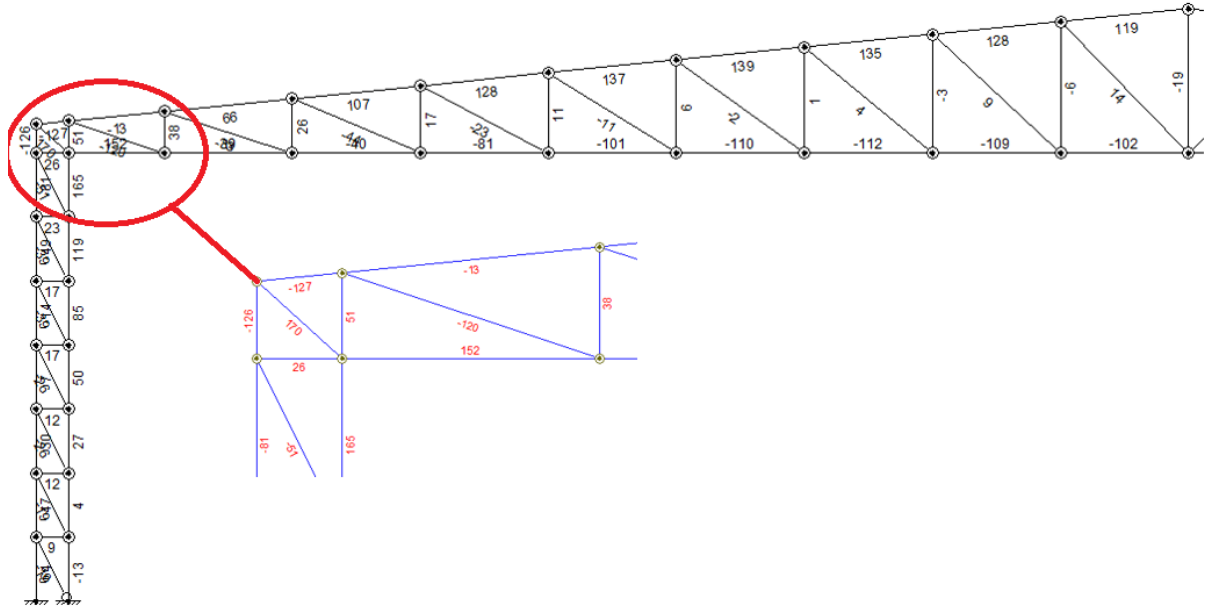
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 24 – Ações combinação 2



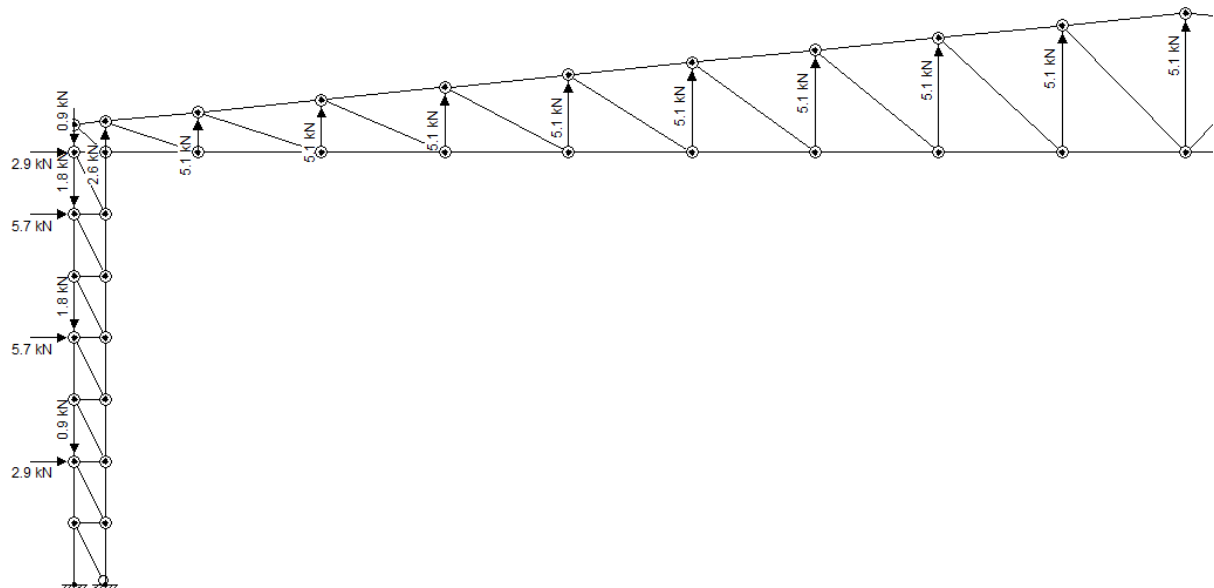
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 25 – Esforços solicitantes internos combinação 2 – normal (kN) ELU



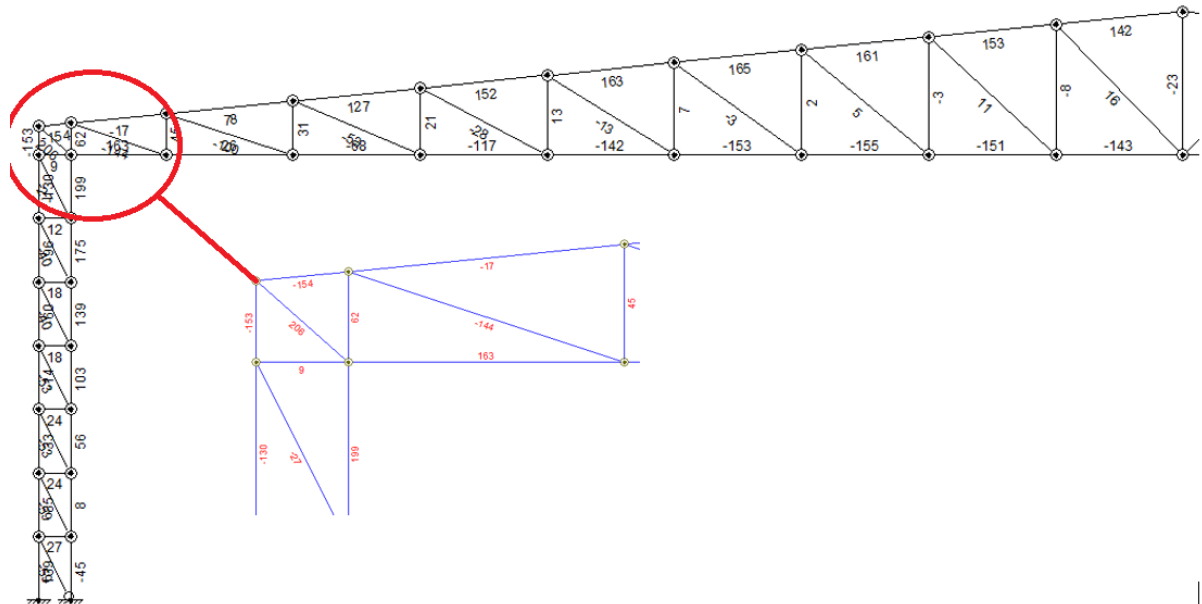
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 26 – Ações combinação 3



Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 27 – Esforços solicitantes internos combinação 3 – normal (kN) ELU



Fonte: Próprio autor (2020).

3.4 Dimensionamento

Os banzos foram dimensionados por meio do software Dimperfil, é um sistema construído em plataforma Java. Isso significa que, diferente da maioria dos programas, não possui um arquivo executável (.exe). Para executar o DimPerfil é necessário ter instalado no computador o console Java. O console Java é um “programa” que interpreta os arquivos “.class”, e é gratuito. Já as diagonais e os montantes por meio do *software* Visualmetal Versão 1.0 - Junho de 2004, um programa para verificação de elementos de aço, Laminados e Soldados segundo a NBR8800 (1988) disponível para download em <http://www.etoools.upf.br>, conforme o quadro apresentado na Figura 28.

Os valores de dos esforços solicitantes máximos em ELU foram extraídos e estão apresentados no quadro de dimensionamento, separados por colunas em elementos que sofrem tração e compressão e o perfil de referencia para suportar essas solicitações.

Figura 28 – Quadro de dimensionamento

Quadro - Dimensionamento

Elemento		Comprimento destravado (cm)	Compressão máxima (kN)	Tração máxima (kN)	Perfil
Pilar	Banzo externo	100	-153	188	U 150x75x3,75
	Banzo interno	100	-245	199	U 150x75x6,3
	Diagonal	112	-59	52	L 63,5x4,57
	Montante	50	-23	27	L 38,1x1,83
	Diagonal topo (1)	68	-253	206	L 101,6x12,19
	Montante topo (1)	51	-154	189	U 150x75x6,3
Tesoura	Banzo externo	201	-204	165	U 150x75x6,3
	Banzo interno	200	-211	180	U 150x75x6,3
	Diagonal centro	226 a 287	-28	35	L 76,2x5,52
	Diagonal canto (3)	159 a 218	-144	177	L 101,6x12,19
	Montante	105 a 225	-26	28	L 76,2x5,52
	Montante canto (2)	65 a 85	-56	45	L 50,8x3,63

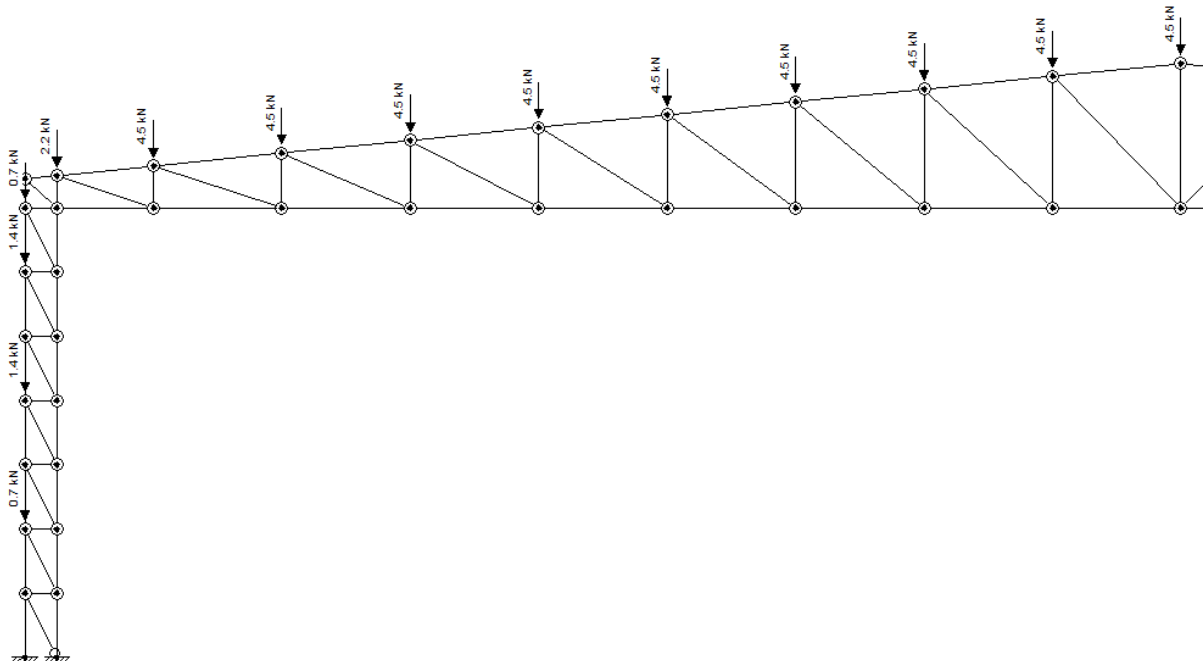
Fonte: Próprio autor (2020).

3.4.1 Deformações (ELS)

As deformações foram estabelecidas com auxílio do software Ftool¹, e são apresentadas a seguir. Onde se utilizou os valores de máximos de cada carregamento em ELs da cobertura de forma pontual descarregando inicialmente nas terças que estão posicionadas acima dos montantes distantes 2,00 m um do outro. Os valores de deformações de referência segundo a NBR 8800 são:

- Pilar: $H/300 = 750/300 = 2,50$ cm;
- Tesoura: $L/250 = 3500/250 = 14,00$ cm;

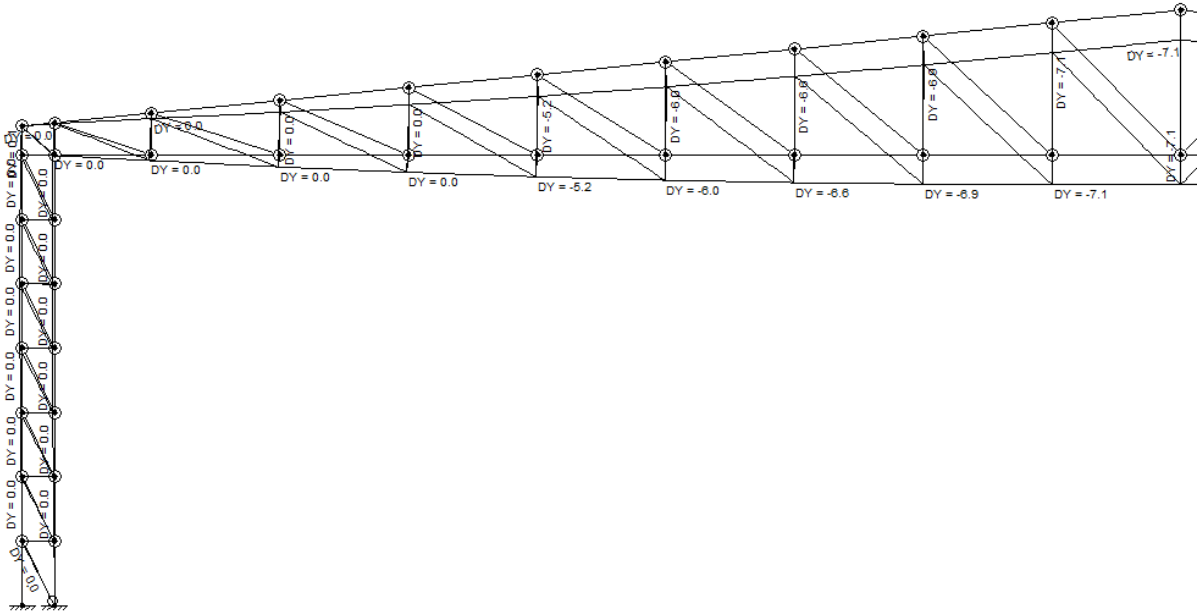
Figura 29 – Ações combinação 1



Fonte: Próprio autor (2020).

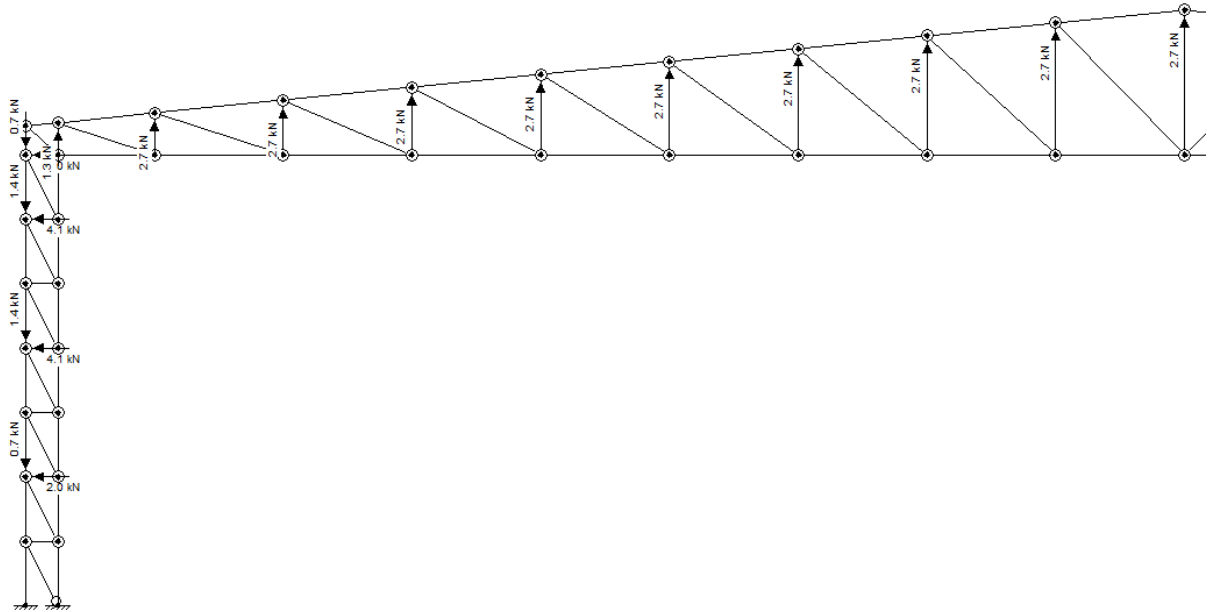
¹ <https://www.ftool.com.br/Ftool/>

Figura 30 – Deformações combinação 1



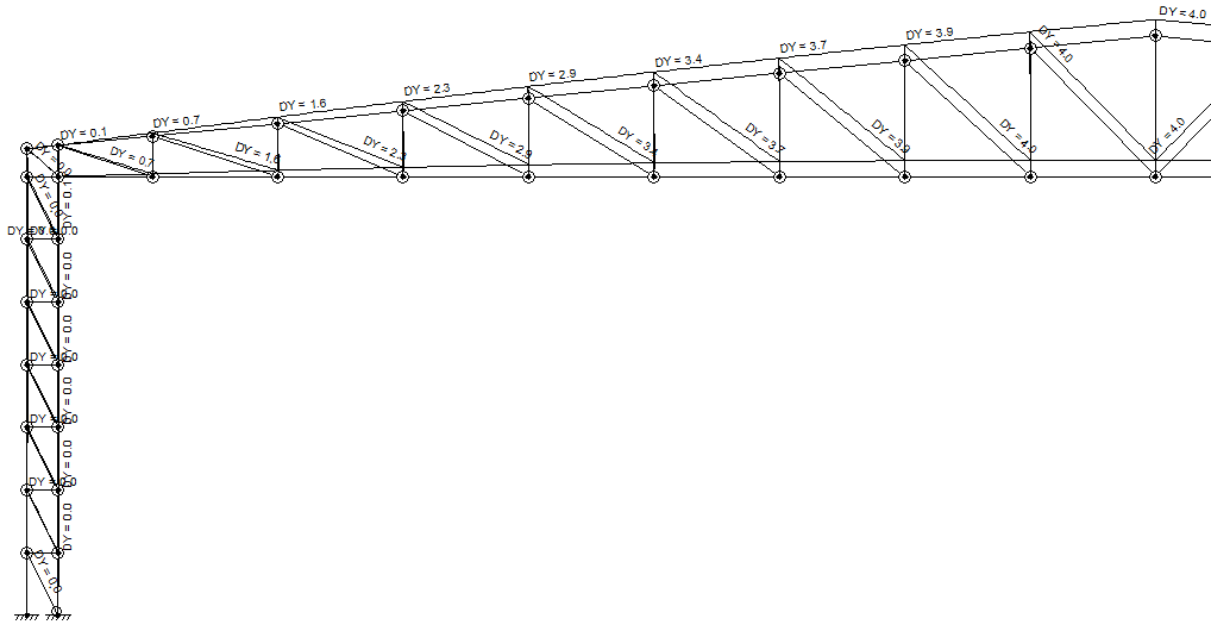
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 31 – Ações combinação 2



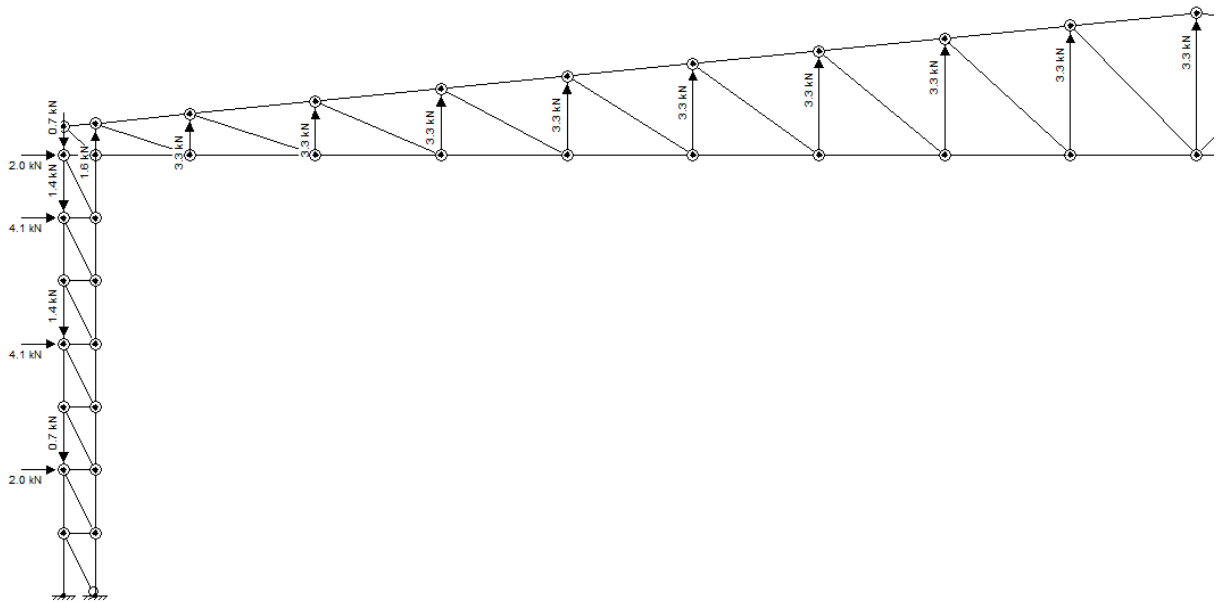
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 32 – Deformações combinação 2



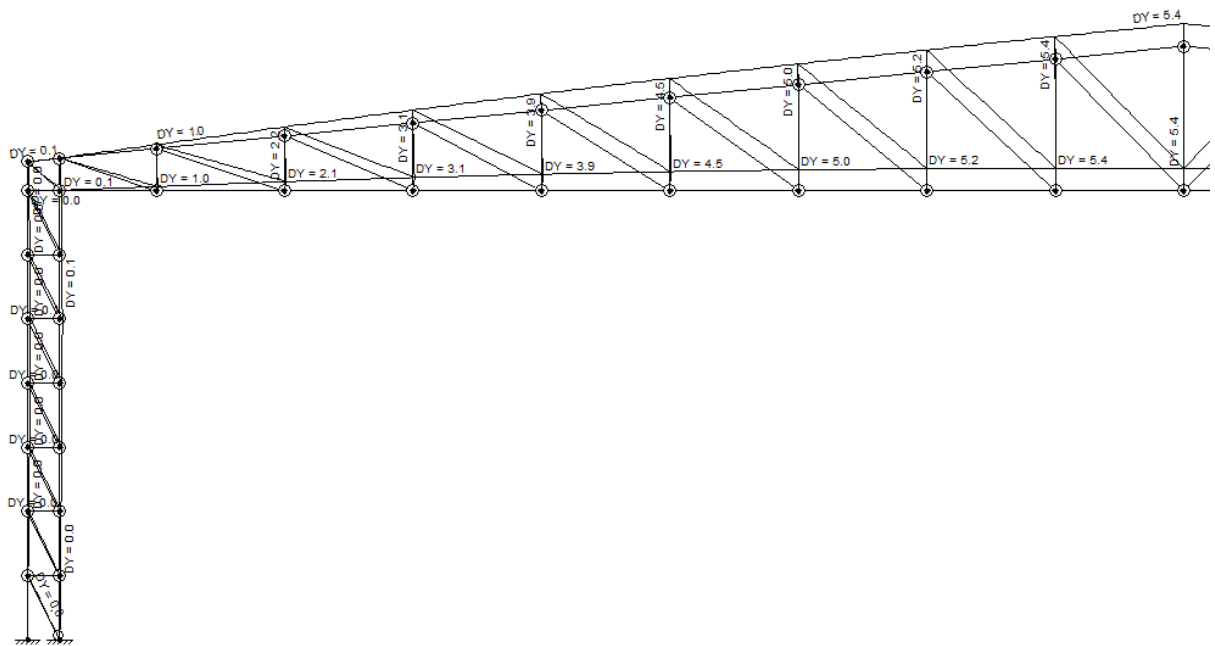
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 33 – Ações combinação 3



Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 34 – Deformações combinação 3



Fonte: Próprio autor (2020).

3.5 Quantitativos

A tabela quantitativa abaixo trás os perfis escolhidos para cada elemento estrutural, através do esforço solicitante que cada um está submetido, seu comprimento, peso linear por peça e peso total, e no fim apresenta o peso por pórtico.

Figura 35 – Quantitativos

Elementos		Perfil	Comprimento total (m)	Peso linear (kgf/m)	Peso total (kgf)
Pilar	Banzo externo	U 150x75x3,75	14,90	8,47	126,20
	Banzo interno	U 150x75x6,3	15,00	13,81	207,15
	Diagonal	L 63,5x4,57	15,68	4,57	71,66
	Montante	L 38,1x1,83	7,00	1,83	12,81
	Diagonal topo (1)	L 101,6x12,19	1,36	12,19	16,58
	Montante topo (1)	U 150x75x6,3	1,02	13,81	14,09
Tesoura	Banzo externo	U 150x75x6,3	35,18	13,81	485,84
	Banzo interno	U 150x75x6,3	35,00	13,81	483,35
	Diagonal centro	L 76,2x5,52	30,60	5,52	168,91
	Diagonal canto (3)	L 101,6x12,19	11,76	12,19	143,35
	Montante	L 76,2x5,52	20,85	5,52	115,09
	Montante canto (2)	L 50,8x3,63	3,00	3,63	10,89
Peso total 13 pórticos (kgf)					24.126,96
Área total (m ²)					2.592,00
Taxa pórticos (kgf/m ²)					9,31

Fonte: Próprio autor (2020).

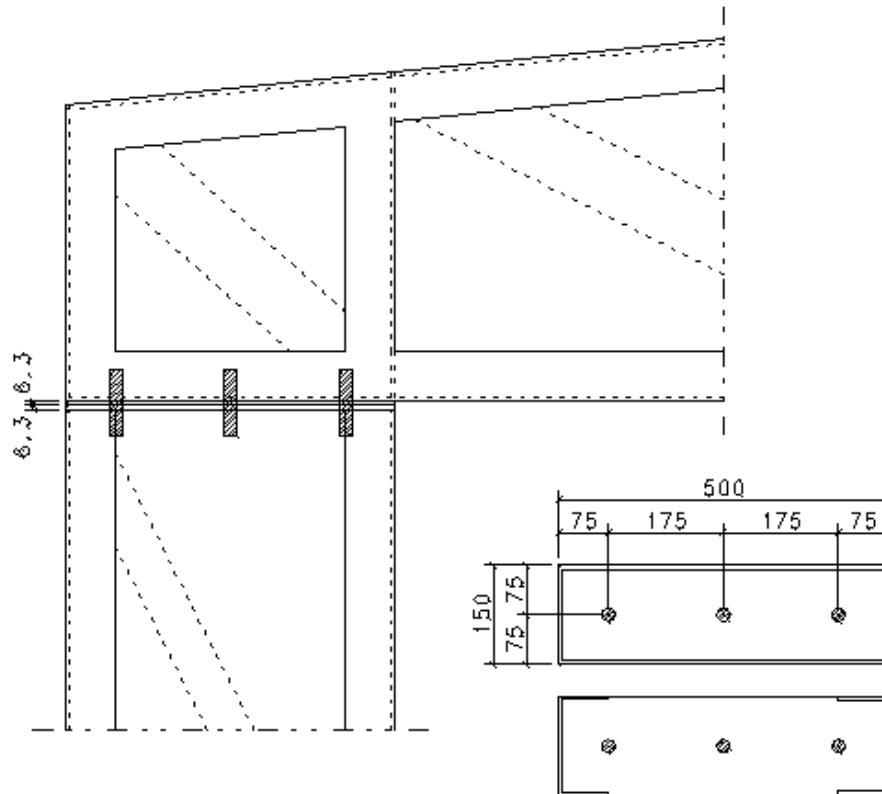
3.6 Ligações

- Tesoura x pilar (flexível) (2 ligações x 13 pórticos = 26);
- Banzo interno tesoura U 150x75x6,3 – Banzo interno/externo pilar U 150x75x6,3/3,75;
- $F_t, S_d = 374 \text{ kN}$; $F_c, S_d = 499 \text{ kN}$; $F_v, S_d = 201 \text{ kN}$;
- Solda tesoura/chapa: E70; $f_w = 485 \text{ MPa}$; filete $d_w = 3 \text{ mm}$; $l_w = 1300 \text{ mm}$;
- Solda pilar/chapa: E70; $f_w = 485 \text{ MPa}$; filete $d_w = 3 \text{ mm}$; $l_w = 600 \text{ mm} \times 2 = l_w = 1200$

mm;

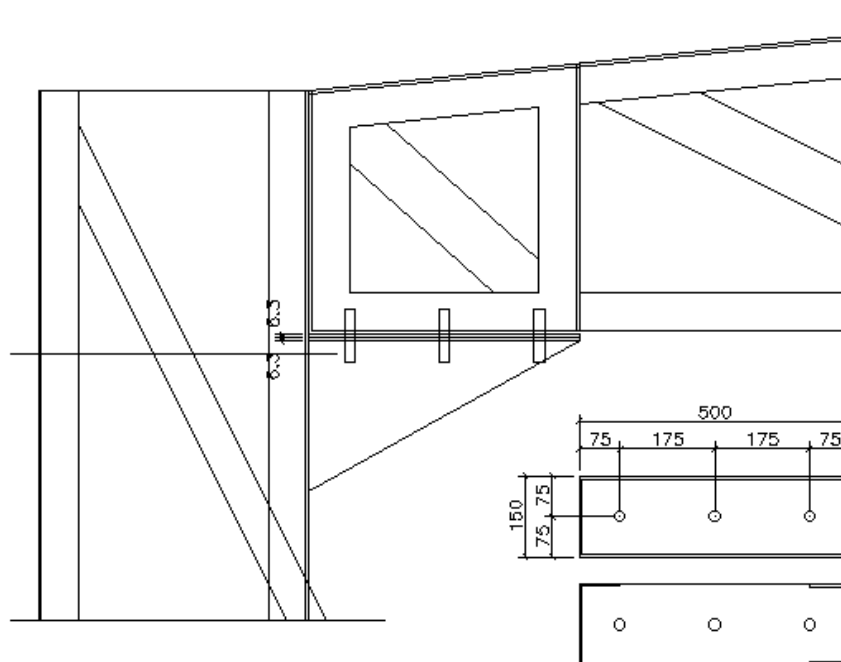
- Parafuso chapa/pilar: A325; $f_y = 635 \text{ MPa}$; $f_u = 825 \text{ MPa}$; 3x 19 mm;
- Chapa: A36; $f_y = 250 \text{ MPa}$; $f_u = 400 \text{ MPa}$; 2x 500x150x6,3 mm.

Figura 36 – Esquema das ligações - TOPO



Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 37 – Esquema das ligações - LATERAL



Fonte: Próprio autor (2020).

- PILAR X BASE (RÍGIDA) (2 ligações x 13 pórticos = 26);
- Banzo externo pilar U 150x75x3,75 / banzo interno pilar U 150x75x6,3 – Chapa de base;

- $F_t, S_d = 98 \text{ kN}$; $F_c, S_d = 140 \text{ kN}$;

- Solda pilar/chapa base: E70; $f_w=485 \text{ MPa}$; filete $d_w=3 \text{ mm}$; $l_w=600 \text{ mm}$.

Solda chapa enrijecedora/chapa base:

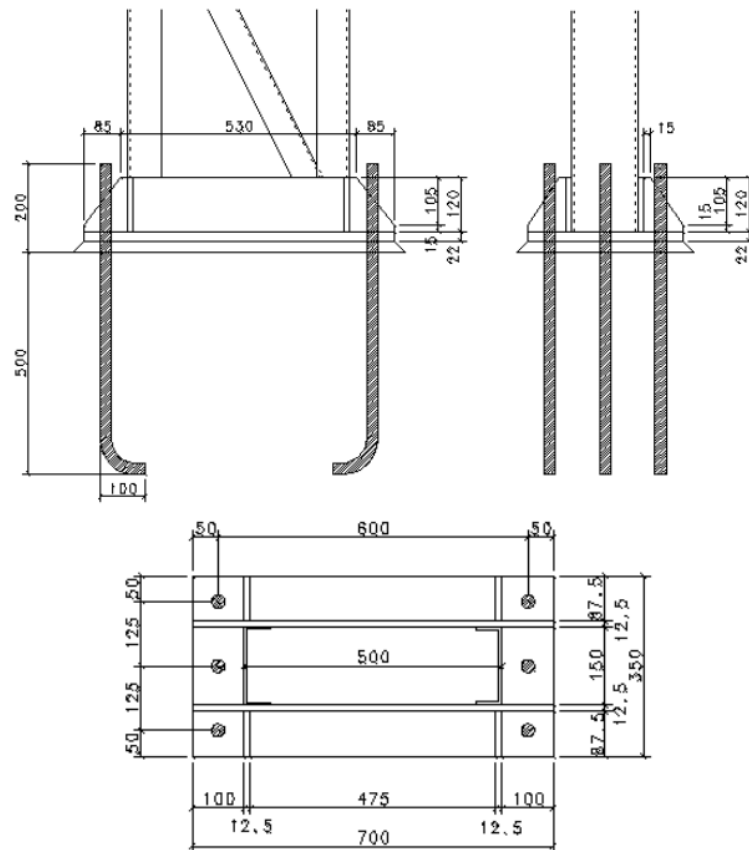
- E70; $f_w=485 \text{ MPa}$; filete $d_w=5 \text{ mm}$; $l_w=1400 \text{ mm}/175 \text{ mm}$;

- Chapa de base: A36; $f_y=250 \text{ MPa}$; $f_u=400 \text{ MPa}$; $700 \times 350 \times 22 \text{ mm}$;

- Chapa enrijecedora: A36; $f_y=250 \text{ MPa}$; $f_u=400 \text{ MPa}$; $700 \times 120 \times 12,5 \text{ mm}$ / $87,5 \times 120 \times 12,5 \text{ mm}$;

- Chumbador: $6 \times 25 \text{ mm}$.

Figura 38 – Esquema fundação base do pilar



Fonte: Próprio autor (2020).

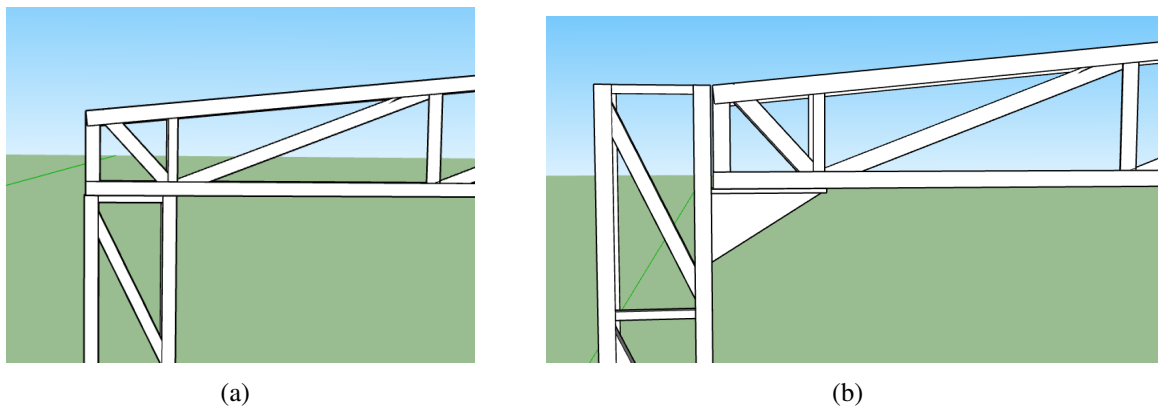
4 RESULTADOS

4.1 Modelo Numérico

A análise numérica teve como objetivo a comparação entre diferentes métodos construtivos para apoio pórticos treliçados. Sendo assim, foram feitas duas modelagens, inicialmente representando uma tesoura metálica anexada a um pilar lateralmente e posteriormente a mesma tesoura apoiada a no topo do pilar. Ademais, em decorrência do cálculo estrutural, verificou-se a necessidade de verificações para o Estado Limites Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Para isso foi utilizado o Método dos Elementos Finitos através da plataforma de modelagem numérica *Ansys Workbench*. Segue-se a definições da simulação para ambas análises.

A Figura 39 apresenta as configurações geométricas da primeira análise, como a tesoura metálica apoiada lateralmente ao pilar sendo auxiliada por um componente anexo ao pilar.

Figura 39 – Posição de apoio para análises numéricas



Fonte: Próprio autor (2020).

4.2 Características do material

o ASTM A36, que é categorizado como um aço carbono de média resistência mecânica e com boa soldabilidade, pois apresenta pequenas quantidades de carbono. Um ponto negativo deste material é sua propensão de ferrugem, caso não houver um revestimento.

Figura 40 – propriedade químicas e mecânicas ASTM A36

COMPOSIÇÃO QUÍMICA [%]					
C máximo	Mn	P máximo	S máximo	Si máximo	Cu mínimo
0,28	0,60 - 0,90	0,04	0,05	0,4	0,2
PROPRIEDADES MECÂNICAS					
Limite de Escoamento (LE)			250 MPa		
Limite de Ruptura (LR)			400 - 550 MPa		
Alongamento			23%		

Fonte: Próprio autor (2020).

4.3 Definição de Malha e Procedimento de Cálculo

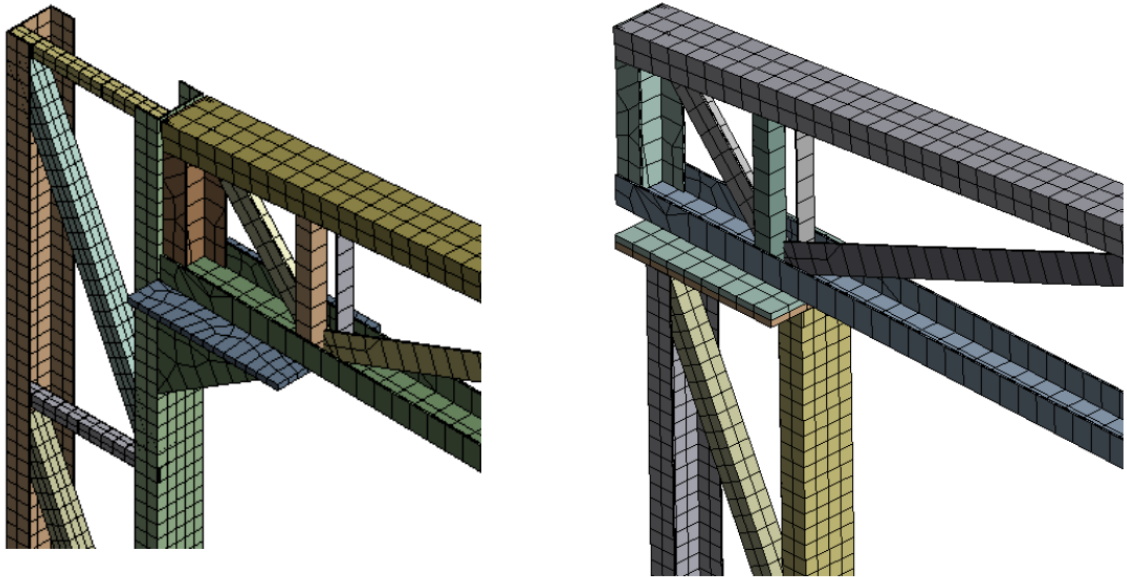
A malha foi definida com elementos hexaédricos compondo as barras que forma as treliças e alguns tetraédrico quando não possível o elemento anterior. Os elemento hexaédricos apresentam 20 nós e até 60 graus de liberdade. Os tetraédricos são compostos por 10 nós e até 30 graus de liberdades. Fez-se o uso de um refinamento na malha definida para o pilar visando a maior eficiência nos cálculos para essa geometria, isto é, os elementos de malha presente no pilar possuem 40 mm na maior dimensão enquanto os demais 60 mm em todos os cálculos.

Figura 41 – Comparativo entre quantidade de nós e elementos empregados na simulação

	TESOURA APOIADA LATERALMENTE	TESOURA APOIADA NO TOPO
Nº Elementos	30.109	32.318
Nº Nós	106.061	109.329

Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 42 – Discretização de Malha de Elementos Finitos

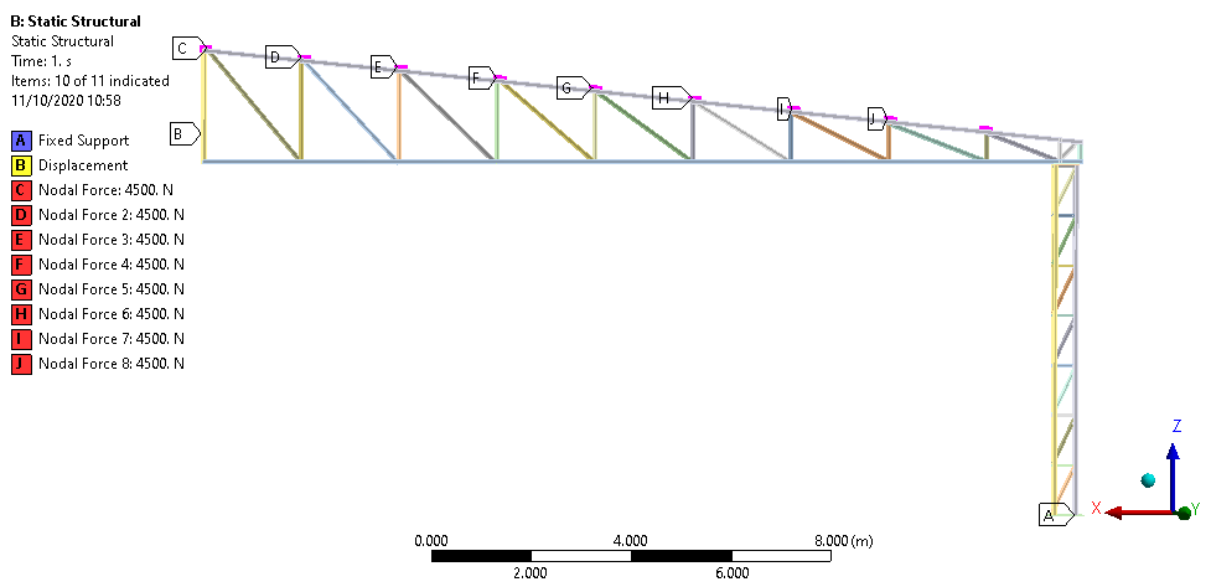


Fonte: Próprio autor (2020).

4.4 Condições de Contorno

As condições de contorno foram semelhantes para as duas simulações. Explorou-se a presença da simetria do pórtico para a simplificação do cálculo. Dessa forma, passou um corte vertical no centro da tesoura, fixou-se a base do pilar restante, e foi adicionado um apoio de segundo gênero à extremidade de simetria.

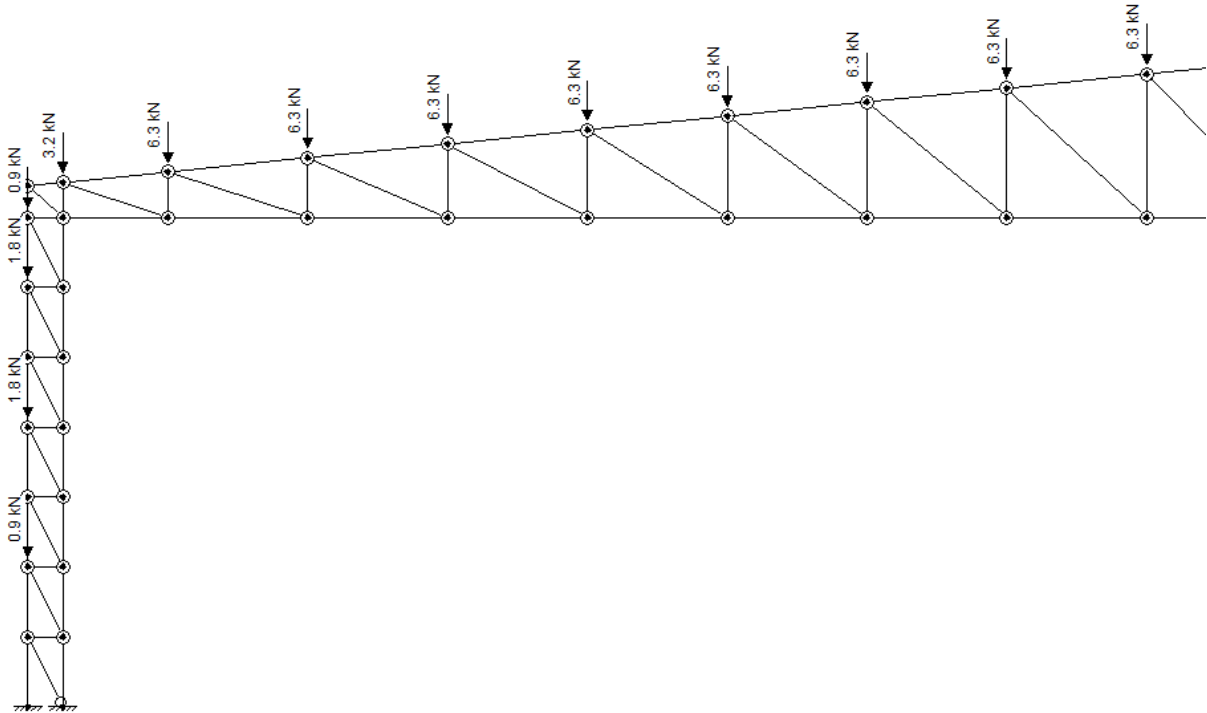
Figura 43 – Condições de contorno e cargas pórtico apoio topo no pilar



Fonte: Próprio autor (2020).

Nas treliças empregou-se um contato entre os corpos simulando a solda na estrutura

Figura 46 – Carregamento de 6,3 kN por nó para o estado limite último



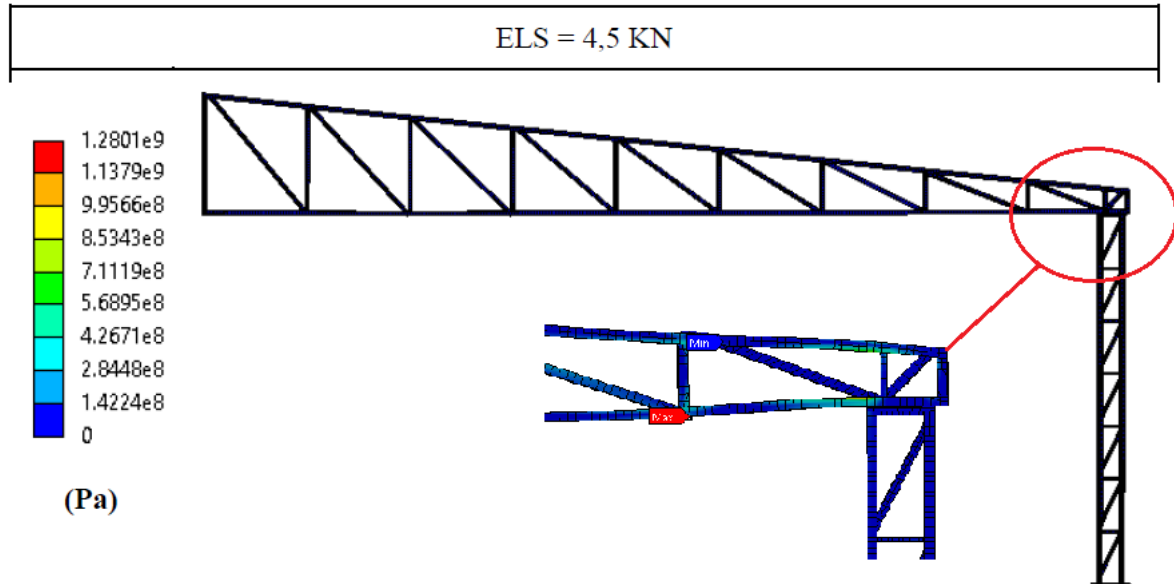
Fonte: Próprio autor (2020).

4.5 Dados obtidos

O modelo numérico permitiu a visualização do comportamento das tensões equivalente de von Mises presente nos pilares que foi reconhecido como o principal componente estrutural para suporte da treliça e que mais vem a ser afetado com a mudança na configuração do apoio. As imagens a seguir demonstram as Tensões de von Mises para Viga e pilar treliçado.

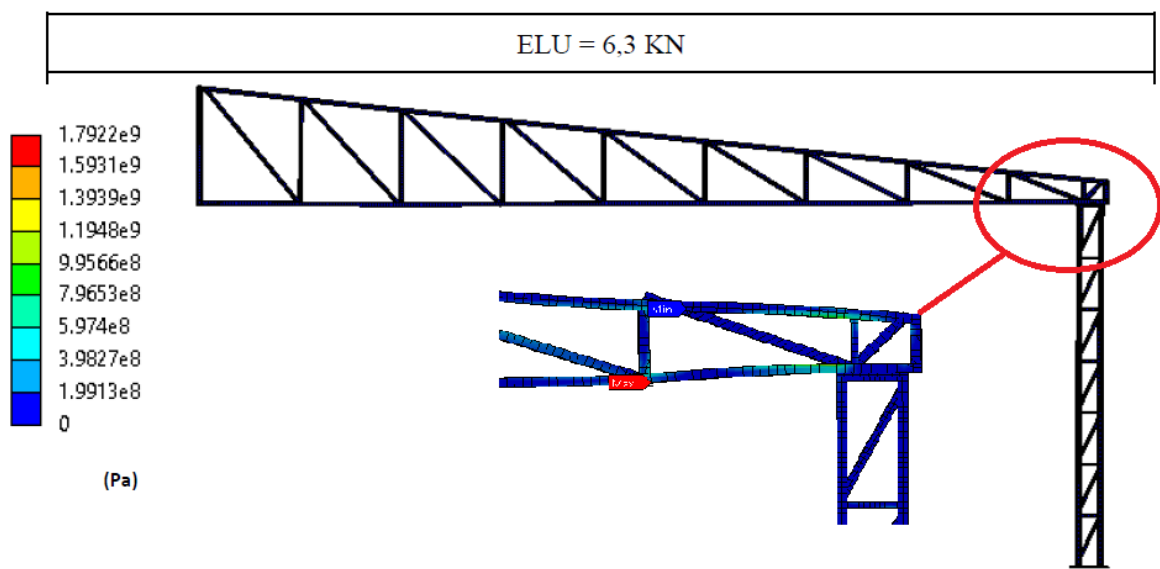
Analisando as tensões de von Mises na viga treliçada de forma a destacar a região mais crítica podemos observar pelas imagens que tanto em ELU como em ELS seja ele com apoio de topo ou lateral, a região de maiores tensões é igual para todos se concentrando na região do Banzo inferior da viga, próximo a região de apoio com o elemento pilar destacada nas Figuras 47, 48, 49 e 50 no gradiente de cores vermelho, laranja e amarelo, essas regiões estão com valores máximos, e diminuindo sua intensidade ao se aproximar do eixo de simetria, mostrando comportamento semelhante ao já observado nos esforços solicitantes obtidos pelo Ftool. Quando analisamos a magnitude das tensões von Mises, observamos que a viga apoiada no topo do pilar possui valores superiores ao comparado da viga apoiada na lateral do pilar, solicitando mais os elementos da viga principalmente perto do apoio quando as duas concepções de estrutura estão submetidas aos mesmos carregamentos.

Figura 47 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio de topo



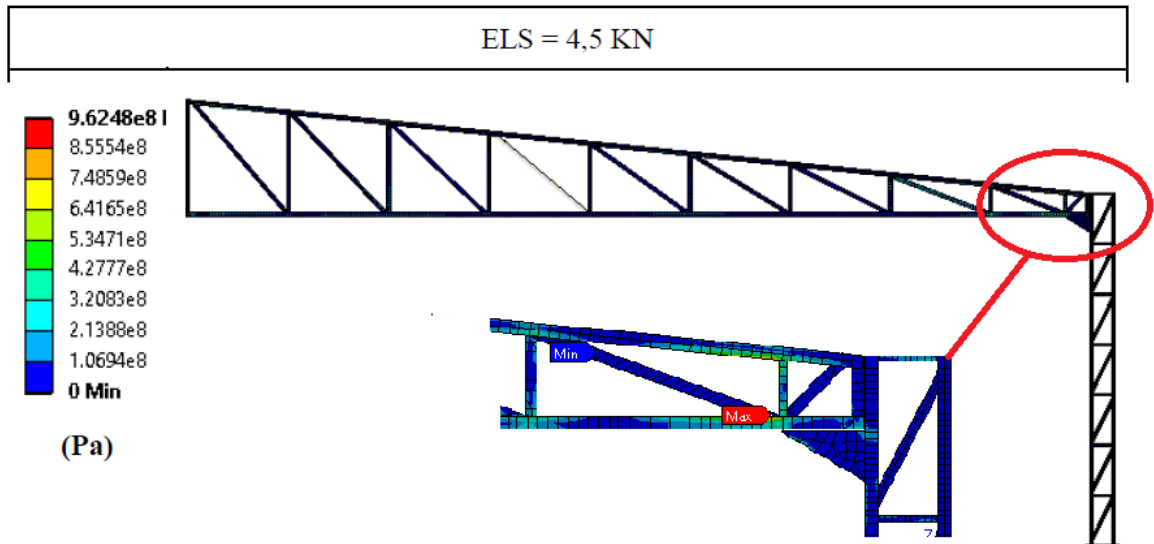
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 48 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio de topo



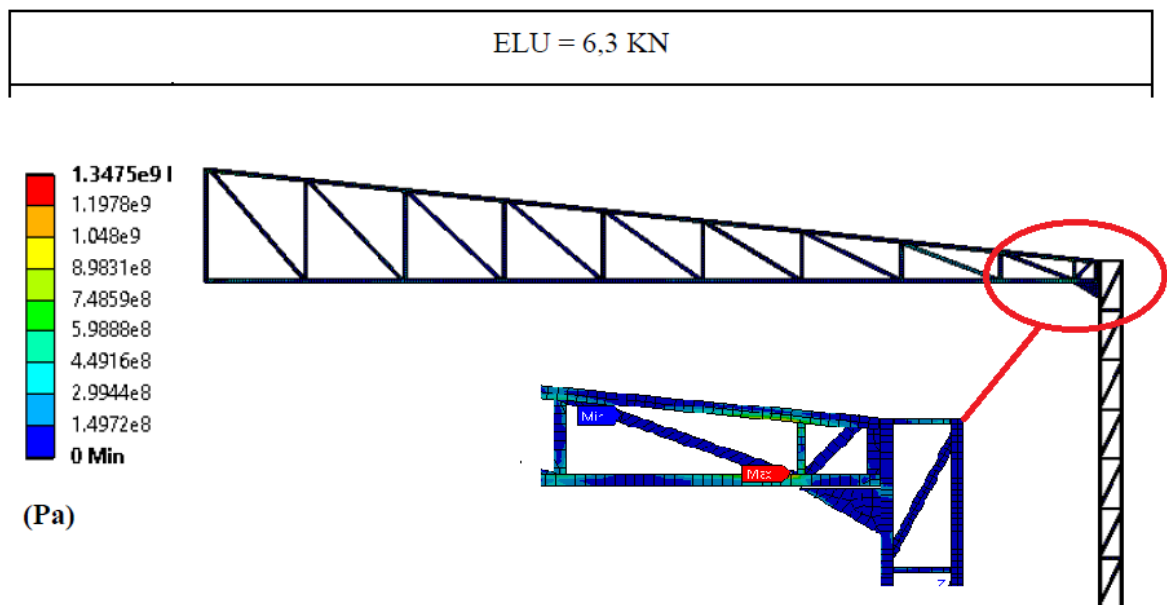
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 49 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio lateral



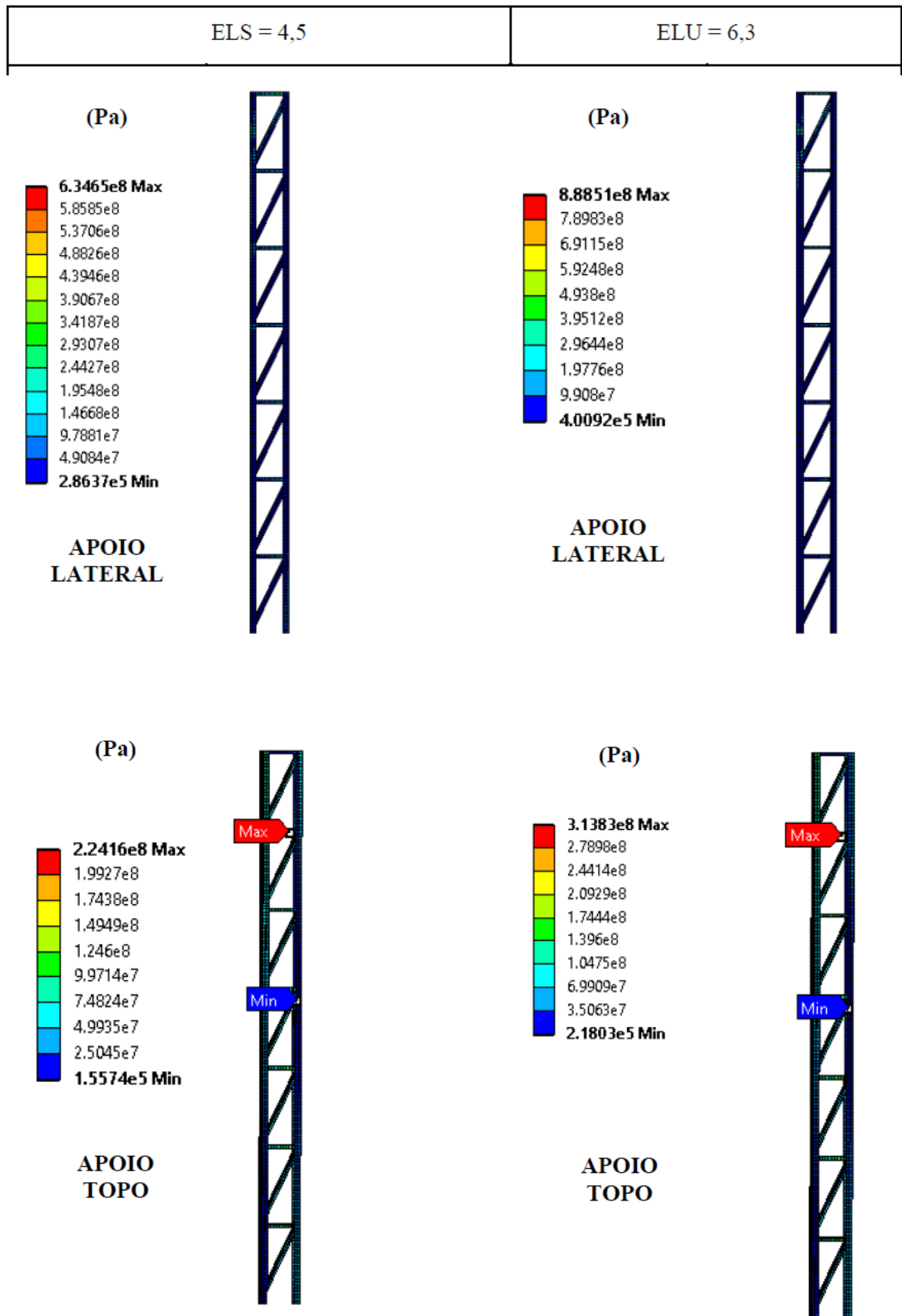
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 50 – Tensões de von Mises para Viga treliçada com apoio lateral



Fonte: Próprio autor (2020).

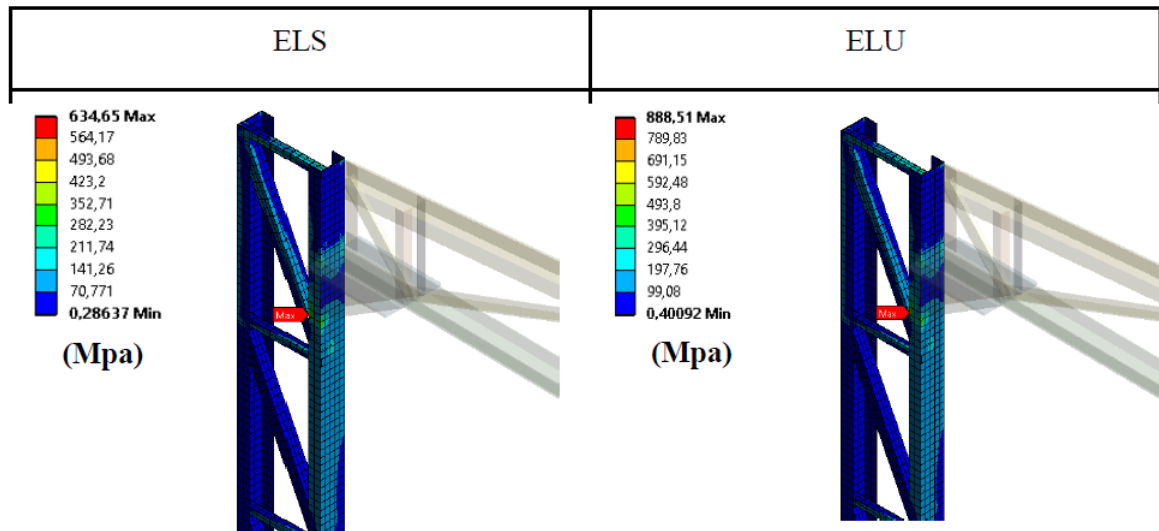
Figura 51 – Tensões e Deformações de von Mises para Pilar treliçada



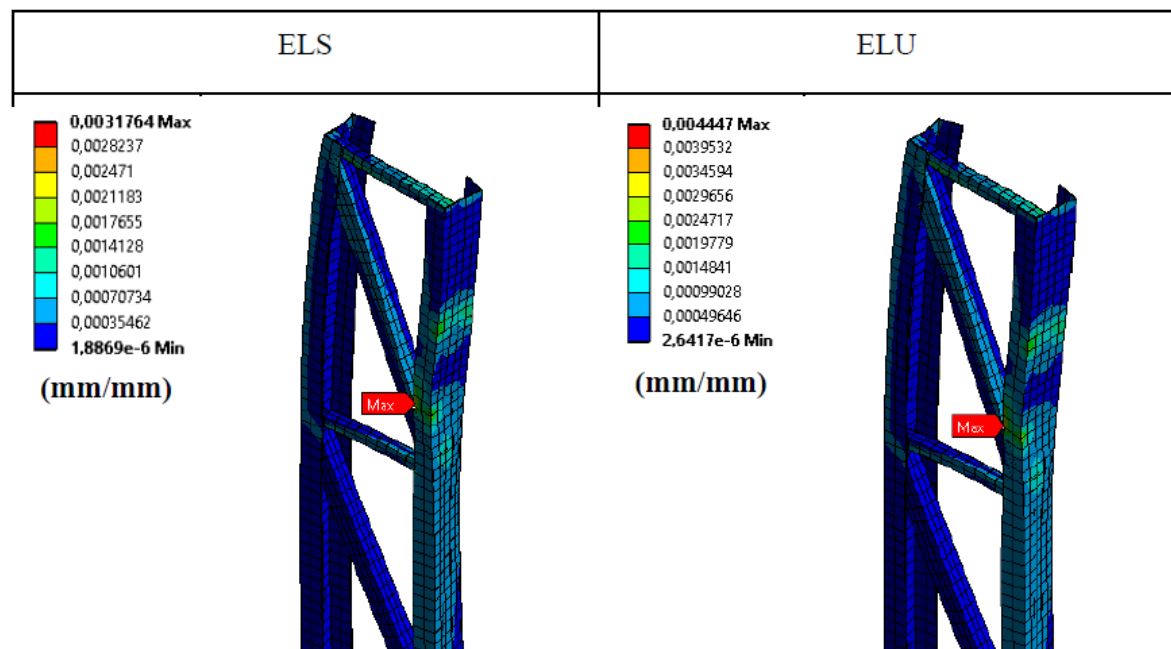
Fonte: Próprio autor (2020).

Agora focando no componente estrutural Pilar, a Figura 52 traz os resultados das tensões e deformações equivalentes de von Mises no pilar quando configurado para receber a tesoura apoiada lateralmente para os limites últimos e de serviço.

Figura 52 – Tensões e Deformações de von Mises para tesoura apoiada na lateral do pilar



Tensões Equivalentes de *von Mises*



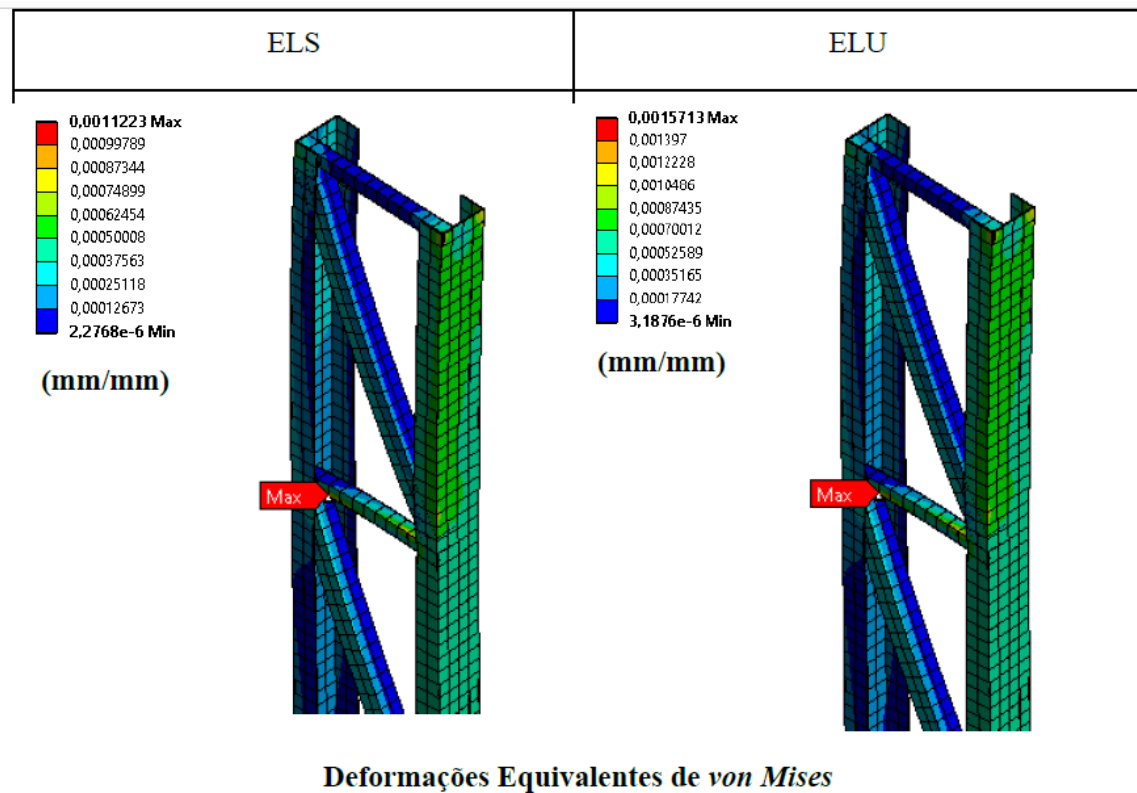
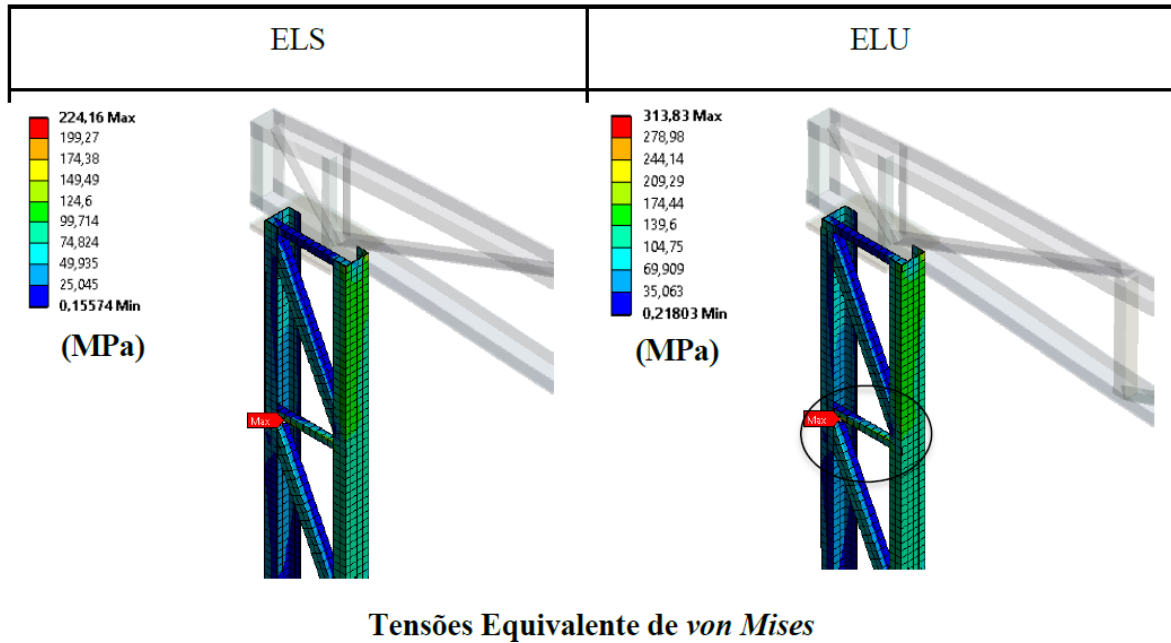
Deformações equivalentes de *von Mises*

Fonte: Próprio autor (2020).

Semelhante à análise anterior, a Figura 53, apresenta as tensões e deformações

equivalentes de von Mises para a configuração na qual a tesoura encontra-se apoiada no topo do pilar.

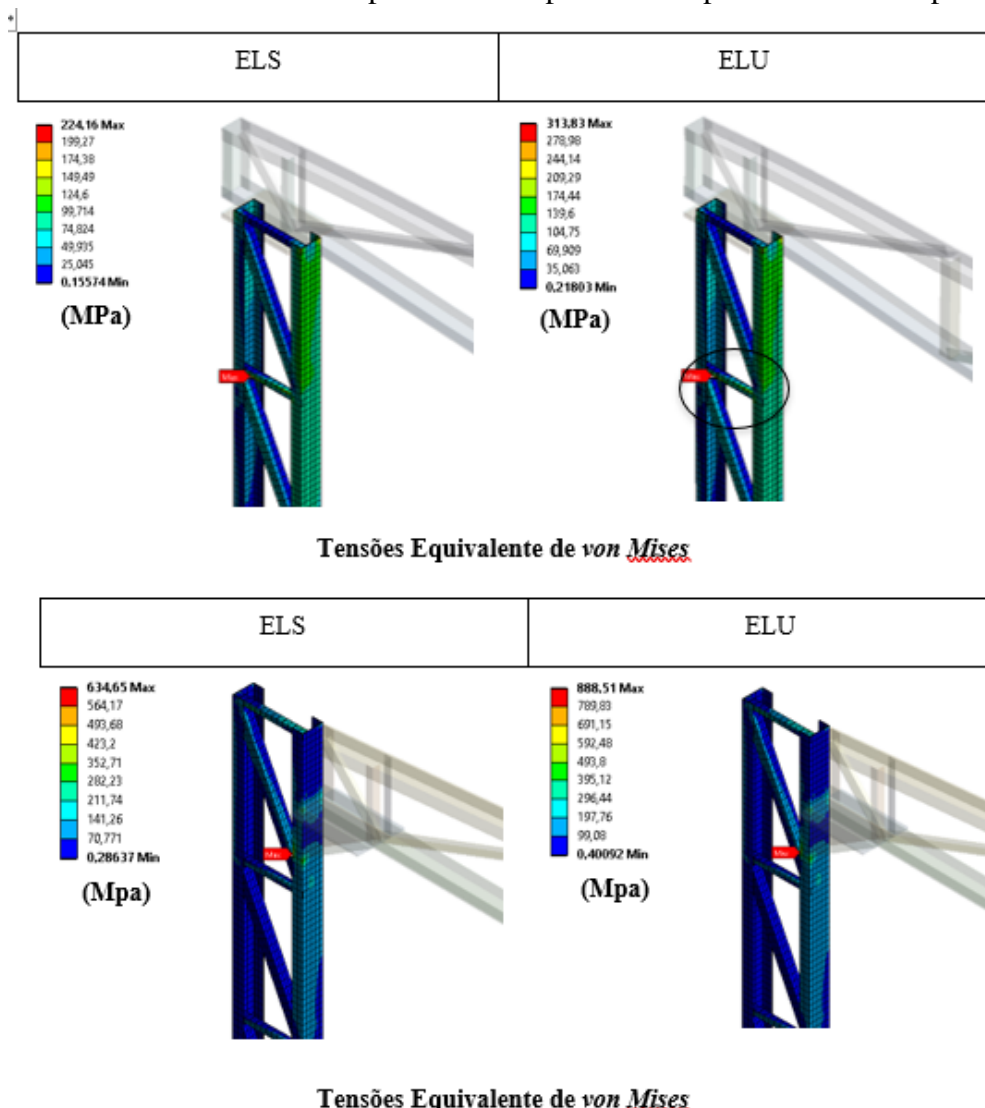
Figura 53 – Tensões e Deformações de von Mises para tesoura apoiada no topo do pilar



Fonte: Próprio autor (2020).

Quando comparamos as tensões de Von Mises dos dois tipos de apoio podemos observar a grande variação de intensidade que o elemento mais solicitado do pilar passa a ser submetido, chegando a quase três vezes maior no apoio do tipo lateral, outro ponto importante a ser observado é o elemento do pilar que sofre maior solicitação, podemos ver que no apoio de topo o elemento mais solicitado é o montante de treliçamento do pilar destacado na Figura 54, já no apoio lateral observamos que é o banzo interno do pilar é o elemento mais solicitado. Podemos observar também pelo gradiente de tensões que o apoio do tipo lateral causa uma concentração de tensões no banzo interior maior do que do tipo apoio topo, com uma maior intensidade em alguns pontos da malha de forma pontual, isso mostra que além do apoio lateral ter uma tensão de maior magnitude no banzo interno ainda possui uma tensão distribuída de forma mais heterogênea no pilar, causando grandes tensões pontuais.

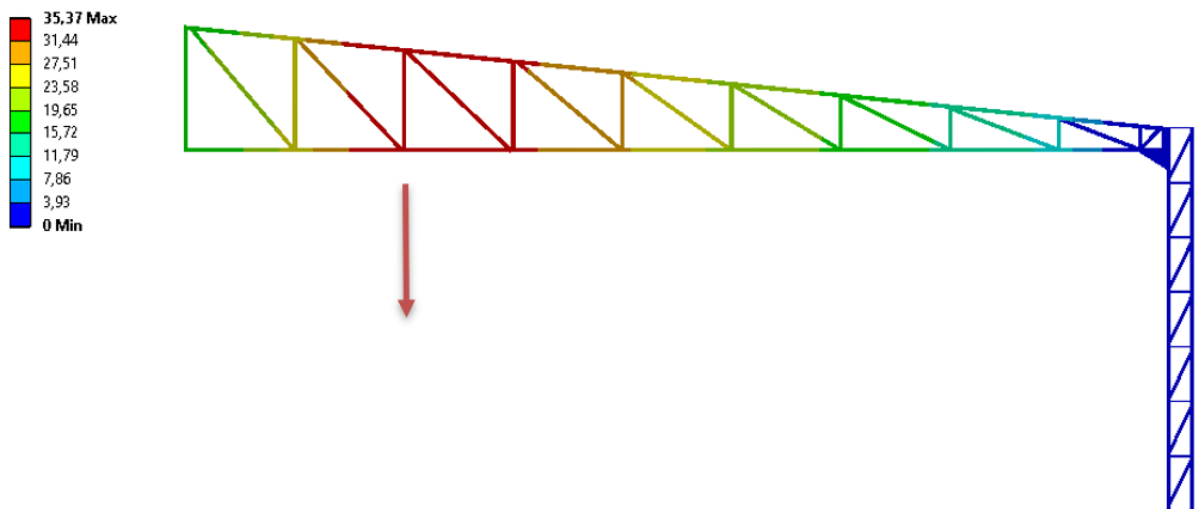
Figura 54 – Tensões de von Mises para tesoura apoiada no topo e na lateral do pilar



Fonte: Próprio autor (2020).

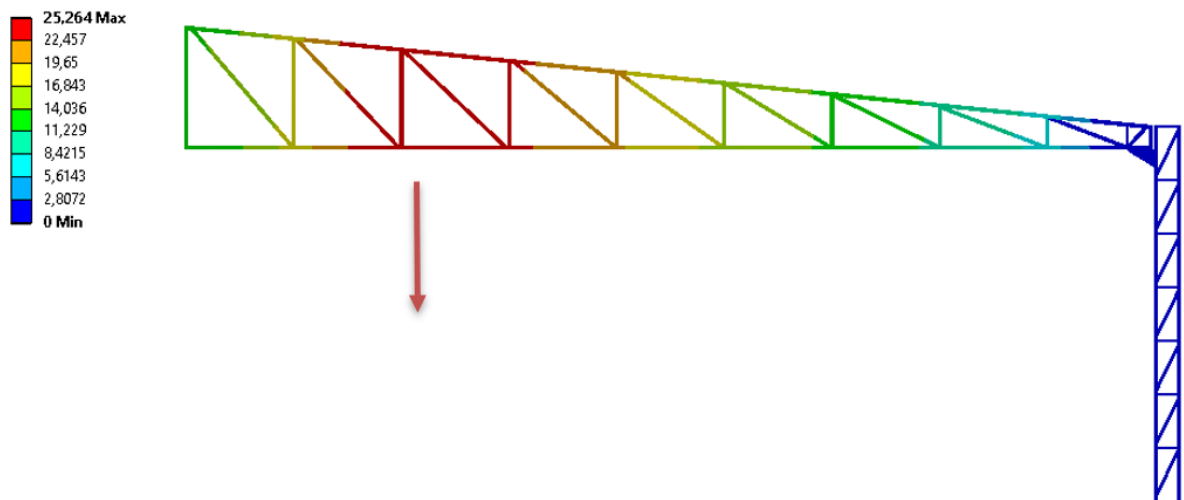
Analisando os deslocamentos na viga treliçada de forma a destacar a região mais crítica podemos observar pelas imagens a baixo que tanto em ELU como em ELS a região de maior deslocamento é igual para todos se concentrando na região destacada nas figuras abaixo no gradiente de cor em vermelho, e diminuindo sua intensidade ao se aproximar do apoio no gradiente de cor azul, seja ele com apoio de topo ou lateral, e tendo sua intensidade de deslocamento bem próximos, porém que a viga treliça apoiada de topo obteve menor deslocamento em comparação a de apoio lateral.

Figura 55 – Deslocamento em ELU - LATERAL em (mm) eixo -Y



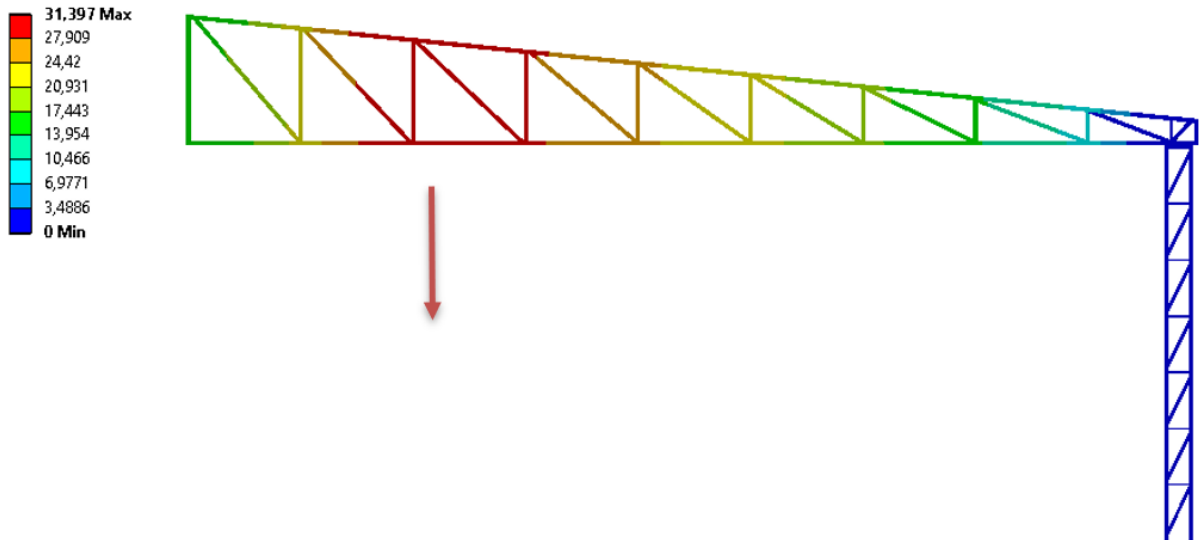
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 56 – Deslocamento em ELS - LATERAL em (mm) -Y



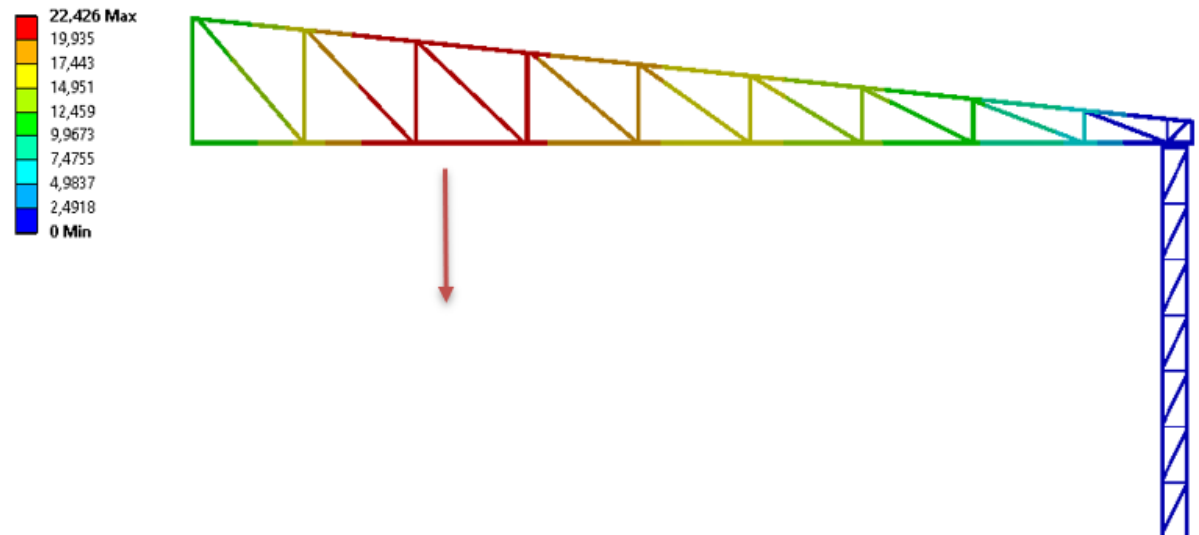
Fonte: Próprio autor (2020).

Figura 57 – Deslocamento em ELU - TOPO em (mm) -Y



Fonte: Próprio autor (2020).

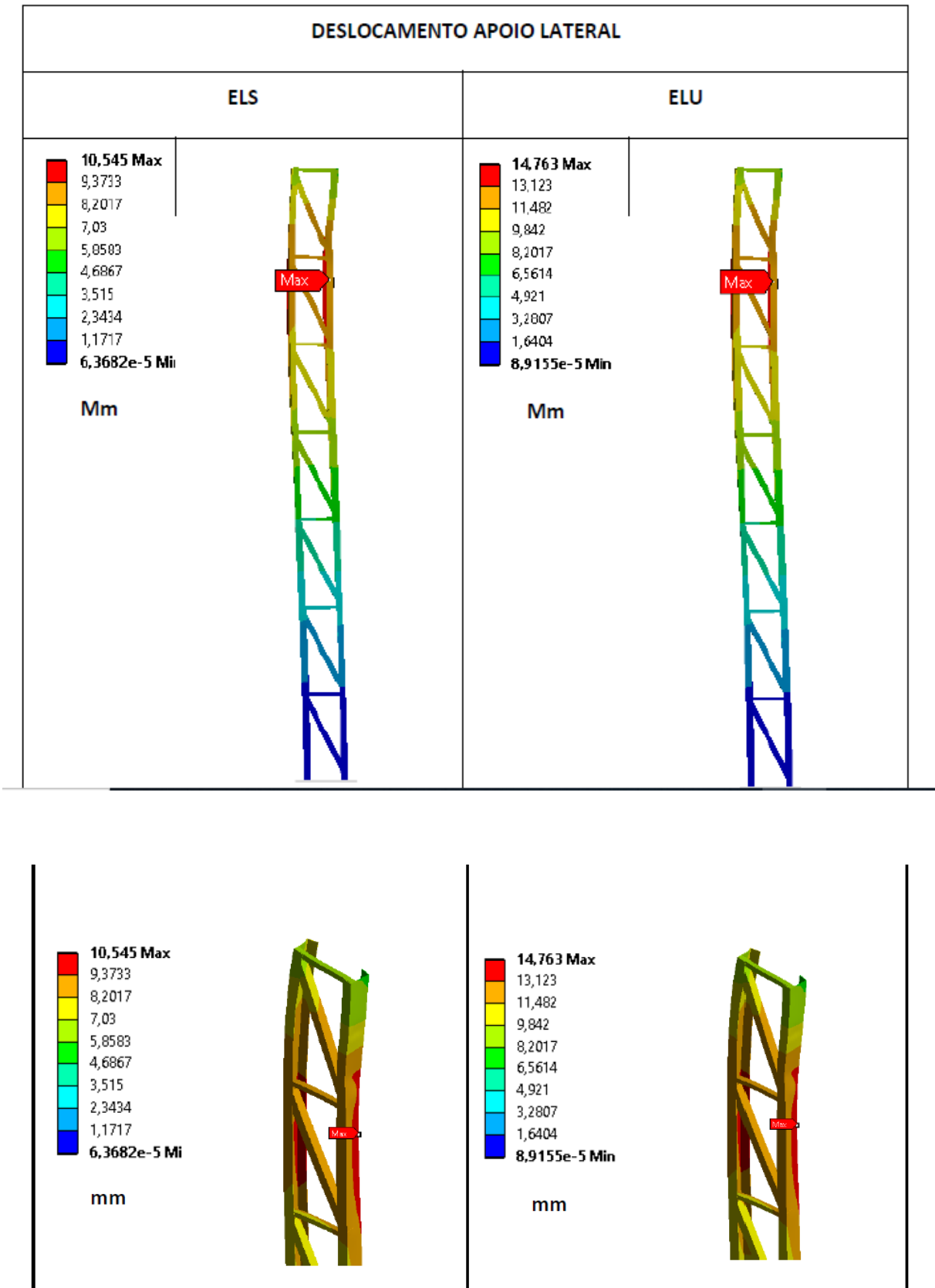
Figura 58 – Deslocamento em ELS - TOPO em (mm) -Y



Fonte: Próprio autor (2020).

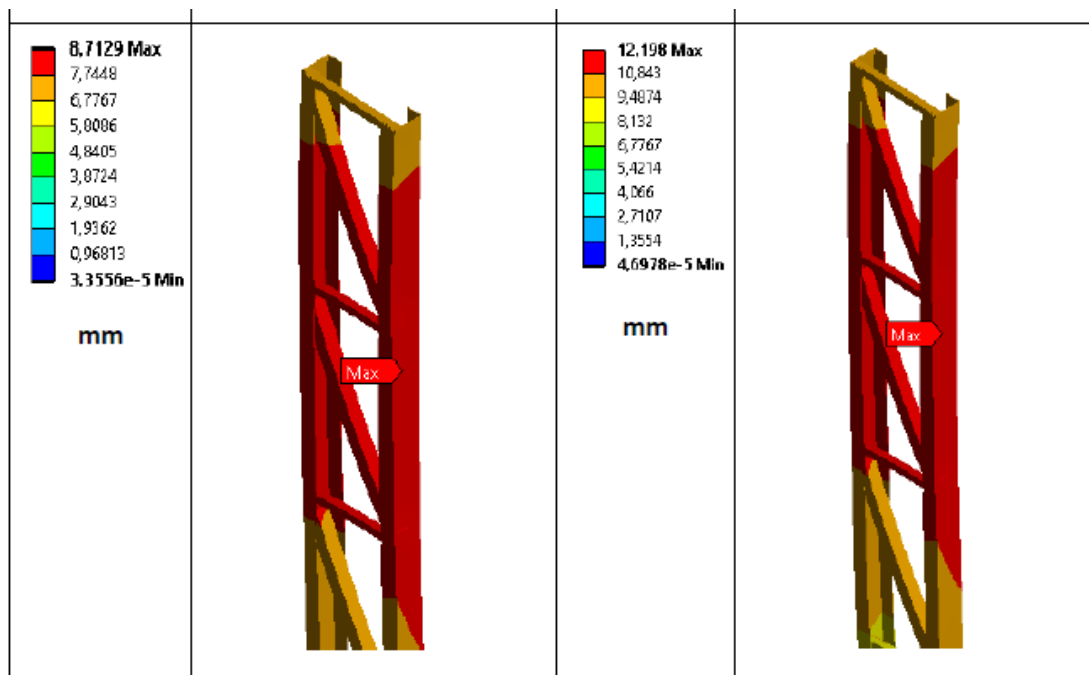
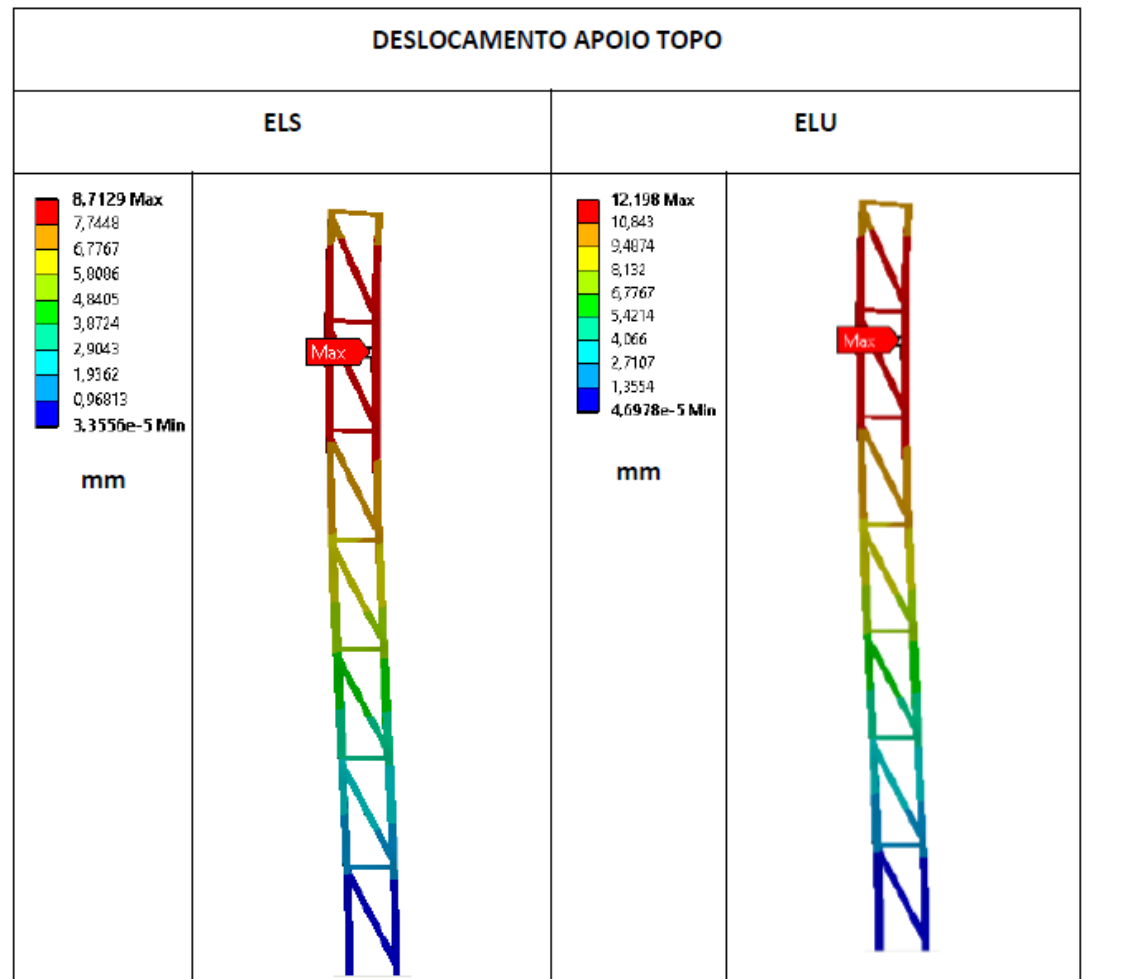
Analisando o pilar submetido ao apoio lateral podemos observar que a região de maior deslocamento está logo abaixo da região de contato da viga metálica, destacado na Figura 59 abaixo no gradiente de cor vermelho, podemos observar também que os deslocamentos diminuem a medida que se aproximam da base do pilar, isso se deve a ligação da base com a fundação restringindo as movimentações e trazendo maior rigidez ao componente, analisando o componente do pilar que sofre maior deslocamento podemos observar que o banzo interno do pilar, região que está em contato direto com apoio da tesoura, fazendo com que o perfil sofra maior deslocamento.

Figura 59 – Deslocamento em (mm) - Apoio LATERAL



Fonte: Próprio autor (2020).

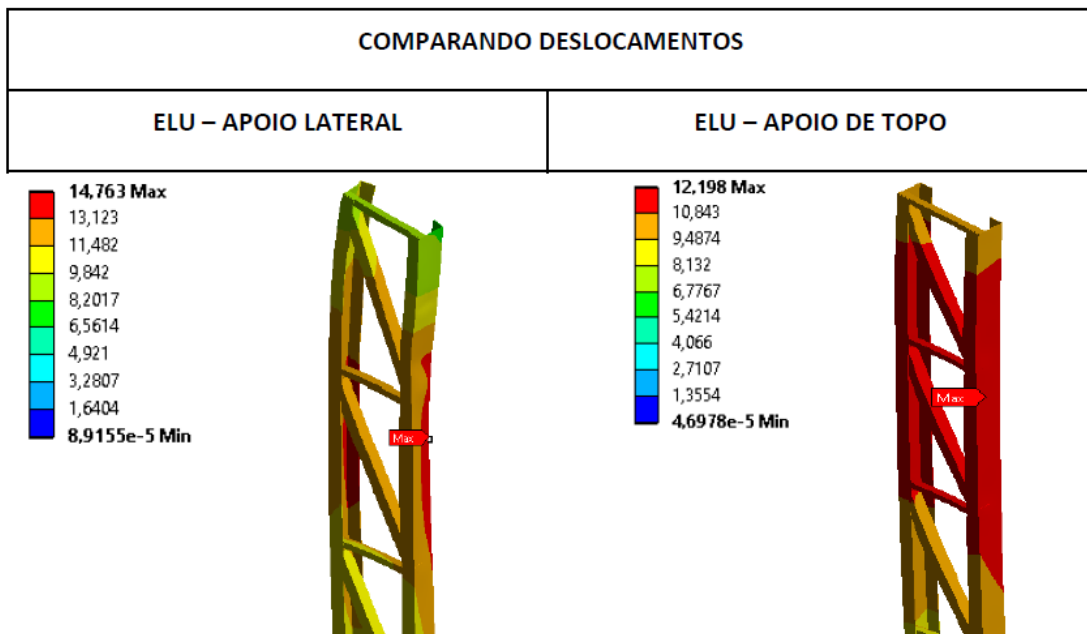
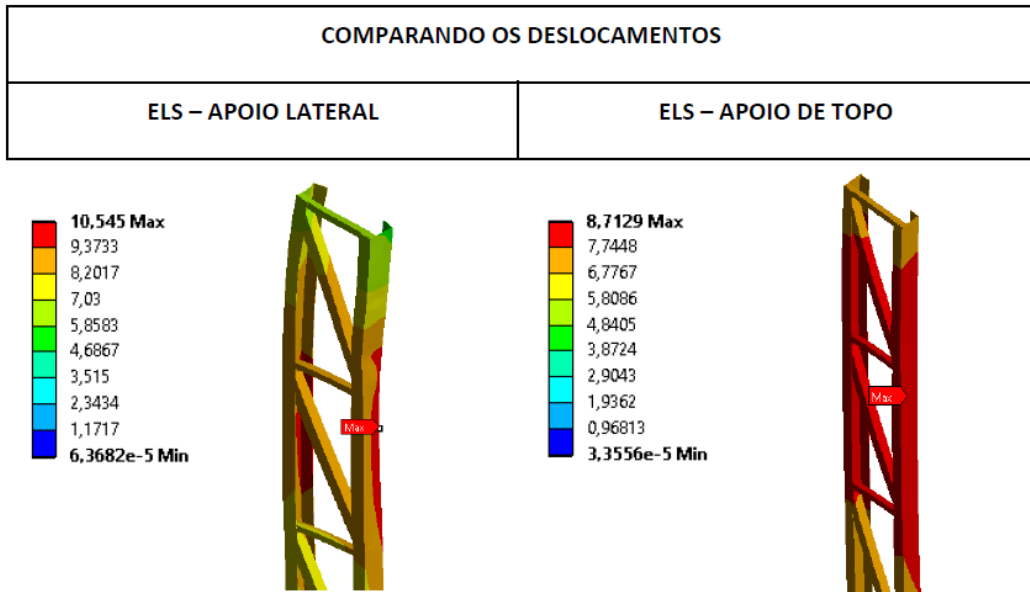
Figura 60 – Deslocamento em (mm) - Apoio TOPO



Fonte: Próprio autor (2020).

Analisando o Pilar submetido ao apoio de topo podemos observar que a região de maior deslocamento está logo abaixo da região de contato da viga metálica no topo do pilar, destacado na Figura 60 no gradiente de cor vermelho, podemos observar também que os deslocamentos diminuem a medida que se aproximam da base do pilar, isso se deve a ligação da base com a fundação restringindo as movimentações e trazendo maior rigidez ao componente mesma situação do apoio do tipo lateral semelhante ao de apoio lateral.

Figura 61 – Comparativo entre deslocamentos em (mm)



Fonte: Próprio autor (2020).

Assim como quando comparamos as tensões de Von Mises dos dois tipos de apoio compararemos os deslocamentos. Observando graficamente pelo gradiente de cores que o elemento mais solicitado do pilar passa a ser o mesmo nos dois tipos de apoio e se concentrando na mesma região, destacada na Figura 61 a cima no gradiente de cor vermelho, o elemento banzo interno do pilar.

Quanto a variação de intensidade de deslocamento a variação do tipo de apoio lateral chega a aproximadamente 02 mm maior entre os dois casos, porém observamos também pelo gradiente de tensões que o apoio do tipo lateral causa uma concentração de tensões no banzo interior maior do que do tipo apoio topo, e com maior intensidade, gerando na malha concentrações pontuais e menos distribuídas no elemento, mostrando que além do apoio lateral ter um deslocamento de maior magnitude no banzo interno esse deslocamento é distribuída de forma mais heterogênea no pilar criando regiões de deslocamentos pontuais na estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como proposta o dimensionamento e análise estrutural por meio de simulações comparativas de um pórtico para galpão industrial em estrutura metálica com ênfase no elemento estrutural pilar, com variação do apoio de ligação entre o pilar e viga treliçada, com os apoios do tipo apoiado no topo e apoiado na lateral do pilar. Inicialmente, os procedimentos necessários seguiram as normas NBR 8800 e NBR 6123, os cálculos de dimensionamento foram feitos a manualmente e com auxílio de *softwares* específicos, bem como as simulações.

Com os resultados obtidos pelas simulações observou-se quando comparamos as tensões de von Mises dos dois tipos de apoio podemos observar a grande variação de intensidade que o elemento mais solicitado do pilar passa a ser submetido, quando se altera de apoiado no topo para apoiado na lateral, chegando a quase três vezes maior no apoio do tipo lateral, e que o elemento do pilar metálico que concentra maior tensão, muda de um tipo de apoio para o outro, onde temos o montante de treliçamento no caso do apoio de topo, e o banzo interno no caso de apoio lateral, podemos observar também pelo gradiente de tensões que o apoio do tipo lateral causa uma concentração de tensões no banzo interior maior do que do tipo apoio topo, e com maior intensidade, mostrando que as tensões são distribuídas de forma mais heterogêneas e pontuais na malha do pilar gerando regiões mais críticas quando comparado como o apoio do tipo topo. Conclui-se então que o apoio do tipo topo apresenta menores concentrações de tensões que o de apoio lateral.

Ao analisarmos os deslocamentos na viga treliçada de forma a destacar a região mais crítica foi possível observar pelas imagens e gradientes de cores que tanto em ELU como em ELS a região de maior deslocamento é igual para todos se concentrando na região mais próxima ao eixo de simetria do pórtico e diminuindo sua intensidade ao se aproximar do apoio do pilar, seja ele com apoio de topo ou lateral, e tendo sua intensidade de deslocamento bem próximos, porém que a viga treliça apoiada de topo obteve menor deslocamento em comparação a de apoio lateral.

Assim como quando comparamos as tensões de Von Mises dos dois tipos de apoio quando comparamos graficamente os deslocamentos pelo gradiente de cores o elemento mais solicitado do pilar passa a ser o mesmo nos dois tipos de apoio e se concentrando na mesma região próxima ao topo do pilar, e o elemento mais solicitado passa a ser o banzo interno do pilar. Quanto a variação de intensidade de deslocamento a variação do tipo de apoio lateral chega a aproximadamente 04 mm maior entre os dois casos, porém observamos também pelo gradiente

de tensões que o apoio do tipo lateral causa uma concentração de tensões no banzo interno maior do que do tipo apoio lateral, com maior intensidade, mostrando que o tipo de apoio lateral tem um deslocamento de maior magnitude no banzo interno e esse deslocamento é distribuída de forma mais heterogêneo e pontual na malha no pilar criando regiões mais críticas quando comparado como o apoio do tipo topo. Conclui-se então que o apoio do tipo topo apresenta menores deslocamentos que o de apoio lateral.

No geral quando comparados os dois tipos de apoio em todos os cenários aqui já descritos o apoio do tipo topo apresenta os melhores resultados quanto a distribuição e magnitude das tensões, bem como nos deslocamentos quando se analisa o elemento pilar proposto pelo estudo, tendo o apoio de tipo lateral o único cenários mais favorável o das tensões de von misses na viga treliçada próximo ao apoio. Ainda vale salientar que quanto a execução, o apoio do tipo topo facilitam a montagem tanto das calhas de coleta pluvial bem como quanto a colocação das telhas.

Por fim, a pesquisa pode ser aprofundada em trabalhos futuros através da análise das tensões de von Mises e deslocamentos mais concentrados na ligação entre pilar e viga metálica na região dos parafusos de ligação, observando o comportamento dos mesmos, e fazendo um comparativo com ligações parafusadas e soldadas.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. F. d. *et al.* Nova metodologia baseada nos critérios de von mises e de fadiga para avaliação dos esforços eletromecânicos causados pela circulação de correntes de curto circuito nos enrolamentos de transformadores. Universidade Federal de Campina Grande, 2016.
- BELLEI, I. Edifícios industriais em aço-projeto e cálculo. 5a edição. **Editora PINI. São Paulo, 2006.**
- BLESSMANN, J. **Considerações sobre alguns tópicos para uma norma de vento.** [S. l.]: URG, 1979.
- CARINI, M. R. Estruturas mistas de aço e concreto: projeto de edifício comercial. 2014.
- CARVALHO, L. N. M. Análise de galpão em estrutura metálica: avaliação das ações do vento típicas para as diversas regiões brasileiras. 2017.
- CARVALHO, P. d.; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, G. **Curso básico de perfis de aço formados a frio.** [S. l.]: Porto Alegre, RS, Brazil, 2014.
- CHAVES. **Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturas para Galpões Leves.** 2007.
- CHING, F. D.; ONOUYE, B. S.; ZUBERBUHLE, D. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto.** [S. l.]: Bookman, 2014.
- GÓES, J. V. D. R. **Aspectos práticos para análise e dimensionamento de estruturas em aço.** Dissertação (B.S. thesis) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2016.
- GONÇALVES, R. M.; SALES, J. J. de; MALITE, M.; NETO, J. M. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos.** [S. l.]: SET/EESC/USP, 2007.
- NASCIMENTO, B. M. do; MORATTI, D. G.; JUNIOR, J. L. de O.; SCOTÁ, N. M. D.; BROETTO, R. B.; SAGRILO, R. G. V.; FERREIRA, W. G. Abordagem didática e prática da ação do vento em edificações. 2016.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de aço-dimensionamento prático de acordo com a abnt nbr 8800: 2008. **Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.**
- POZZAGNOLO, C. M. P. **Dimensionamento estrutural de um pavilhão para aviário localizado na cidade de Arroio do Meio.** Dissertação (B.S. thesis), 2018.
- SACCHI, C. C. *et al.* Avaliação de desempenho estrutural e manifestações patológicas em estruturas metálicas. Universidade Federal de São Carlos, 2016.