



**DANDARA DALILA SILVA  
MYLENE AUGUSTO COSTA  
SARAH SIQUEIRA SALGADO**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE  
MADEIRA E AÇO PARA UM SALÃO DE FESTAS**

**LAVRAS – MG  
2019**

**DANDARA DALILA SILVA  
MYLENE AUGUSTO COSTA  
SARAH SIQUEIRA SALGADO**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE MADEIRA E AÇO PARA  
UM SALÃO DE FESTAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte das  
exigências do Curso de Engenharia Civil, para a  
obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo  
Orientador  
Prof. Dr. Ígor José Mendes Lemes  
Coorientador

**LAVRAS – MG  
2019**

**DANDARA DALILA SILVA  
MYLENE AUGUSTO COSTA  
SARAH SIQUEIRA SALGADO**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE MADEIRA E AÇO PARA  
UM SALÃO DE FESTAS  
COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN TIMBER AND STEEL STRUCTURES  
FOR A BALLROOM**

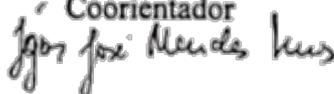
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Lavras, como parte das  
exigências do Curso de Engenharia Civil, para a  
obtenção do título de Bacharel.

APROVADO em 01 de julho de 2019.  
Dr. André Luiz Zangiácomo – UFLA  
Dr. Igor José Mendes Lemes – UFLA  
Dr. Rodrigo Allan Pereira – UFLA



Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo  
Orientador

Prof. Dr. Igor José Mendes Lemes  
Coorientador



**LAVRAS – MG  
2019**

## AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Lavras, especialmente ao Departamento de Engenharia, pela oportunidade.

Aos professores André Luiz Zangiácomo e Ígor José Mendes Lemes, pela orientação, paciência e disposição para ajudar.

A todos os colegas de turma, pela amizade, companheirismo e empatia. Em especial à Mariana Nayara Lima da Silveira, por toda a assistência desde a concepção da ideia.

Ao Gabriel Nunes, pela disposição e assistência com o *software* de análise estrutural.

Ao Rodrigo Pacheco, diretor da empresa organizadora de eventos, por ter fornecido todas as informações da estrutura montada atualmente e por toda assistência.

Ao Marcos Abdo Sâmia, pela paciência, auxílio e esclarecimentos em todo o desenvolvimento das estruturas.

À Isabela Cristina Ribeiro, pelo auxílio com o projeto arquitetônico, desenho tridimensional e renderização, que fez com que nosso projeto ficasse como nós sonhamos.

Aos nossos pais, pelo apoio e amor incondicional, e aos nossos irmãos, pelo carinho e compreensão.

**MUITO OBRIGADA!**

## RESUMO

A madeira e o aço apresentam características que permitem construções de estruturas com alta qualidade e capacidade resistente, mas no Brasil não são os principais materiais para o uso estrutural. Ambos necessitam de mão de obra especializada, mas, em contrapartida, suas execuções são mais rápidas que estruturas de concreto armado, o mais utilizado no país. Na cidade de Lavras-MG há uma demanda por um espaço para eventos de grande porte, como é o caso das festas de formatura da Universidade Federal de Lavras - UFLA, as quais são realizadas semestralmente. Devido ao custo da montagem da estrutura atual, onde são realizadas as festas, o valor fica inacessível para a participação de muitos formandos. O objetivo deste trabalho é realizar um estudo comparativo de custos entre projetos estruturais de um salão de festas e eventos em madeira e o outro em aço. Para isso, foi desenvolvido a estrutura de um módulo, que quando conectado a outros três iguais a ele poderão ser utilizados para as comemorações da formatura da UFLA e demais eventos da região. Após o dimensionamento da estrutura, com o auxílio de um *software* estrutural, percebeu-se a necessidade da utilização de pórticos treliçados para a estrutura metálica e do uso da madeira laminada colada (MLC) em todas as peças da estrutura em madeira devido as grandes solicitações e dimensões. O custo final da estrutura em aço ficou cinco vezes menor que a estrutura em MLC, visto que em Lavras as construções em aço são comumente utilizadas, além disso os processos de fabricação, transporte e o valor da matéria prima da MLC interferem no valor final. O projeto modular permite a construção em etapas, ou seja, o empreendedor poderá executá-la de acordo com o capital disponível. Considerando somente aspectos financeiros, seria mais viável a construção da estrutura em aço para a cidade de Lavras.

**Palavras-chave:** Madeira laminada colada. Estrutura metálica. *Software* Estrutural. Custo-benefício.

## ABSTRACT

Wood and steel have characteristics that allow the construction of structures with high quality and resistant capacity, but in Brazil they are not the main materials for structural use. Both need skilled labor, but in contrast, their executions are faster than reinforced concrete structures, the most commonly used in the country. In the city of Lavras-MG there is a demand for a space for large events, as the graduation parties of the Federal University of Lavras - UFLA, which are held every six months. Due to the cost of assembling the current structure where the parties are held, the value is inaccessible for the participation of many students. The objective of this work is to perform a comparative study of costs between structural projects of a festivity hall and events in wood and the other in steel. For this, the structure of a module was developed, and when connected to other three equal to it can be used for UFLA graduation commemorations and other events in the region. After structural design, and using a structural software, the use of lattice frames for the metallic structure and the use of glued laminated timber (glulam) in all parts of the wood structure was recommended, due to the large loads and dimensions. The final cost of the steel structure was five times lower than the glulam structure, since in Lavras the steel constructions are commonly used, in addition the manufacturing processes, transport and the raw material cost of the glulam interfere in the final value. The modular design allows the construction in stages, that is, the entrepreneur can execute it according to the available capital. Considering only financial aspects, it would be more feasible to build the steel structure for the city of Lavras.

**Keywords:** Glued laminated timber. Metal structure. Structural Software. Cost benefit.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS.....</b>	<b>3</b>
<b>3.1</b>	<b>Características da edificação .....</b>	<b>3</b>
<b>3.1.1</b>	<b>Projeto arquitetônico.....</b>	<b>4</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Características do módulo .....</b>	<b>10</b>
<b>3.2</b>	<b>Ações consideradas .....</b>	<b>11</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Ações permanentes .....</b>	<b>12</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Ações variáveis .....</b>	<b>12</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Sobrecargas .....</b>	<b>12</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Forças devido ao vento .....</b>	<b>13</b>
<b>3.3</b>	<b>Análise estrutural e dimensionamento.....</b>	<b>17</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Estrutura metálica .....</b>	<b>17</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Estrutura em madeira laminada colada .....</b>	<b>20</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Análise de resultados .....</b>	<b>23</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Verificação da esbeltez da peça .....</b>	<b>25</b>
<b>3.3.5</b>	<b>Verificação da relação comprimento-espessura .....</b>	<b>25</b>
<b>3.3.6</b>	<b>Verificação da capacidade resistente à compressão .....</b>	<b>25</b>
<b>3.3.7</b>	<b>Verificação da capacidade resistente à tração .....</b>	<b>27</b>
<b>3.3.8</b>	<b>Verificação da capacidade resistente à flexão no eixo X e Y .....</b>	<b>28</b>
<b>3.3.9</b>	<b>Verificação da capacidade resistente ao esforço cortante em X e Y .....</b>	<b>28</b>
<b>3.3.10</b>	<b>Verificação do esforço cortante e momento fletor combinados.....</b>	<b>29</b>
<b>3.3.11</b>	<b>Verificação da capacidade resistente à flexo-compressão.....</b>	<b>29</b>
<b>3.3.12</b>	<b>Verificação da capacidade resistente à flexo-tração.....</b>	<b>30</b>
<b>3.3.13</b>	<b>Verificações de deslocamentos máximos .....</b>	<b>30</b>
<b>4</b>	<b>LEVANTAMENTO DOS CUSTOS DAS ALTERNATIVAS.....</b>	<b>32</b>
<b>4.1</b>	<b>Custo do módulo em estrutura metálica.....</b>	<b>32</b>
<b>4.2</b>	<b>Custo do módulo em estrutura de madeira laminada colada.....</b>	<b>33</b>
<b>5</b>	<b>LEVANTAMENTO DOS BENEFÍCIOS.....</b>	<b>33</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISE ECONÔMICA .....</b>	<b>36</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>37</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>38</b>

<b>APÊNDICE A – Dimensões do projeto arquitetônico.....</b>	<b>40</b>
<b>APÊNDICE B – Dimensões dos pórticos em aço e MLC .....</b>	<b>42</b>
<b>APÊNDICE C – Dimensões dos perfis de aço e peças de MLC.....</b>	<b>45</b>
<b>APÊNDICE D – Ligações.....</b>	<b>46</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Atualmente as qualidades das estruturas em madeira estão sendo comprovadas e seu uso está ganhando espaço no mercado. Porém, são menos empregadas no Brasil quando comparadas às estruturas de aço e de concreto. Apesar do comprovado potencial, fatores como a falta de conhecimento sobre o material por parte de profissionais e até aspectos culturais contribuem para o preconceito ao uso dessas estruturas na construção civil.

A madeira é um material versátil, renovável, de estética destacada, e de ampla disponibilidade e durabilidade (há aumento substancial da vida útil da estrutura se empregados técnicas construtivas adequadas e tratamentos preservativos no material). Apesar dessas características, é um material que também é empregado em outros setores da economia, tais como a indústria da celulose e papel, a de geração de energia (carvão vegetal), a moveleira, a de chapas particuladas, e outras. Então, o preço da madeira para a construção civil pode tornar-se elevado, fazendo com que o material seja menos competitivo principalmente para o uso estrutural.

Uma boa alternativa para aumentar a competitividade do material é a industrialização do processo de obtenção de peças estruturais. Nesse sentido, ganham destaque os chamados produtos engenheirados de madeira, desenvolvidos para minimizar quesitos considerados desfavoráveis na madeira maciça, tais como as restrições dimensionais e a presença de defeitos. Soma-se a isso também o fato de se utilizar nesses produtos as madeiras oriundas de florestas plantadas, tais como o pinus e o eucalipto.

As estruturas em aço são comumente utilizadas no Brasil, principalmente para coberturas de galpões industriais, apresentam facilidade de produção, montagem e aproveitamento de material, e isso atraiu a atenção no mercado da construção civil. Além disso, as seções de pilares e vigas em aço são menores e mais esbeltas quando comparadas as seções de concreto armado, proporcionando bons desempenhos mecânicos, assim como uma estrutura mais leve, diminuindo os gastos nas fundações. De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), os aços estruturais possuem as propriedades de ductilidade, fragilidade, resiliência, dureza, fadiga e corrosão.

Ambas as estruturas, de aço e madeira, necessitam de manutenção e mão de obra especializada, além de serem de rápida execução. Quando comparada ao concreto armado a madeira também é mais leve e se comparada ao aço, apresenta menor massa específica, melhor resistência ao fogo e a vibrações. Porém estruturas em aço apresentam maior rigor nas propriedades das seções durante a produção das peças.

São encontrados na literatura trabalhos variados relacionados às estruturas de madeira e de aço. Esses tratam, por exemplo, de avaliações de peças estruturais, conectores, sistemas estruturais, desempenhos sob condição de incêndio, dentre outros.

Por exemplo, Júnior et al. (2014) avaliou a integridade da cobertura de um galpão de 70 anos em estrutura de madeira que era usado para armazenar produtos químicos. E verificou que a estrutura ainda estava funcional, ou seja, possui vida útil longa.

Em seu estudo, Ferreira (1999) analisou o sistema estrutural e construtivo de coberturas lamelares em madeira e confirmou a viabilidade técnica e também econômica devido à racionalização de material para execução de coberturas.

Madeira (2009) avaliou e comparou o desempenho de pórticos treliçados e pórticos de perfis em alma cheia em relação ao consumo de aço e seu comportamento estrutural e chegou à conclusão que o pórtico treliçado é mais eficiente no consumo de aço, mas demanda mais homens/hora, ligações e volume de pintura para fabricação e instalação.

Gervásio (2008) evidenciou a sustentabilidade de estruturas metálicas, visto que essas podem ser reutilizadas e recicladas sem perder suas características e qualidade, proporcionando assim menor consumo de recursos naturais.

Cogo e Tonon (2018), realizaram uma análise comparativa econômica, entre coberturas em aço e madeira, para uma residência de 99 m<sup>2</sup>, e obtiveram um orçamento 42% mais econômico para a estrutura metálica quando comparada à estrutura de madeira.

O presente trabalho também teve como objetivo apresentar um estudo comparativo de custos entre dois sistemas estruturais, um feito em madeira laminada colada (MLC) e outro em aço. Pretendeu-se avaliar, para um projeto de maiores dimensões, como um salão de eventos, se a estrutura metálica ainda seria mais econômica que a estrutura em madeira.

Além do dimensionamento estrutural para os dois materiais, realizou-se um projeto arquitetônico modular – composto por quatro galpões de iguais dimensões – que atendesse as demandas para as comemorações de Lavras – MG e região, e tornasse a comemoração acessível para mais formandos. Foi escolhido para o salão o nome Orion – Festas & Eventos, tomando como base uma constelação que é visível praticamente em todas as regiões habitadas da terra e é mais facilmente reconhecível pela quantidade de estrelas brilhantes.

## **2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA**

A demanda de um espaço adequado para realização de festas e eventos de grande porte na região de Lavras – MG se faz notória. Especificamente tem-se a necessidade semestral de um local para execução da festa de formatura da Universidade Federal de Lavras (UFLA).

Graduar-se em um curso superior é muito gratificante para a maioria das pessoas, mas muitas vezes a comemoração se torna distante pela falta de capital. Atualmente para a festa de formatura da UFLA são montadas estruturas de grande porte que elevam o seu valor, ficando assim, inacessível para muitos. Gasta-se cerca de 300 mil reais por semestre, de acordo com o diretor de uma empresa organizadora de eventos, para a montagem da estrutura composta por banheiros, cozinha, palco e depósito, e possui em média capacidade para um público de 2352 pessoas.

A ideia de fazer o estudo comparativo entre os projetos estruturais de um galpão feito em madeira e o outro em aço, não só avalia a viabilidade de se construir uma estrutura permanente desse porte, em Lavras – MG, como também pode significar economia para os contratantes do espaço e principalmente tornaria a comemoração mais acessível aos formandos e seus familiares.

## **3 ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS**

Com o intuito de suprir a necessidade de um salão de festas mais acessível para os formandos da UFLA elaborou-se um projeto arquitetônico, que será similar para as duas estruturas, de aço e de madeira. Em seguida, realizou-se o dimensionamento da estrutura analisando as ações sobre a mesma.

### **3.1 Características da edificação**

O projeto arquitetônico deve atender todas as demandas de um local para a realização de grandes festas e eventos e prescrições normativas, logo foi realizado um estudo de quais seriam as dimensões necessárias e os materiais mais adequados para atender confortavelmente o público-alvo.

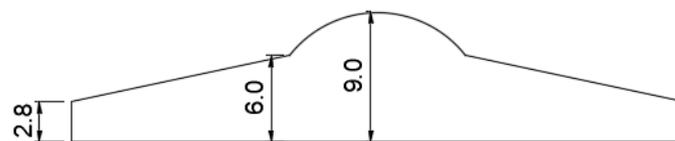
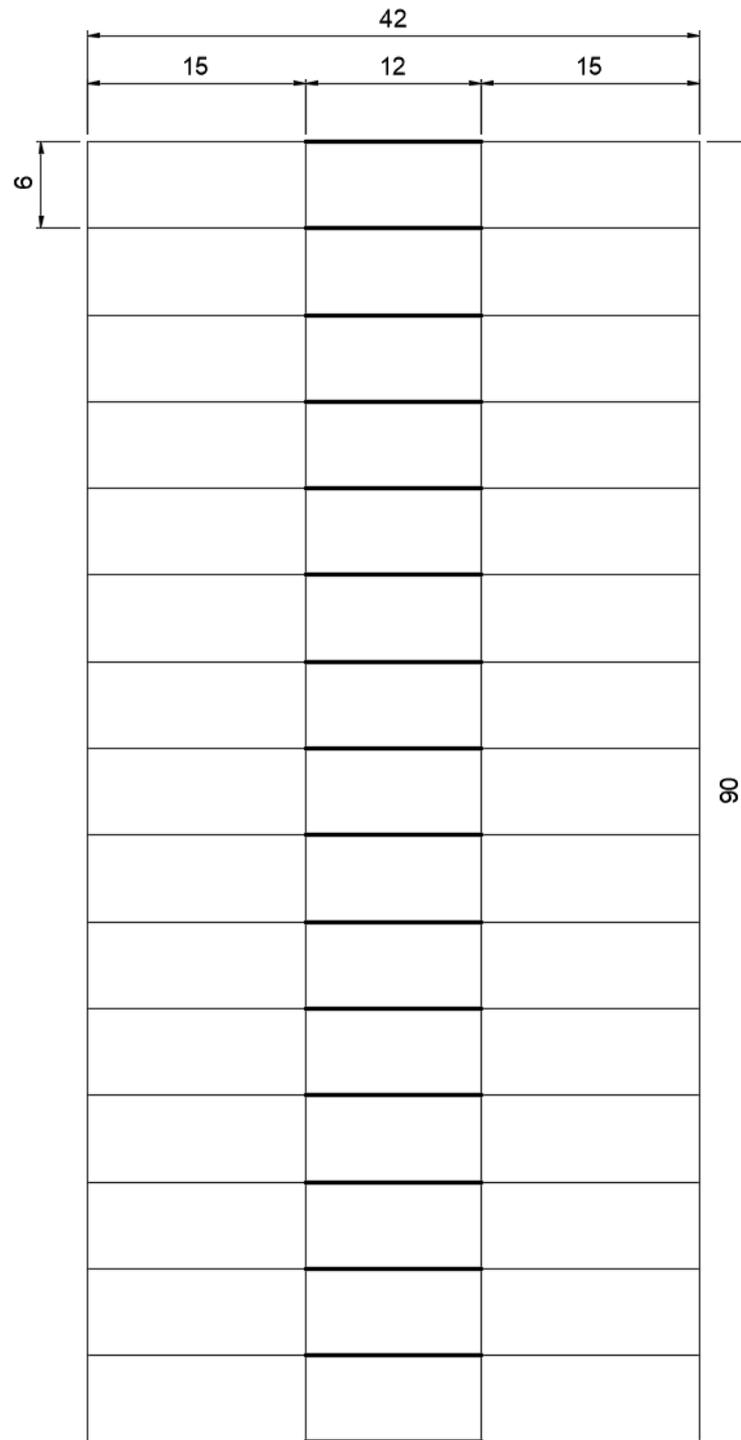
### 3.1.1 Projeto arquitetônico

O projeto arquitetônico foi realizado de acordo com as informações coletadas em uma reunião realizada com o diretor da empresa organizadora de eventos, a qual é a responsável por montar a estrutura, duas vezes ao ano para as formaturas da UFLA. Foram disponibilizadas as seguintes informações:

- a estrutura montada ocasionalmente dispõe de 400 m<sup>2</sup> de cozinha, 180 m<sup>2</sup> de banheiros e 3528 m<sup>2</sup> o restante do salão;
- é considerado para o dimensionamento 1,5 m<sup>2</sup> por pessoa;
- o pé direito é variável.

A Figura 3.1 contém o croqui, da planta baixa e do corte, respectivamente, com as dimensões da estrutura montada para as formaturas da universidade.

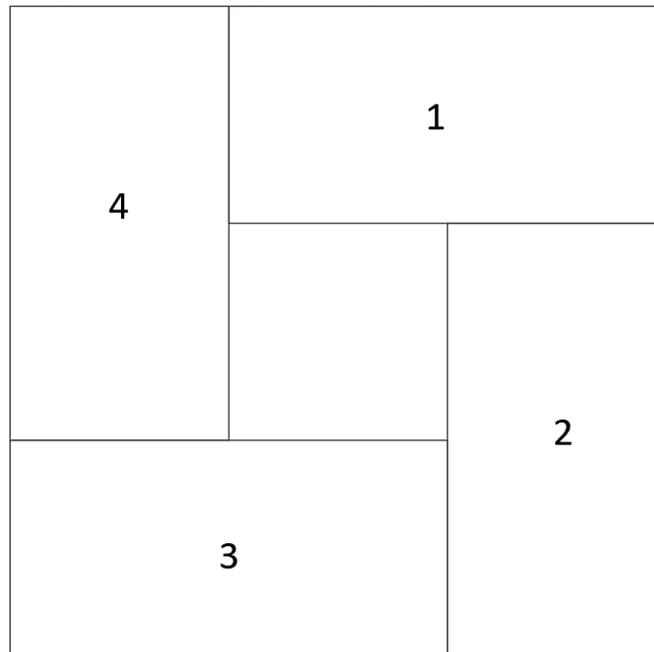
Figura 3.1 – Croqui da estrutura, planta baixa e corte, dimensões em metros, sem escala.



Fonte: Dos autores (2019).

O projeto arquitetônico em questão é composto por quatro módulos de iguais dimensões interligados, como pode ser visto na Figura 3.2, os quais poderão ser utilizados como um só salão de festa, como no caso da formatura da UFLA ou outra instituição.

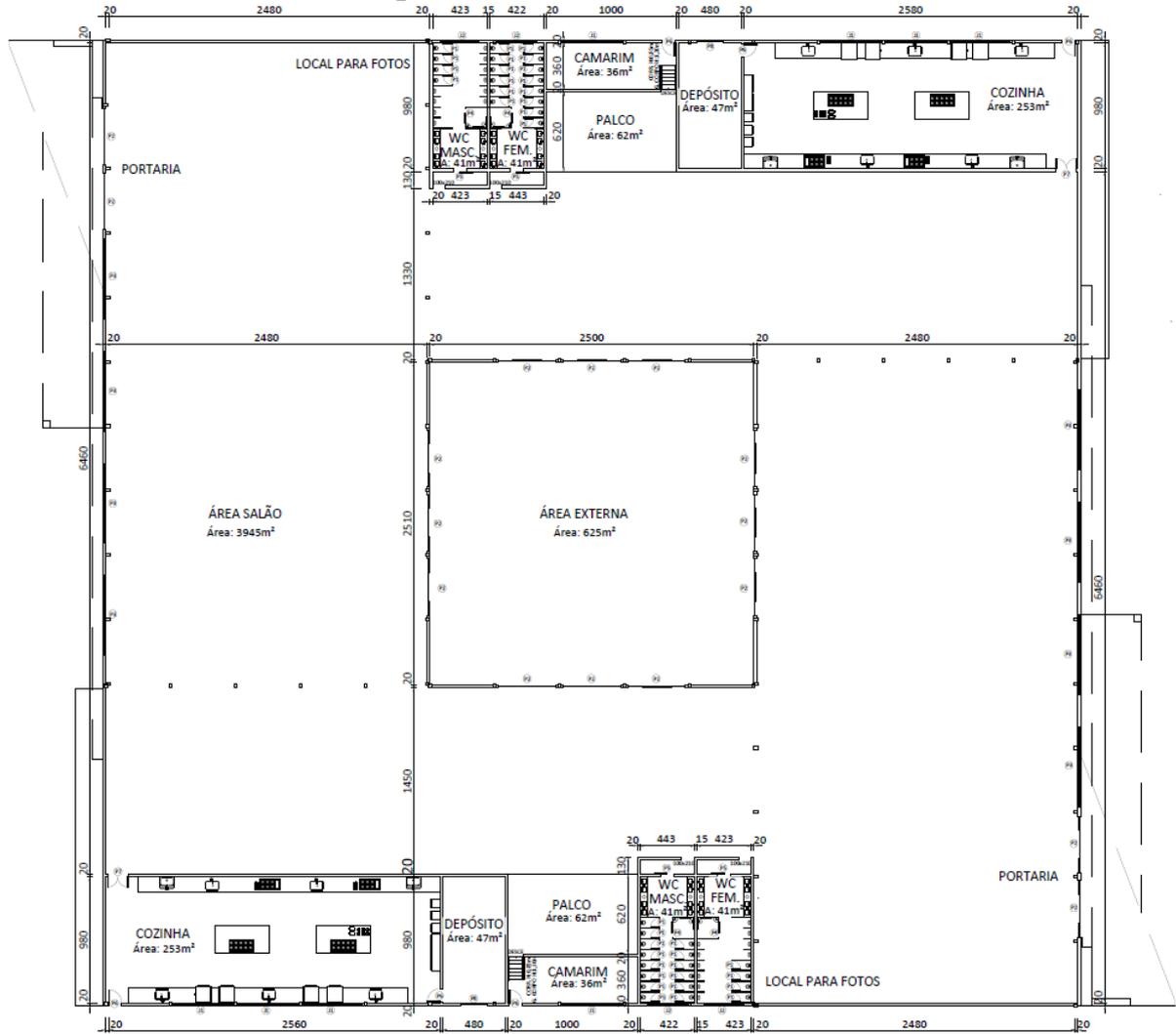
Figura 3.2 – Croqui da disposição dos módulos.



Fonte: Dos autores (2019).

A fim de atender aos requisitos de um salão de festas realizou-se o projeto arquitetônico do Orion – Festas & Eventos, mostrado na Figura 3.3, que se encontra em escala no Apêndice A. Observa-se que poderá ser utilizado apenas um módulo para uma festa menor, assim como dois módulos poderão ser utilizados simultaneamente em duas festas distintas. Uma outra vantagem de a estrutura ser modular é em relação a sua construção que poderá ser executada em partes, construindo os módulos no ritmo do capital disponível. O salão possui 75m x 75m, logo sua área total é 5625 m<sup>2</sup>.

Figura 3.3 – Planta Baixa do Orion.



Fonte: Dos autores (2019).

O Orion possui uma área espelhada, com cozinha, palco, camarim, depósito e banheiros, como mostra a Figura 3.4, que pode ser melhor visualizada no Apêndice A. Assim, é possível atender confortavelmente a grande quantidade de pessoas que estará no local no momento do baile de formatura, além da possibilidade de atender duas festas distintas. O Orion é composto por 506 m<sup>2</sup> de cozinha, 94 m<sup>2</sup> de depósito, 124 m<sup>2</sup> de palco, 72 m<sup>2</sup> de camarim, 164 m<sup>2</sup> de banheiros, 625 m<sup>2</sup> de área externa e 3945 m<sup>2</sup> de área livre de salão. A área externa tem em todo seu perímetro 12 portas de vidro, sendo cada uma de 4,40m x 2,50m, totalizando em 132 m<sup>2</sup> de abertura para o interior do salão.

Figura 3.4 – Área de serviço do Orion.



Fonte: Dos autores (2019).

O Orion contará com 3945 m<sup>2</sup> de área para dispor mobiliário, pista de dança, área de circulação e bares. Foi considerado para o dimensionamento que cada pessoa ocupa 1,5 m<sup>2</sup> dentro do salão, resultando numa capacidade de 2630 pessoas. Além disso, a estrutura ainda conta com 625 m<sup>2</sup> de área externa que pode ser ocupada, o que aumentaria a capacidade para 3046 pessoas.

A Figura 3.5 mostram a fachada 3D da edificação onde observa-se o painel de vidro e cobogós, elementos que compõem a fachada do Orion.

Figura 3.5 – Fachada principal.



Fonte: Dos autores (2019).

A Figura 3.6 ilustra a fachada onde é possível uma melhor visualização do nome do salão.

Figura 3.6 – Fachada com volumetria destacada.



Fonte: Dos autores (2019).

Na Figura 3.7 pode ser observado o amplo estacionamento, a vegetação, o pergolado e a cobertura externa para entrada dos usuários.

Figura 3.7 – Vista superior da fachada, estacionamento e pergolado.



Fonte: Dos autores (2019).

Todos os elementos que compõem a fachada proporcionam uma estética que valoriza o empreendimento, assim como a vegetação e o amplo estacionamento.

### 3.1.2 Características do módulo

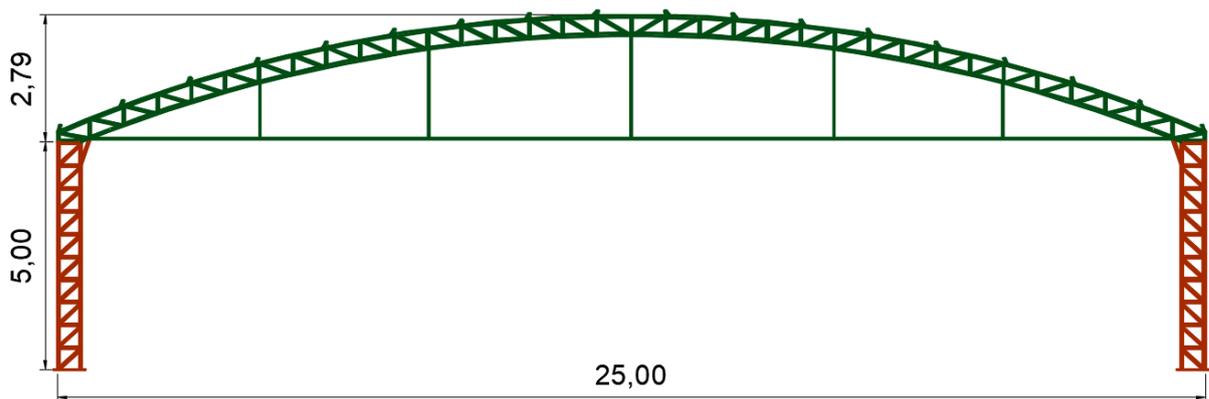
Como pode ser observado no projeto arquitetônico, o Orion é composto pela união de quatro módulos iguais de 25m x 50m. Os pórticos de cada módulo estão dispostos de 5 em 5 metros de distância, eixo a eixo. Portanto o cálculo estrutural em madeira e aço foi realizado para apenas um módulo e replicado para os outros. As seções dos elementos estruturais foram dimensionadas para cada estrutura de forma que suportasse as solicitações.

A estrutura metálica do telhado foi escolhida em arco treliçado, pois ele resulta em uma estrutura mais leve, já que se pode utilizar perfis de pequena espessura. Os pilares também foram treliçados, para resistir às solicitações laterais.

Com o intuito de vencer o vão de 25 metros, adotou-se a estrutura em madeira laminada colada (MLC) para a cobertura, assim como para os pilares, já que se trata de um produto engenheirado, que possui controle tecnológico de produção e é relativamente simples de ser montado na obra, além de propiciar beleza estética. Ademais, reduz o número de ligações, o desperdício de material, economiza na mão de obra e facilita a produção do arco.

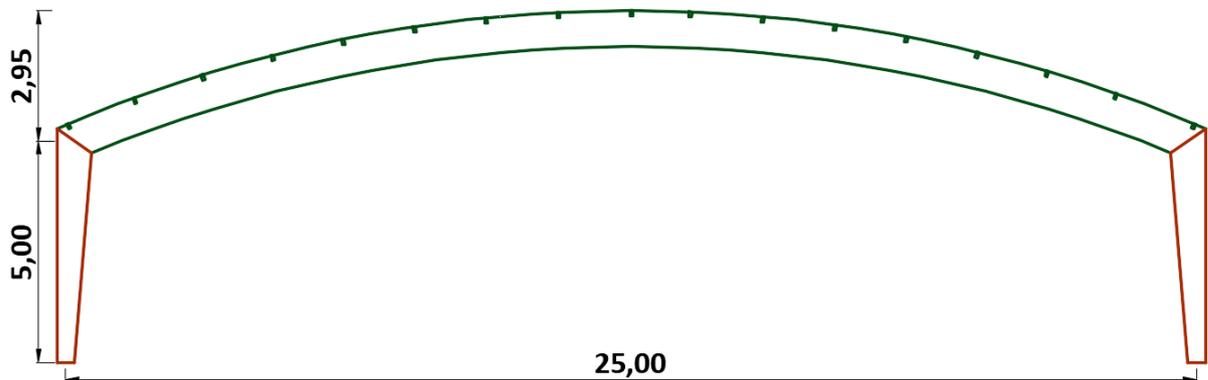
Ambas as estruturas possuem pé direito de 5 m, o arco de aço possui altura de 2,79m e de madeira 2,95m até o topo, como mostram as Figura 3.8 e 3.9, respectivamente. As demais dimensões dos pórticos encontram-se no Apêndice B.

Figura 3.8 – Pórtico da estrutura metálica, dimensões em metros.



Fonte: Dos autores (2019).

Figura 3.9 – Pórtico da estrutura de madeira laminada colada, dimensões em metros.



Fonte: Dos autores (2019).

Para a cobertura de ambas as estruturas, foram escolhidas telhas onduladas AM TO17 da ArcelorMittal, devido à sua característica de maleabilidade é indicada para coberturas em forma de arco. A telha possui espessura de 0,50 mm e 4,86 kg/m<sup>2</sup> de acordo com o fabricante e demais dimensões são mostradas na Figura 3.10. Segundo o fabricante, as telhas podem ser produzidas com até 12 m de comprimento. No projeto em questão cada telha possuirá 1,085m de largura por 1,75 m de comprimento.

Figura 3.10 – Dimensões da telha ondulada.



Fonte: Catálogo Telhas ArcelorMittal.

Para diminuir ruídos como o provocado por chuvas e proporcionar um melhor conforto térmico, com conseqüente economia de energia, optou-se pelo emprego de uma subcobertura em manta térmica. A escolhida foi a Subcobertura para telhados BigFoil® (LEROY MERLYN, 2019).

### 3.2 Ações consideradas

Para o cálculo das ações no módulo foram consideradas as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 6120:1980 (em revisão), NBR 6123:1988, NBR 7190:1997, NBR 8681:2003, NBR 14323:2013.

Conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980 em revisão, p. 3) ações são “causas que provocam esforços que atuam sobre a estrutura, capazes de produzir ou alterar as deformações ou o estado de tensão nos elementos estruturais”, ou seja, é tudo aquilo que causa esforços nas estruturas.

### 3.2.1 Ações permanentes

Ações permanentes são “ações que atuam com valores praticamente constantes, ou com pequena variação em torno de sua média, durante a vida da edificação”, conforme estabelece a NBR 6120 (ABNT, 1980 em revisão, p. 3).

Para a obtenção das ações permanentes foram considerados os seguintes carregamentos:

- peso próprio da estrutura, calculado pelo *software* estrutural em função dos perfis e seções empregados;
- peso da telha de aço ondulada de 0,5 mm de espessura: 0,06 kN/m<sup>2</sup>;
- peso da manta termo acústica: 0,002 kN/m<sup>2</sup>;
- peso dos dutos de ventilação, sem isolamento térmico: 0,20 kN/m<sup>2</sup>;
- peso da rede de distribuição de chuveiros automáticos (*sprinkler*) com diâmetro nominal de até 65 mm: 0,10 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.2 Ações variáveis

Segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980 em revisão, p. 3), ações variáveis são “ações que atuam com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida da edificação”.

Para a obtenção das ações variáveis foram considerados os seguintes carregamentos:

- coberturas com acesso apenas para manutenção ou inspeção: 1,00 kN/m<sup>2</sup>;
- sendo a cobertura feita em arco e com sistema de drenagem suficiente e rigidez adequada impedindo o fenômeno de empoçamento progressivo, foi considerada uma carga variável uniformemente distribuída para coberturas de 0,25 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.3 Sobrecargas

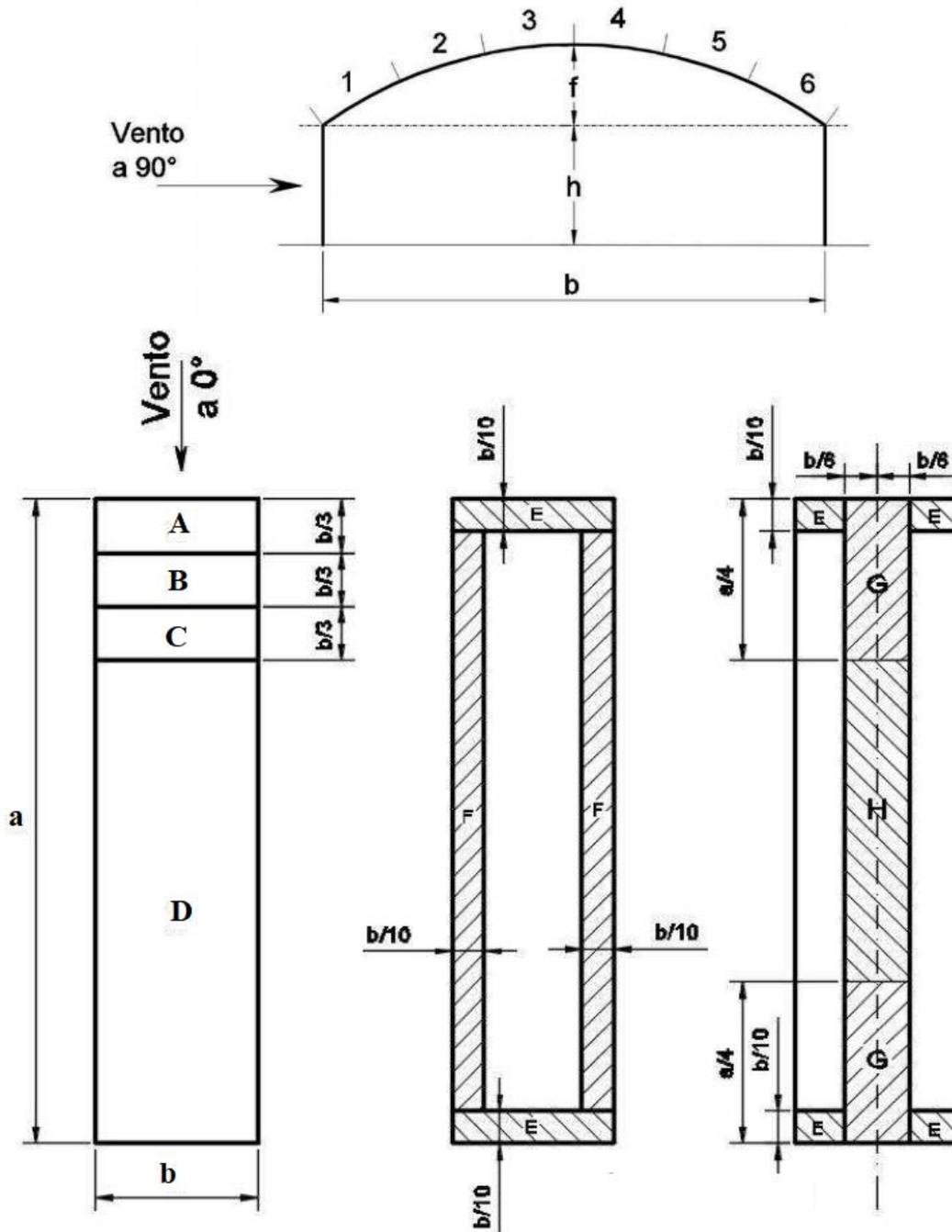
Sobrecarga é tudo aquilo que extrapola a carga normal. Como não foi encontrado valor normativo para iluminação, foi estimada uma sobrecarga de 0,05 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.4 Forças devido ao vento

Para o cálculo das forças devido ao vento incidente na cobertura foi considerado o procedimento de cálculo para abóbadas cilíndricas conforme a NBR 6123:1988.

As faixas de pressão para abóbadas cilíndricas de seção circular são obtidas por meio da Figura 3.11.

Figura 3.11 – Faixas de pressão para abóbadas cilíndricas de seção circular.



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988.

Foram consideradas as seguintes condições para o cálculo da pressão dinâmica do vento: modelo situado em Lavras–MG, em um terreno plano ou fracamente acidentado, de Categoria III com maior dimensão de 50 m e Grupo 2. Assim, tem-se:

- a velocidade básica do vento  $v_0$  de 35 m/s, de acordo com as isopletas;
- o fator topográfico  $S_1$  igual a 1;
- o fator de rugosidade do terreno  $S_2$  igual a 0,95;
- o fator estatístico  $S_3$  igual a 1.

Tem-se a velocidade característica do vento, calculada por meio de:

$$v_k = v_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (3.1)$$

Resultou-se em  $v_k$  igual a 33,25 m/s. A pressão dinâmica foi calculada por meio de:

$$q = 0,613 * v_k^2 \quad (3.2)$$

Resultou em um valor de 0,677 kN/m<sup>2</sup> para a pressão dinâmica ( $q$ ). Para os coeficientes de pressão interna foram considerados as quatro faces igualmente permeáveis logo,  $c_{pi} = 0$  ou  $c_{pi} = -0,3$  e ao final foi considerado o caso mais nocivo.

Por meio das Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3, foi possível encontrar os valores de coeficientes de pressão externa, para o vento a 0°, 90° e oblíquo, respectivamente.

Tabela 3.1 – Coeficientes de pressão externa para vento a 0°.

Série	a/b	f/b	h/b <sup>(A)</sup>	c <sub>pe</sub> para parte			
				A	B	C	D
S1	4	1/5	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2
		1/10	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,9	-0,6	-0,3	-0,2
S2	-5	-1/3	-1/9	-0,8	-0,4	-0,2	-0,2

Fonte: ABNT NBT 6123:1988.

Tabela 3.2 – Coeficientes de pressão externa para vento a 90°.

Série	a/b	f/b	h/b*	c <sub>pe</sub> para a parte					
				1	2	3	4	5	6
S1	4	1/5	1/4	-0,3	-0,7	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4
			1/2	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	-0,5	-0,5
		1/10	1/4	-1,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,3
			1/2	-1,0	-0,8	-0,7	-0,7	-0,5	-0,4
S2	-5	-1/3	-1/9	+0,4	-0,6	-1,2	-0,9	-0,7	-0,7

Fonte: ABNT NBT 6123:1988.

Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão externa para vento oblíquo.

Série	a/b	f/b	h/b <sup>(A)</sup>	c <sub>pe</sub> para a faixa			
				E	F	G	H
S1	4	1/5	1/4	-1,6	--	--	--
			1/2	-2,4	-1,2	--	--
		1/10	1/4	-1,4	-1,4	--	--
			1/2	-1,6	-1,8	--	--
S2	-5	-1/3	-1/9	-1,5	--	-1,8	-1,5

Fonte: ABNT NBT 6123:1988.

Por meio da Tabela 3.4 onde estão apresentados os dados da geometria do Orion e pelos coeficientes de pressão externa para a cobertura que são apresentados na Tabela 3.5 foi possível calcular as pressões dinâmicas. Para identificação das variáveis, ver Figura 3.11.

Tabela 3.4 – Geometria do Orion.

Dimensões (m)	f	b	h	f/b	h/b
25x50	2,5	25	5	0,1	0,2

Fonte: Dos autores (2019).

Tabela 3.5 – Coeficientes de pressão externa para a cobertura.

Vento a 0°				Vento a 90°						Vento oblíquo			
A	B	C	D	1	2	3	4	5	6	E	F	G	H
-0,9	-0,6	-0,3	-0,2	-1	-0,8	-0,7	-0,7	-0,5	-0,4	-1,6	-1,8	-	-

Fonte: Dos autores (2019).

Nas Tabelas 3.6, 3.7 e 3.8, estão indicadas as pressões dinâmicas para o vento a 0°, 90° e oblíquo, respectivamente.

Tabela 3.6 – Pressões dinâmicas estimadas para vento a  $0^\circ$  em  $\text{kN/m}^2$ .

Vento a $0^\circ$				
C <sub>pi</sub>	A	B	C	D
<b>0,0</b>	-0,610	-0,407	-0,203	-0,136
<b>-0,3</b>	-0,407	-0,203	0,000	0,068

Fonte: Dos autores (2019).

Tabela 3.7 – Pressões dinâmicas estimadas para vento a  $90^\circ$  em  $\text{kN/m}^2$ .

Vento a $90^\circ$						
C <sub>pi</sub>	1	2	3	4	5	6
<b>0,0</b>	-0,678	-0,542	-0,474	-0,474	-0,339	-0,271
<b>-0,3</b>	-0,474	-0,339	-0,271	-0,271	-0,136	-0,068

Fonte: Dos autores (2019).

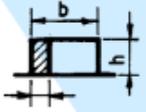
Tabela 3.8 – Pressões dinâmicas estimadas para o vento oblíquo em  $\text{kN/m}^2$ .

Vento oblíquo				
C <sub>pi</sub>	E	F	G	H
<b>0,0</b>	-1,084	-1,220	-	-
<b>-0,3</b>	-0,881	-1,017		

Fonte: Dos autores (2019).

Para efeito de cálculo das forças devido ao vento incidente nas paredes, tem-se os seguintes valores de coeficientes de pressão externa dados pela Tabela 3.9:

Tabela 3.9 – Coeficiente de pressão externa para paredes: ventos a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ .

Altura relativa	Valores de $C_e$ para								$c_{pe}$ médio 
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
	A <sub>1</sub> e B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub> e B <sub>2</sub>	C	D	A	B	C <sub>1</sub> e D <sub>1</sub>	C <sub>2</sub> e D <sub>2</sub>	
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
$0,2 b$ ou $h$ (o menor dos dois) $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0

Fonte: Modificado da ABNT NBR 6123:1988.

As pressões dinâmicas para o vento a  $0^\circ$  e o vento a  $90^\circ$  são apresentadas nas Tabelas 3.10 e 3.11.

Tabela 3.10 – Pressões dinâmicas em kN/m<sup>2</sup> para vento a 0°.

<b>Cpi</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>	<b>D</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>	<b>C</b>
0,0	-0,339	-0,068	0,068	0,000	-0,339	-0,068	0,068	169,427
-0,3	-0,542	-0,271	-0,136	-50,828	-0,542	-0,271	-0,136	118,599

Fonte: Dos autores (2019).

Tabela 3.11 – Pressões dinâmicas em kN/m<sup>2</sup> para vento a 90°.

<b>Cpi</b>	<b>A</b>	<b>D1</b>	<b>D2</b>	<b>B</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>
0,0	0,678	-4,066	-2,033	-0,136	-6,099	-2,033
-0,3	0,474	-6,099	-5,083	-0,339	-9,149	-5,083

Fonte: Dos autores (2019).

Com as pressões dinâmicas calculadas foram utilizados os valores mais críticos resultantes para o dimensionamento da estrutura.

### 3.3 Análise estrutural e dimensionamento

A seguir serão descritas as características de cada elemento estrutural e suas respectivas ligações de cada um dos módulos, em madeira laminada colada e em aço. No dimensionamento, com o auxílio de um *software* estrutural, realizou-se as verificações da capacidade resistente da estrutura nos Estados Limites Último e de Serviço (ELU e ELS).

#### 3.3.1 Estrutura metálica

As treliças em arco, os pilares treliçados e as terças são compostos por perfis de aço enformado de classe CF-26. As terças foram colocadas a cada dois montantes da treliça em arco. Os tirantes serão em barras circulares maciças de aço laminado classe A-36. As dimensões dos perfis encontram-se no Apêndice C. As ligações entre as bases de pilares e as fundações serão de chapa de aço ASTM A-36 / SAE 1045 (SC AÇO, 2019), de espessura mínima de 6,3mm (1/4") como mostra a Tabela 3.12, atendendo o mínimo calculado que foi de 5,5 mm, devido aos esforços na base serem muito pequenos. Serão usados 4 chumbadores de diâmetro 16mm (5/8") externos ao pilar para garantir a rigidez na ligação, que estão detalhados no Apêndice D. As demais ligações entre os elementos serão soldadas, em arco elétrico, com eletrodo revestido E70XX em filetes. Segundo Fakury et al. (2016), a verificação das soldas de filete pode ser dispensada, desde que as pernas dos filetes tenham dimensão igual ou superior

a 5/7 da espessura da chapa, contanto que não seja maior que a espessura da outra chapa a ser soldada. Então, todas as soldas serão executadas com 5/7 da espessura das chapas dos perfis que serão soldados.

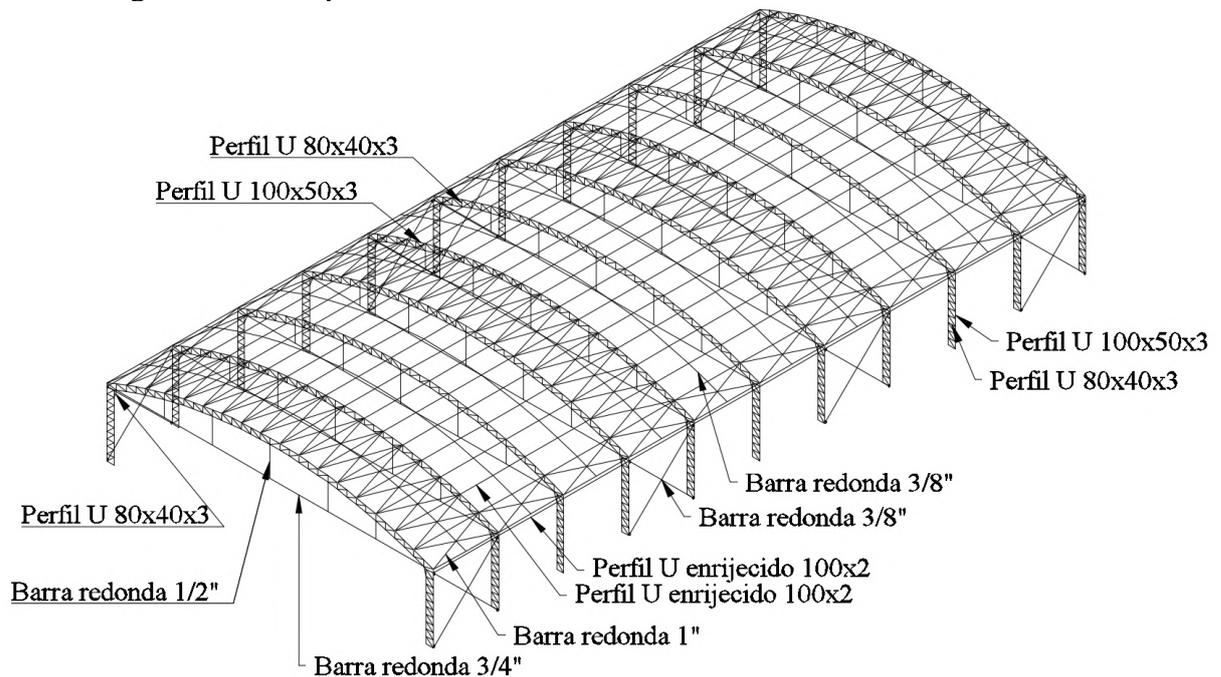
Tabela 3.12 – Chapa de base do pilar treliçado.

Chapas ASTM A-36 / SAE 1045				
Espessura		Qualidade		kg/m <sup>2</sup>
(mm)	(pol)			
3,18	1/8"		SAE 1045	24,96
4,75	3/16"		SAE 1045	37,29
6,35	1/4"	ASTM A-36	SAE 1045	49,85

Fonte: Modificado da Sc Aço.

As Figuras 3.12 e 3.13 mostram o esquema analítico da estrutura em aço. A Figura 3.12 descreve todos os perfis utilizados.

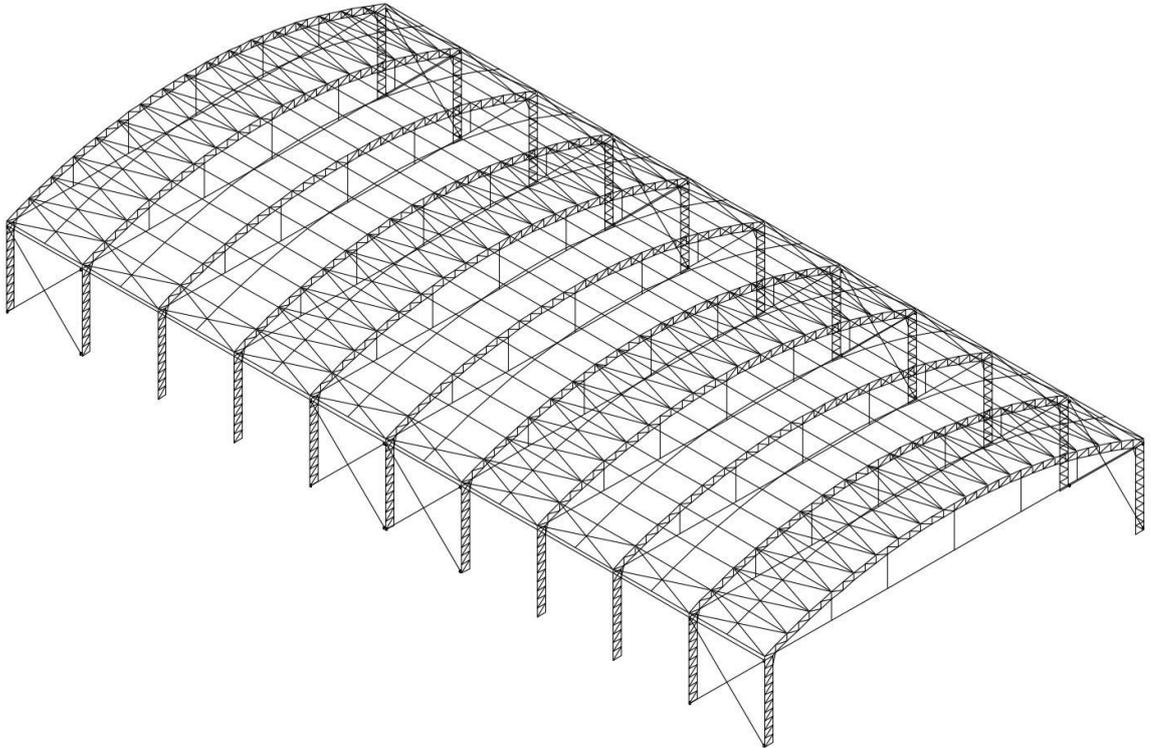
Figura 3.12 – Esquema tridimensional analítico da estrutura metálica – vista 1.



Fonte: Dos autores (2019).

Quando comparada a Figura 3.12 com a Figura 3.13 pode-se notar uma diferença nos tirantes entre as duas laterais da estrutura, devido ao fato da compatibilidade entre os projetos.

Figura 3.13 – Esquema tridimensional analítico da estrutura metálica – vista 2.



Fonte: Dos autores (2019).

A Figura 3.14 ilustra como seria o salão de festas, se ele fosse construído em aço.

Figura 3.14 – Vista interna do salão de festas em estrutura metálica.



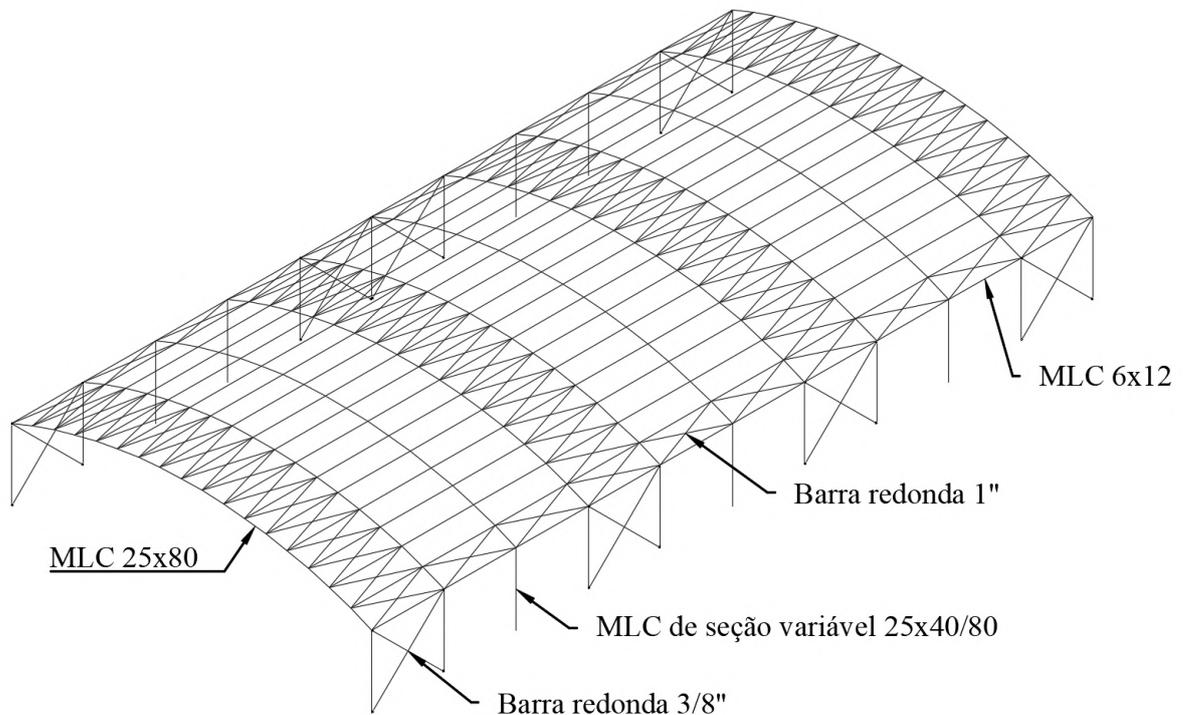
Fonte: Dos autores (2019).

### 3.3.2 Estrutura em madeira laminada colada

As peças estruturais serão em madeira laminada colada (MLC), coníferas de classe de resistência C30 e classe de umidade 1. Suas dimensões se encontram no Apêndice C. Como as peças estão no interior da edificação e não serão expostas a produtos químicos, contendo teor de umidade entre 8% e 12%, será empregado o adesivo melanina ureia-formaldeído (MUF), que além de atender esses quesitos, é comumente utilizado em peças estruturais.

As Figuras 3.15 e 3.16 mostram o esquema analítico da estrutura em MLC. A Figura 3.15 descreve todas as peças utilizadas.

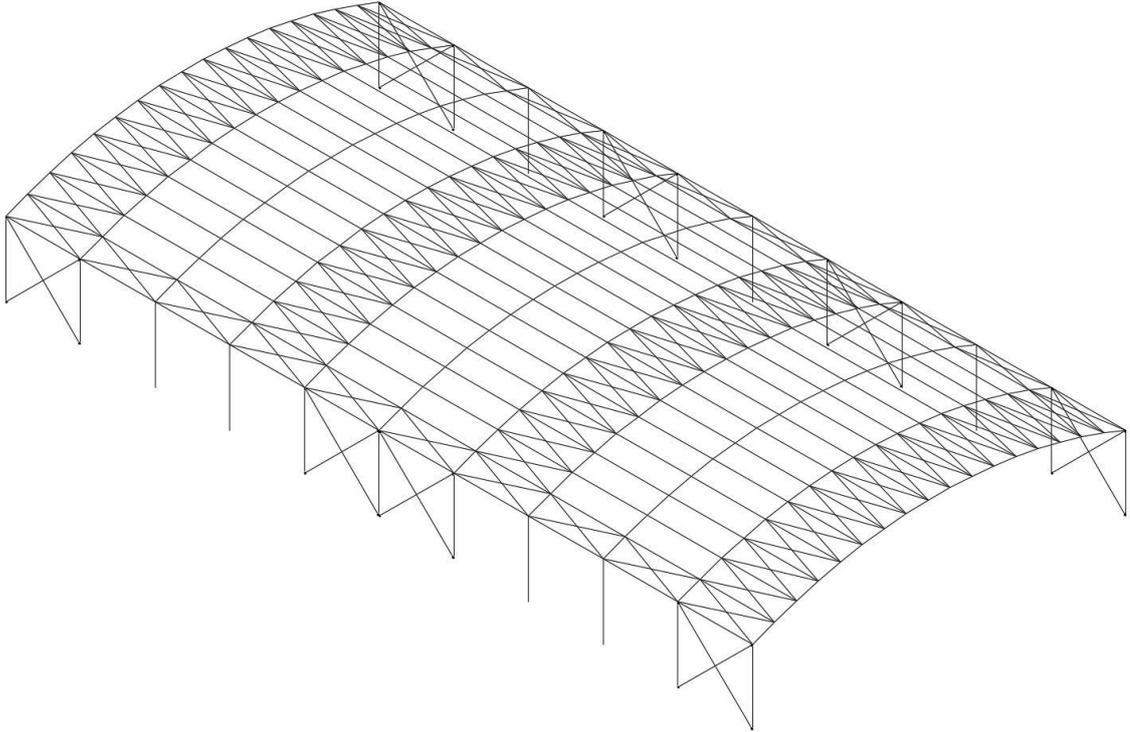
Figura 3.15 – Esquema tridimensional analítico da estrutura em MLC, vista 1.



Fonte: Dos autores (2019).

Assim como na estrutura em aço, os tirantes estão em mesma disposição, tanto nas laterais, quanto na cobertura.

Figura 3.16 – Esquema tridimensional analítico da estrutura em MLC, vista 2.



Fonte: Dos autores (2019).

Por meio da Figura 3.17, é possível visualizar o salão de festas, se ele fosse construído em madeira laminada colada.

Figura 3.17 – Vista interna do salão de festas em estrutura de MLC.

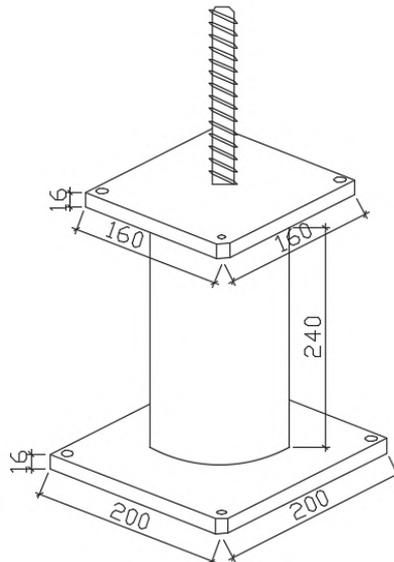


Fonte: Dos autores (2019).

As ligações entre viga e pilar serão realizadas com chapa metálica e parafusos, os quais foram dimensionados de acordo com o preconizado pela NBR 7190:1997. A ligação é composta por uma chapa metálica interna fixada por parafusos de 16 mm de diâmetro em cada um dos componentes.

A ligação da base do pilar será rotulada e composta por um conector do tipo TYP S50 do fabricante Rothoblaas®. A Figura 3.18 representa o modelo com dimensões em milímetros. Verificou-se no catálogo do fabricante a relação entre a resistência da ligação e da madeira, a qual foi atendida.

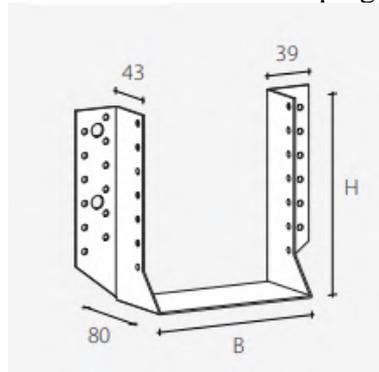
Figura 3.18 – Conector da base do pilar.



Fonte: Dos autores (2019).

As ligações entre terças e vigas, serão por meio de sapatas metálicas de aço ASTM A-36 do tipo BSA60100S do catálogo da Rothoblaas®, onde a base (B) é 60 mm e a altura (H) é 100 mm (Figura 3.19). Todas as ligações encontram-se detalhadas no Apêndice D.

Figura 3.19 – Modelo de conector metálico empregado entre terças e vigas.



Fonte: Modificado do Catálogo Rothoblaas®.

### 3.3.3 Análise de resultados

Após a definição das características geométricas e a determinação das ações atuantes na estrutura, seguiu-se para a análise estrutural e dimensionamento. Na Tabela 3.13 são apresentadas algumas das combinações últimas realizadas que estão enumeradas de 01 a 16.

Tabela 3.13 – Combinações últimas de ações.

COMB	Ações permanentes	Sobrecarga	Ação variável	Vento 0° cobertura	Vento 90° cobertura	Vento oblíquo	Vento 0° paredes	Vento 90° paredes
01	x	x		x			x	
02	x	x	x					
03	x	x			x			x
04	x	x				x		
05	x	x	x	x			x	
06	x	x	x		x			x
07	x	x	x			x		
08	x	x		x				
09	x	x			x			
10	x	x				x		
11	x	x					x	
12	x	x						x
13	x	x	x	x				
14	x	x	x		x			
15	x	x	x				x	
16	x	x	x					x

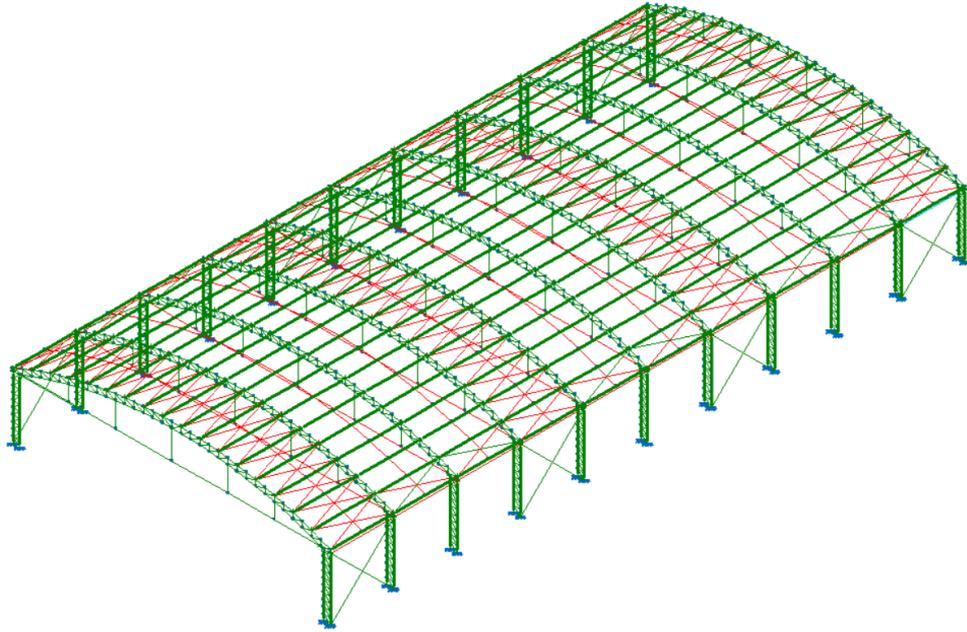
Fonte: Dos autores (2019).

As verificações nas peças em madeira laminada colada foram realizadas de acordo com a NBR 7190:1997, as peças em aço dobrado foram verificadas segundo a norma NBR 14762:2010 e nas peças em aço laminado, as verificações foram por meio da NBR 8800:2008.

Todas as verificações foram atendidas para ambas as estruturas como pode ser observado na Figura 3.20 e 3.21, os elementos da estrutura que se apresentam na cor verde foram verificados segundo as normas.

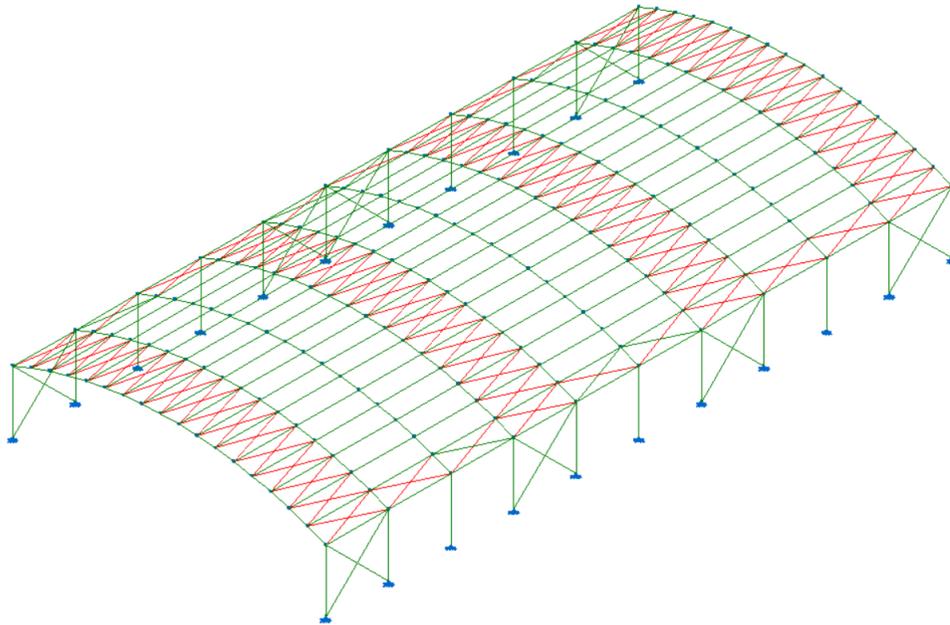
Os tirantes da cobertura ficaram em vermelho pois o *software* considerou que seu limite de esbeltez estava extrapolado, ou seja, eles sofriam compressão, porém sua função na estrutura é de contraventamento sendo assim sofrem esforços de tração.

Figura 3.20 – Verificação do Estado Limite Último para a estrutura metálica.



Fonte: Dos autores (2019).

Figura 3.21 – Verificação do Estado Limite Último para a estrutura em MLC.



Fonte: Dos autores (2019).

Os valores de cálculo são obtidos por meio dos valores característicos e coeficientes de modificação e ponderação. Na sequência são apresentados os critérios de verificação empregados.

### 3.3.4 Verificação da esbeltez da peça

O índice de esbeltez das barras comprimidas não deve exceder os seguintes valores:

- para as peças metálicas:  $\lambda \leq 200$ ;
- para as peças em madeira:
 

{	peças curtas: $\lambda \leq 40$ ;
	medianamente esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$ ;
	esbeltas: $80 < \lambda \leq 140$ .

Sendo o índice de esbeltez dado por:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (3.3)$$

em que:

$\lambda$  – Índice de esbeltez;

$K$  – Coeficiente de flambagem;

$L$  – Comprimento destravado da peça (m);

$r$  – Raio de giração (m).

### 3.3.5 Verificação da relação comprimento-espessura

Em almas de perfis U não enrijecidos sujeitas à compressão uniforme, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 90. Segundo a NBR 7190:1997 essa verificação não é necessária para o caso de peças em madeira:

$$\frac{b}{t} \leq 90 \quad (3.4)$$

em que:

$b$  – Comprimento do elemento (mm);

$t$  – Espessura (mm).

### 3.3.6 Verificação da capacidade resistente à compressão

Em estruturas de madeira devem ser verificadas as seguintes resistências:

- resistência à compressão paralela às fibras  $f_{c0}$ , que é especificada na tabela de classe de resistência das coníferas, para teor de umidade de 12%.
- resistência à compressão normal às fibras  $f_{c90}$  é dado por:

$$f_{c90} = 0,25 f_{c0} \quad (3.5)$$

O esforço solicitante é calculado como:

$$\sigma_{cd} = \frac{F_d}{A_{\text{útil}}} \quad (3.6)$$

em que:

$F_d$  – Força solicitante (kN);

$A_{\text{útil}}$  – Área útil da seção transversal (cm<sup>2</sup>);

$\sigma_{cd}$  – Tensão solicitante à compressão (kN/cm<sup>2</sup>).

Logo é possível fazer a verificação por meio de:

$$f_{c,d} \geq \sigma_{cd} \quad (3.7)$$

Nas peças comprimidas de aço a verificação deve ser feita por meio de:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.8)$$

em que:

$N_{c,Sd}$  – Força normal de compressão solicitante de cálculo (kN);

$N_{c,Rd}$  – Força normal de compressão resistente de cálculo (kN);

A normal  $N_{c,Rd}$  deve ser calculada por meio de:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_{yd}}{1.1} \quad (3.9)$$

em que:

$\chi$  – Fator de redução associado à flambagem global;

$Q$  – Fator de redução associado à flambagem local;

$A_g$  – Área bruta da seção transversal da barra (cm<sup>2</sup>);

$f_y$  – Resistência ao escoamento do aço (MPa);

### 3.3.7 Verificação da capacidade resistente à tração

Nas barras de madeira deve ser verificada a resistência à tração paralela às fibras  $f_{t0}$  que é determinada indiretamente, por meio de  $f_{c0}$ , encontrado tabela de classe de resistência das coníferas, para teor de umidade de 12%.

$$f_{t0} = \frac{f_{c0}}{0,77} \quad (3.10)$$

O esforço solicitante é dado por:

$$\sigma_{td} = \frac{F_d}{A_{\text{útil}}} \quad (3.11)$$

em que:

$\sigma_{td}$  – Tensão solicitante à tração (kN/cm<sup>2</sup>).

Logo é possível fazer a verificação por meio de:

$$f_{t0} \geq \sigma_{td} \quad (3.12)$$

Nas peças tracionadas de aço a verificação deve ser feita por meio de:

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.13)$$

em que:

$N_{t,Sd}$  – Força normal de tração solicitante de cálculo (kN);

$N_{t,Rd}$  – Força normal de tração resistente de cálculo (kN);

A  $N_{t,Rd}$  deve ser calculada por meio de:

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{1.1} \quad (3.14)$$

em que:

A – Área bruta da seção transversal da barra (cm<sup>2</sup>);

$f_y$  – Resistência ao escoamento do aço (MPa);

### 3.3.8 Verificação da capacidade resistente à flexão no eixo X e Y

Para a verificação da flexão nas peças em madeira laminada colada é utilizada a seguinte equação:

$$\frac{\sigma_{c1,d}}{f_{cd}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma_{t2,d}}{f_{td}} \leq 1 \quad (3.15)$$

em que:

$\sigma_{c1,d}$  e  $\sigma_{t2,d}$  – Tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimidas/tracionadas (MPa).

Para a verificação da flexão nas barras em aço no eixo X e Y é utilizada a seguinte equação:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (3.16)$$

em que:

$M_{Sd}$  – Momento fletor solicitante de cálculo (kN.m);

$M_{Rd}$  – Momento fletor resistente de cálculo (kN.m).

### 3.3.9 Verificação da capacidade resistente ao esforço cortante em X e Y

Para peças em madeira laminada colada submetida à flexão com força cortante, a condição de segurança para o cisalhamento é verificada por:

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (3.17)$$

em que:

$\tau_d$  – Máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça;

$f_{v0,d}$  – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

Sendo que,  $f_{v0,d} = 0,12 * f_{c0,d}$  para coníferas.

Para a verificação do esforço cortante nas barras em aço no eixo X e Y é utilizada a seguinte equação:

$$\frac{V_{w,Sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (3.18)$$

em que:

$V_{w,Sd}$  – Força cortante solicitante de cálculo (kN.m);

$V_{Rd}$  – Força cortante resistente de cálculo (kN.m).

### 3.3.10 Verificação do esforço cortante e momento fletor combinados

Para as barras em aço sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo devem satisfazer à de interação:

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{0,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (3.19)$$

em que:

$M_{0,Rd}$  – Momento fletor resistente de cálculo (kN.m);

$V_{0,Rd}$  – Esforço transversal de cálculo (kN).

### 3.3.11 Verificação da capacidade resistente à flexo-compressão

As peças em madeira laminada colada devem ser verificadas conforme:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma_{mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{my,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad \left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{my,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (3.20)$$

em que:

$f_{c,d}$  - Resistência à compressão paralela as fibras de cálculo (MPa);

$\sigma_{Nc,d}$  – Tensão normal de compressão atuante de cálculo (MPa);

$\sigma_{mx,d}$  e  $\sigma_{my,d}$  – Máxima tensão de flexão (MPa);

$k_M$  – Coeficiente de correção geométrica.

As barras em aço devem ser verificadas conforme a seguinte equação:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (3.21)$$

em que:

$N_{c,Sd}$  – Normal de compressão solicitante de cálculo (kN);

$N_{Rd}$  – Normal de compressão resistente de cálculo (kN);

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  – Momentos fletores solicitantes de cálculo (kN.m);

$M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  – Momentos fletores resistentes de cálculo (kN.m).

### 3.3.12 Verificação da capacidade resistente à flexo-tração

As peças em madeira laminada colada devem ser verificadas conforme:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{my,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{mx,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{my,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad (3.22)$$

em que:

$f_{t,d}$  - Resistência à tração paralela as fibras de cálculo (MPa);

$\sigma_{Nt,d}$  – Tensão normal de tração atuante de cálculo (MPa);

$\sigma_{mx,d}$  e  $\sigma_{my,d}$  – Máxima tensão de flexão (MPa);

$k_M$  – Coeficiente de correção geométrica.

As barras em aço devem ser verificadas conforme:

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (3.23)$$

em que:

$N_{t,Sd}$  – Normal de tração solicitante de cálculo (kN);

$N_{Rd}$  – Normal de tração resistente de cálculo (kN);

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  – Momentos fletores solicitantes de cálculo (kN.m);

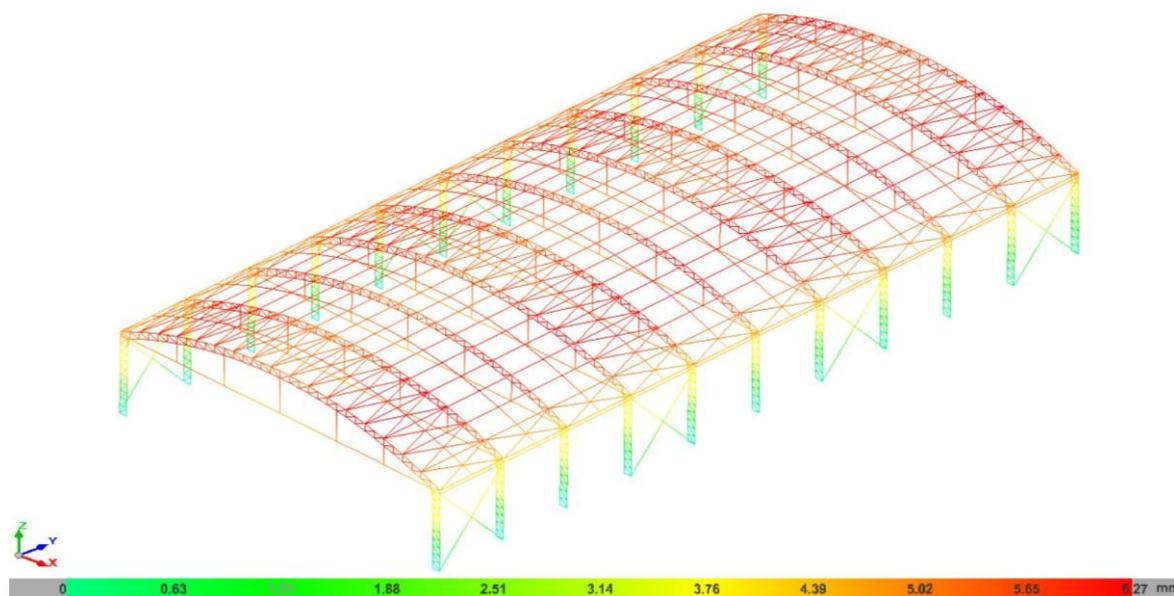
$M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  – Momentos fletores resistentes de cálculo (kN.m).

### 3.3.13 Verificações de deslocamentos máximos

Segundo a Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, os deslocamentos máximos para viga não podem ultrapassar o valor de  $\frac{\ell}{250}$ , sendo  $\ell$  o valor do vão entre os apoios. Já para os pilares a norma limita o deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base no valor de  $\frac{H}{300}$ ,

sendo  $H$  a altura total do pilar. A Figura 3.22 ilustra os deslocamentos na estrutura, com a ação simples de vento a 90 graus, que era a situação mais desfavorável. O máximo valor de deslocamento para a estrutura metálica foi de 6,27 mm, sendo este menor que o valor máximo preconizado pela norma.

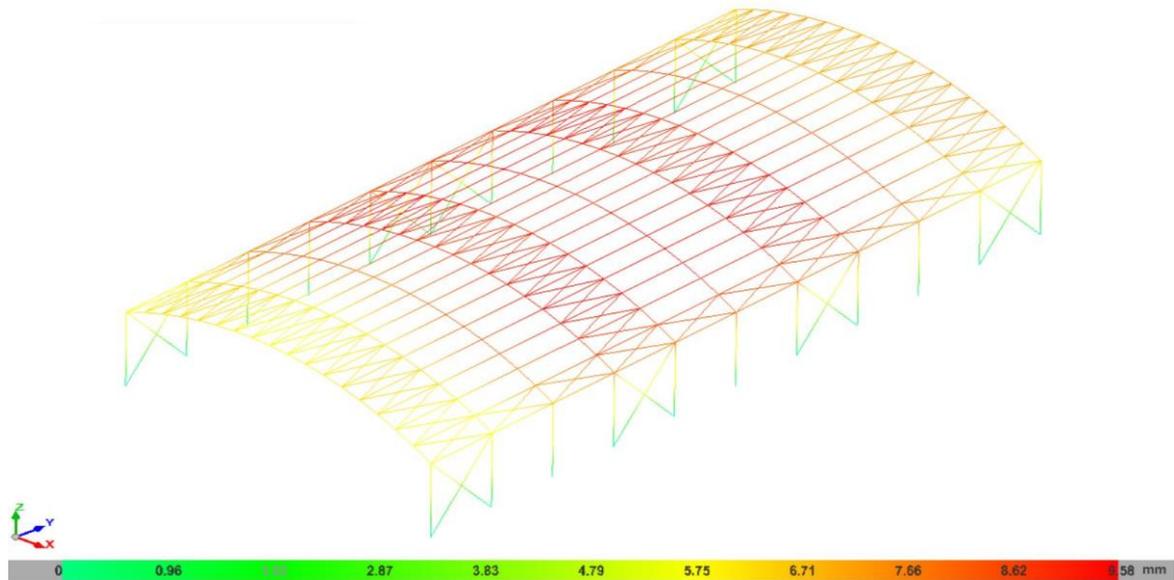
Figura 3.22 – Deslocamentos máximos na estrutura metálica.



Fonte: Dos autores (2019).

Segundo o item 9.2.1 da ABNT NBR 7190:1997, a flecha efetiva não pode superar  $\frac{1}{200}$  dos vãos. Segundo o item 5.5.1 de revisão da ABNT NBR 7190:2011, a condição de alinhamento das peças que compõem pórticos, pilares ou vigas em madeira laminada colada não pode ser maior que  $\frac{\ell}{500}$ , sendo  $\ell$  o valor do vão entre os apoios. A Figura 3.23 ilustra os deslocamentos na estrutura, também com a ação simples de vento a 90 graus. O máximo valor de deslocamento para a estrutura em MLC foi de 9,58 mm, sendo este menor que o valor máximo preconizado pela norma.

Figura 3.23 – Deslocamentos máximos na estrutura de MLC.



Fonte: Dos autores (2019).

Para as verificações no Estado Limite de Serviço as colorações não dizem respeito se as verificações foram atendidas ou não, essas são apenas uma escala de cores em relação aos valores máximo e mínimo.

## 4 LEVANTAMENTO DOS CUSTOS DAS ALTERNATIVAS

Os custos de ambas as estruturas foram levantados de maneira simplificada junto a empresas especializadas, por ser um caso hipotético. Para um orçamento mais detalhado, seria necessário mais tempo para análise do projeto pelas empresas e ser um projeto com maiores especificações.

### 4.1 Custo do módulo em estrutura metálica

O orçamento da estrutura metálica foi obtido de maneira mais fácil, pois as empresas contatadas, situadas em Lavras-MG, já possuíam um valor médio por metro quadrado para galpões. Os valores fornecidos incluíam o material (perfis e telhas), a mão de obra, a montagem, o transporte e demais insumos.

- Empresa 1 – R\$ 170,00/m<sup>2</sup>;
- Empresa 2 – de R\$ 100,00/m<sup>2</sup> à R\$ 120,00/m<sup>2</sup>;
- Empresa 3 – R\$ 95,00/m<sup>2</sup>.

Portanto, tem-se um valor médio de R\$ 125,00 (US\$ 32,66 – cotação em 03 de julho de 2019) por metro quadrado de área construída do módulo da estrutura em aço.

#### 4.2 Custo do módulo em estrutura de madeira laminada colada

Como estruturas em MLC são pouco usadas no Brasil, o levantamento de custos da estrutura foi feito com empresas do Estado de São Paulo, que fazem o serviço na região.

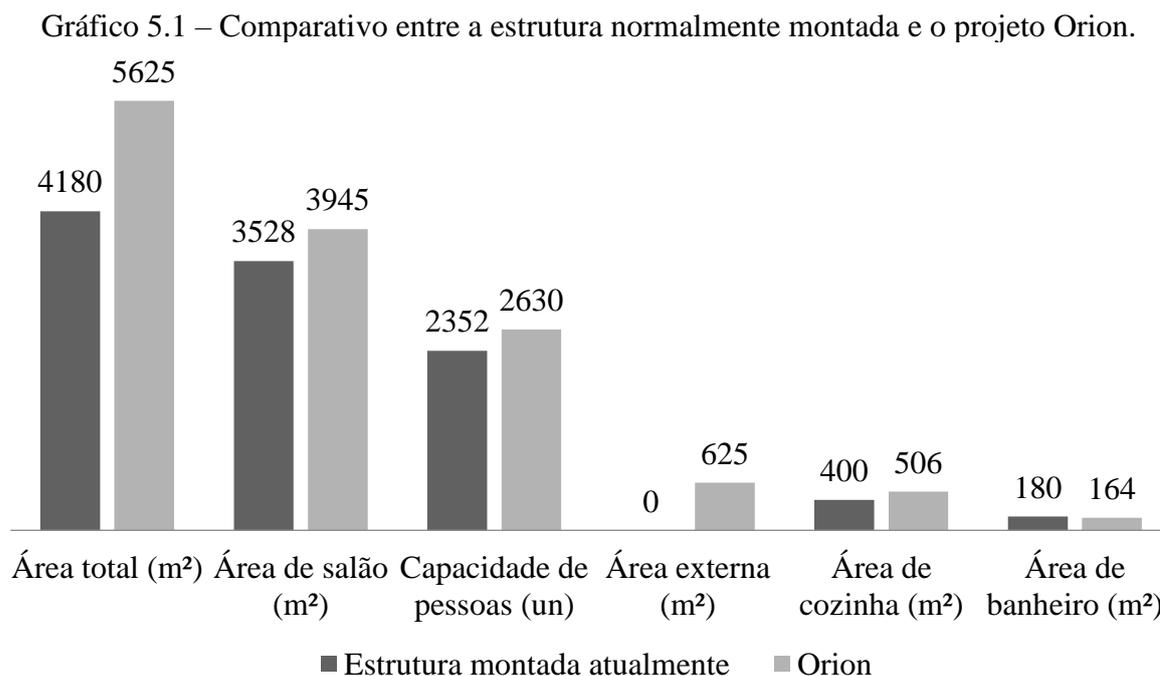
Os orçamentos fornecidos incluíam a estrutura em MLC, mão de obra, insumos, projetos, conectores (parafusos e ligações metálicas), montagem, acabamentos e frete.

- Empresa 4 – R\$ 750,00/m<sup>2</sup>, sendo R\$ 500,00/m<sup>2</sup> somente o material;
- Empresa 5 – R\$ 650.000,00 o total, ou seja, R\$ 520,00/m<sup>2</sup>.

Portanto, tem-se um valor médio de R\$ 635,00 (US\$ 165,91 – cotação em 03 de julho de 2019) por metro quadrado de área construída do módulo da estrutura em madeira laminada colada.

## 5 LEVANTAMENTO DOS BENEFÍCIOS

Por meio do Gráfico 5.1 é possível fazer um comparativo entre a estrutura normalmente montada para as festas de formatura da UFLA e o projeto proposto Orion.



Fonte: Dos autores (2019).

O primeiro benefício que pode ser observado no gráfico é o aumento da área total do salão, resultando em uma maior capacidade de comportar pessoas. Também há um aumento na área de cozinha. Outra vantagem é a criação da área externa, que pode ser utilizada da maneira que o contratante optar.

O projeto arquitetônico também conta com algumas melhorias. O layout é “espelhado”, então tudo o que há de um lado, há do outro, o que melhora a logística do local, fazendo com que o usuário seja melhor atendido. Como existem dois palcos e dois camarins, enquanto acontece um *show* de um lado, o outro pode estar sendo preparado para o *show* seguinte, evitando, assim, possíveis atrasos entre um e outro. Além do mais, se o espaço for alugado para duas festas distintas, os palcos poderão ser usados ao mesmo tempo.

A construção de duas cozinhas também é muito vantajosa, pois otimiza o atendimento aos usuários e garante o bem-estar dos funcionários. A disposição de duas entradas para o salão também evita grandes filas, diminuindo assim a concentração de muitas pessoas no mesmo local e tempo de espera. Quanto aos banheiros, a área diminuiu, porém a quantidade de sanitários atende ao público.

A escolha por platibanda para “esconder” a cobertura, a volumetria, pergolado e o uso de cobogós faz com que o Orion chame a atenção do público para o seu projeto arquitetônico.

Diante de uma análise dos benefícios de cada estrutura foi possível destacar as seguintes vantagens das estruturas em aço e em madeira laminada colada:

- ausência de utilização de fôrmas e escoramentos reduz em 40% o tempo de execução quando comparado com o concreto armado (FERREIRA, 1998 citado por NETA; NETO, 2017, p. 5);
- ambas as estruturas oferecem exatidão em milímetros e qualidade construtiva pois são fabricados com controle tecnológico, o que garante uma estrutura nivelada facilitando os demais processos de construção. (FERREIRA, 1998 citado por NETA; NETO, 2017, p. 5);
- ambas as estruturas são leves e reduzem o custo das fundações.

Em relação as desvantagens da estrutura em aço e em madeira laminada colada, destaca-se que o capital a ser investido já deverá estar disponível pois toda a estrutura é fabricada de uma vez só e exige mão de obra especializada.

Quando se trata exclusivamente da estrutura em aço, vale destacar as seguintes vantagens:

- baixo custo e boa resistência;

- facilidade de instalações de dutos de água, ar condicionado e eletricidade;
- facilidade de compra em todo o país;
- é 100% reciclável pois as estruturas após a desmontagem podem ser reaproveitadas;
- segundo Ribeiro e Rosso (2002 e 1980 citado por NETA; NETO, 2017, p. 6), “as estruturas metálicas podem reduzir em até 30% o custo das fundações”.

Em relação as desvantagens das estruturas de aço, tem-se a sua baixa resistência ao fogo, pois quando submetido a temperaturas acima de 700°C eliminam, irreversivelmente, as suas propriedades mecânicas.

Quando se trata exclusivamente da madeira laminada colada, vale destacar as seguintes vantagens:

- a MLC possui estética destacada, conforto térmico e acústico, e principalmente sustentabilidade;
- possibilidade de vencer vãos maiores quando comparada a madeira maciça pois é possível a obtenção de seções transversais variadas e de grandes dimensões;
- o armazenamento de carbono reduz o CO<sub>2</sub> da atmosfera;
- a madeira é um recurso renovável;
- bom desempenho contra incêndio, quando comparada a outros materiais estruturais, pois como as peças são robustas elas colaboram para a capacidade de sustentação estrutural mesmo depois de ter sido exposta a temperaturas elevadas, fazendo que uma camada carbonizada isolante impeça a propagação de calor para o interior da seção, conservando grande parte das propriedades físicas e mecânicas da madeira (PINTO e JÚNIOR, 2004).

Em relação às desvantagens das estruturas da madeira laminada colada, tem-se:

- dificuldade de adquirir matéria-prima de qualidade, que é fundamental para a produção de peças estruturais (LEITE; SANTOS; VALLE, 2017);
- o transporte da matéria-prima para o Estado de São Paulo altera o custo final das peças pois aumenta o preço de sua aquisição devido sua extração ocorrer em outros Estados – a madeira passa por longas distâncias até chegar às fábricas;
- necessidade de importar o adesivo para a MLC visto que não existem produtos com a qualidade competitiva no Brasil;
- o custo do adesivo equivale a aproximadamente 30% do custo final da peça (PETRAUSKI, 2012);

- a baixa demanda de MLC no Brasil inviabiliza a produção de suas ligações metálicas no próprio país, fazendo com que elas precisem ser importadas, o mesmo ocorre com o maquinário para a produção.

Uma vez que os preços dos insumos envolvidos na produção de MLC ainda são elevados, há o reflexo direto no custo final das estruturas. Nesse aspecto, as estruturas em aço mostram-se mais competitivas, com custos menores dos que os das estruturas de MLC.

## 6 ANÁLISE ECONÔMICA

A construção do módulo em estrutura de aço obteve um custo cinco vezes menor que a de MLC. Isso ocorre devido a vários fatores, como por exemplo, na cidade de Lavras comumente são construídos galpões em estruturas metálicas, portanto existem empresas que fornecem todo o material e mão de obra necessária para a construção e, logo, não haveria alto custo de transporte de materiais e mão de obra. Observa-se que houve mais facilidade em obter o orçamento para a estrutura em aço do que em MLC.

Visto que a madeira laminada colada não é utilizada em Lavras e região, foi necessário o contato com empresas do Estado de São Paulo, o que eleva, e muito, o valor do transporte do material. Além do mais, no Brasil, ainda há preconceito com a construção em madeira, o que acarreta em pouca mão de obra especializada.

A construção de um módulo em estrutura de madeira ficaria, em média, no valor total de R\$ 795.000,00 e em aço, R\$156.250,00. A construção da estrutura de todo o salão de festas, em quatro módulos agrupados, ficaria em R\$3.180.000,00 e em R\$625.000,00 em MLC e em aço, respectivamente. Considerando que para montar a estrutura atual para a formatura da UFLA gasta-se R\$ 600.000,00 anualmente, entende-se que a construção de uma estrutura fixa que atenda a toda demanda de Lavras e região para festas e eventos promoveria uma relação custo-benefício maior. Isso poderia refletir diretamente numa redução de custos pelas comissões organizadoras de tais eventos, o que poderia significar uma maior inserção de pessoas nesses momentos comemorativos.

Como Lavras é uma cidade que possui um grande público universitário, é comum a realização de festas e eventos frequentemente. Os aluguéis de locais para eventos menores em Lavras é, em média, R\$5.000,00 por dia. Para locais maiores, em que são feitas festas menores que a festa de formatura da UFLA, esse valor chega a R\$15.000,00. Ao entrar em contato com proprietários dos locais alugados para festas em Lavras, foram dadas as informações referentes a agenda de aluguéis durante o ano e por meio disso foi feita uma estimativa que se um módulo

do Orion fosse alugado pelo menos três vezes por mês pelo valor de R\$5.000,00 cada dia, para eventos menores, haveria uma receita de R\$180.000,00 por ano. Supondo que há cerca de quinze eventos maiores ao ano, arrecadaria-se uma quantia de R\$225.000,00, se alugado por R\$15.000,00 o dia. Em um cenário promissor, as quantias anuais somadas, resultariam em um montante de R\$405.000,00, o que pagaria a estrutura mais barata em, aproximadamente, um ano e meio, trazendo um retorno financeiro a curto prazo.

## **7 CONCLUSÃO**

Ambas as estruturas apresentam vantagens como a de reduzir o tempo de execução, dispensar fôrmas e escoramentos, oferecer exatidão milimétrica garantindo a qualidade na construção, e assegurar leveza, reduzindo o custo das fundações.

Observou-se que as dificuldades intrínsecas da estrutura em MLC no Brasil justificam o custo final do material ser alto. Portanto, em vista da análise econômica apresentada, chegou-se à conclusão de que é executável a construção da estrutura para o salão de festas e eventos em aço, pois ela é cinco vezes mais barata que a estrutura em MLC.

Torna-se viável a execução de uma estrutura permanente desse porte, em Lavras – MG, visto que há a possibilidade de construir em etapas, pois a estrutura é modular, apresentando um bom custo-benefício. Ademais, pode significar economia para os contratantes do espaço e a proposta atenderia ao objetivo de tornar a festa de formatura acessível aos formandos, pois o valor cobrado pela estrutura seria do aluguel e da manutenção.

## REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. NBR 7190: Projetos de estrutura de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

ARCELLORMITTAL. **Telhas onduladas am to17**. Disponível em: <<http://longos.arcelormittal.com/produtos/catalogos/telhas-arcelormittal>>. Acesso em: 06 jun. 2019.

COGO, Jucelena Raquel Barbosa; TONON, Patrícia. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE COBERTURAS DE AÇO E DE MADEIRA: UMA AVALIAÇÃO ENTRE O TRADICIONAL E O INOVADOR. **Universidade de Araraquara**, Araraquara, 2018. Disponível em: [https://semanaacademica.org.br/system/files/artigos/artigo\\_-\\_jucelena\\_0.pdf](https://semanaacademica.org.br/system/files/artigos/artigo_-_jucelena_0.pdf). Acesso em: 15 jun. 2019.

FAKURY, Ricardo H.; SILVA, Ana Lydia Reis; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 1.ed. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 496 p.

FERREIRA, N.S.S. (1999). **Estruturas lamelares de madeira para coberturas**. São Carlos, 1999. 217p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GERVÁSIO, Helena Maria. A SUSTENTABILIDADE DO AÇO E DAS ESTRUTURAS METÁLICAS. **ABCÉM**, São Paulo, set. 2. Disponível em: <[https://www.abcem.org.br/construmetal/2008/downloads/PDFs/27\\_Helena\\_Gervasio.pdf](https://www.abcem.org.br/construmetal/2008/downloads/PDFs/27_Helena_Gervasio.pdf)>. Acesso em: 06 jun. 2019.

JÚNIOR, Jairo Ribas Andrade; AL., Et. Avaliação das estruturas de cobertura em madeira de um galpão de estoque de produtos químicos. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 14, n. 3, p. 75-85, jul./set. 2014.

LEITE, Thaisa M.; SANTOS, Pedro A. F. M.; VALLE, Ivan M. R. do. **O uso da madeira laminada colada no brasil: panorama e desafios**. 2017. 12 f. Tese (Doutorado) - Universidad Nacional del Noroeste de La Provincia de Buenos Aires, Buenos Aires, 2017.

Disponível em:

<[https://www.researchgate.net/publication/318684521\\_O\\_USO\\_DA\\_MADEIRA\\_LAMINA\\_DA\\_COLADA\\_NO\\_BRASIL\\_PANORAMA\\_E\\_DESAFIOS](https://www.researchgate.net/publication/318684521_O_USO_DA_MADEIRA_LAMINA_DA_COLADA_NO_BRASIL_PANORAMA_E_DESAFIOS)>. Acesso em: 09 jun. 2019.

LEROY MERLIN. **Manta térmica e acústica bigfoil subcobertura 60m<sup>2</sup> 1,20x50m atco.**

Disponível em: <[https://www.leroymerlin.com.br/manta-termica-e-acustica-bigfoil-subcobertura-60m2-1,20x50m-atco\\_88350521](https://www.leroymerlin.com.br/manta-termica-e-acustica-bigfoil-subcobertura-60m2-1,20x50m-atco_88350521)>. Acesso em: 06 jun. 2019.

MADEIRA, Alisson Ramos. ESTRUTURA EM AÇO PARA PAVILHÃO INDUSTRIAL: COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES COM ELEMENTOS TRELIÇADOS E DE ALMA CHEIA. **Lume**, Porto Alegre, dez. 2009. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/24079/000741555.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 06 jun. 2019.

NETA, Nair do Amaral Sampaio ; NETO, Francisco Malaquias Ferrer. O Uso do Aço na Construção Civil. **VII Congresso Brasileiro de Engenharia de Produção**, Curitiba, 6 dez. 2017.

PETRAUSKI, S. M. F. C. **Desenvolvimento de pórticos de madeira laminada colada de eucalipto, utilizando adesivos à base de resorcinol e óleo de mamona.** 2012. 119 p. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

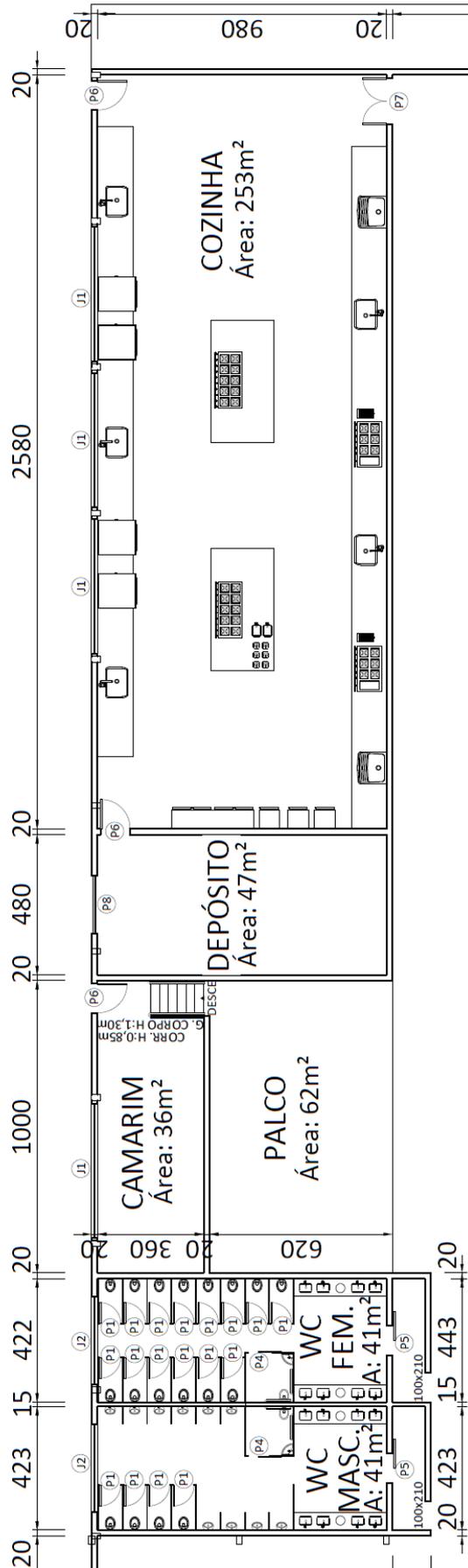
PFEIL, W.; PFEIL M. **Estrutura de aço:** Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 382 p.

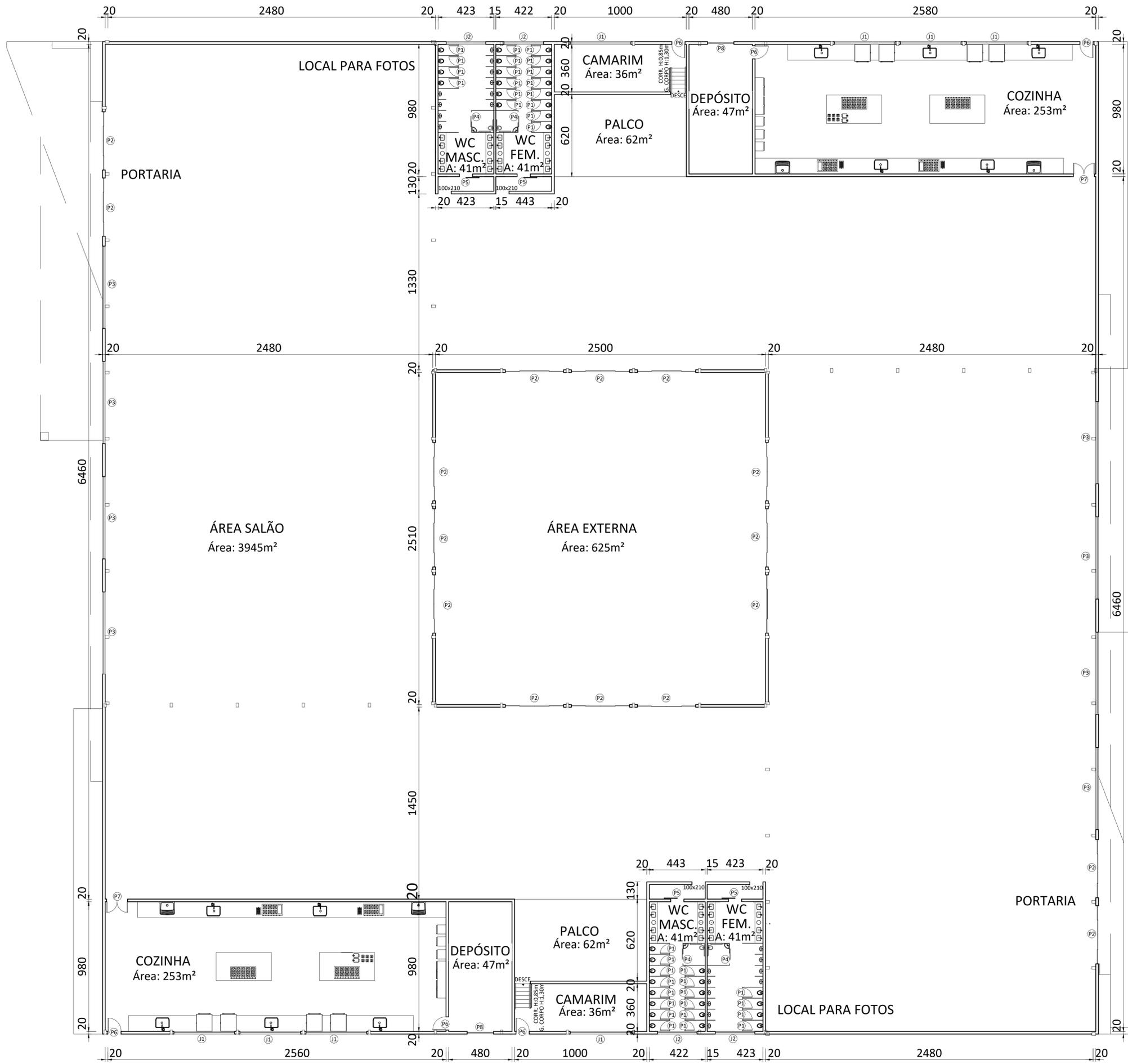
PINTO, Edna Moura; JUNIOR, Carlito Calil. Resistência mecânica de estruturas de madeira em situação de incêndio: proposta para a inclusão em anexo da NBR 7190. **MADEIRA: arquitetura e engenharia**, São Paulo, 2004.

SC AÇO. **Chapas astm a-36 / sae 1045.** Disponível em:

<[http://www.scacos.ind.br/arquivos/scacos\\_espessuras.pdf](http://www.scacos.ind.br/arquivos/scacos_espessuras.pdf)>. Acesso em: 06 jun. 2019.

APÊNDICE A – Dimensões do projeto arquitetônico





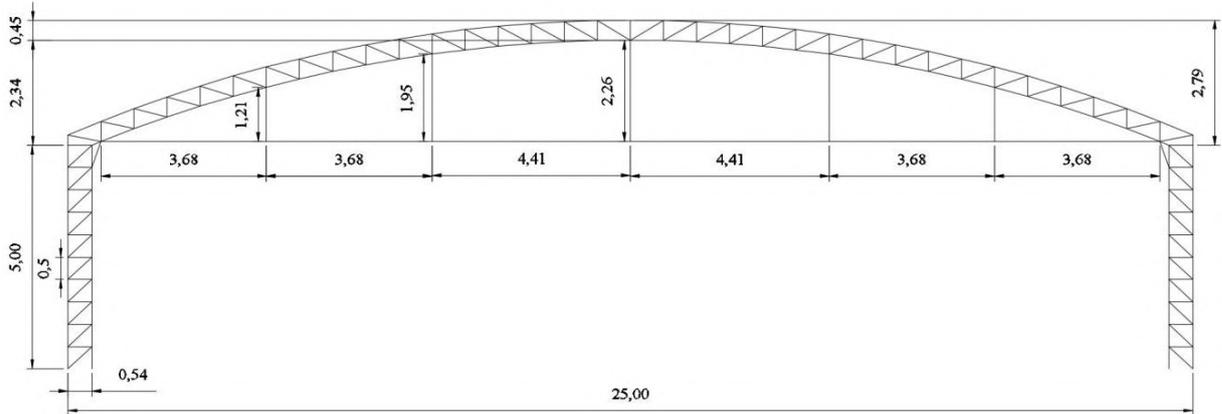
**TABELA DE ESQUADRIAS**

COD	TIPO	LARGURA (m)	ALTURA (m)	PARAPEITO (m)	QUANTIDADE (un.)
P1	Porta de abrir	0.70	2.10	-	36
P2	Porta de correr 4 folhas	4.40	2.50	-	16
P3	Painel de vidro spider glass	6.20	5.00	-	8
P4	Porta de correr	0.80	2.10	-	4
P5	Porta de correr	1.00	2.10	-	4
P6	Porta de abrir	1.00	2.10	-	6
P7	Porta de abrir 2 folhas	1.60	2.10	-	2
P8	Porta de enrolar	2.00	2.50	-	2
J1	Janela de correr 2 folhas	4.60	2.80	1.20	8
J2	Janela veneziana	3.00	1.70	1.70	4

PLANTA BAIXA ORION - FESTAS & EVENTOS  
 ESC.: 1/150

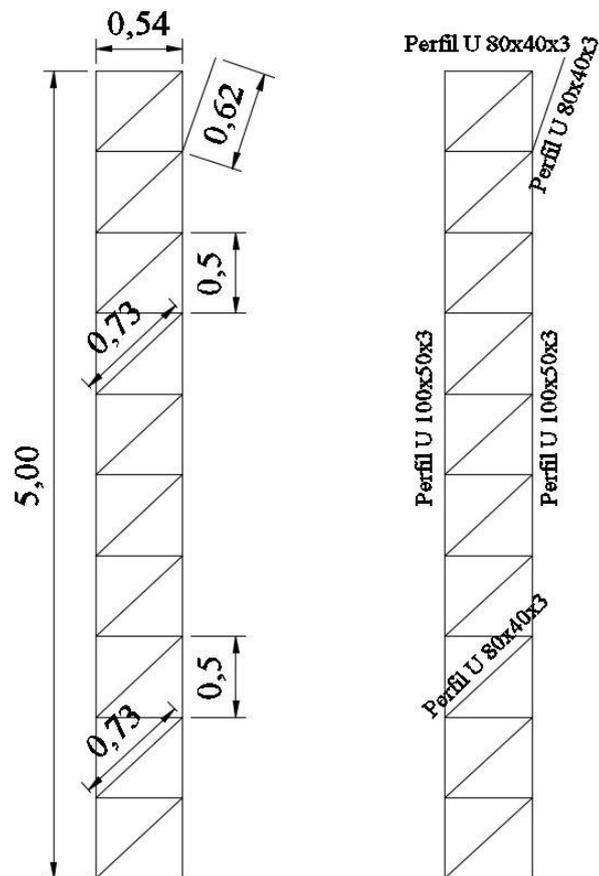
## APÊNDICE B – Dimensões dos pórticos da estrutura metálica e em MLC

### Pórtico da estrutura metálica



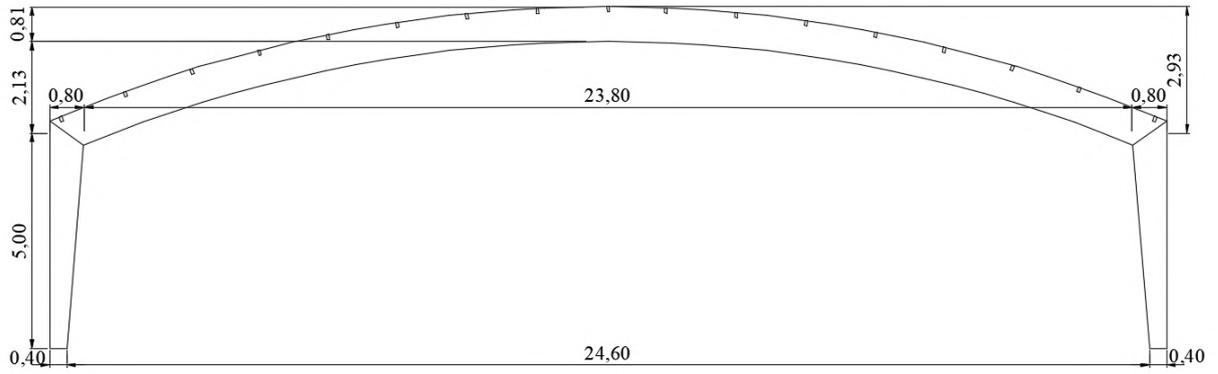
Dimensões em metros.

### Especificações do Pilar



Dimensões em metros.

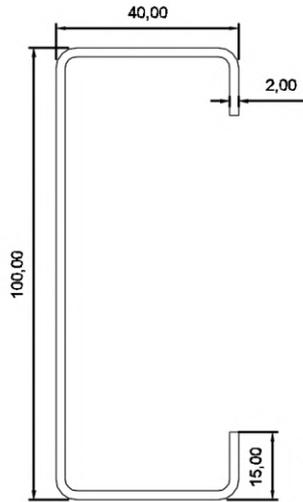


**Pórtico da estrutura em MLC**

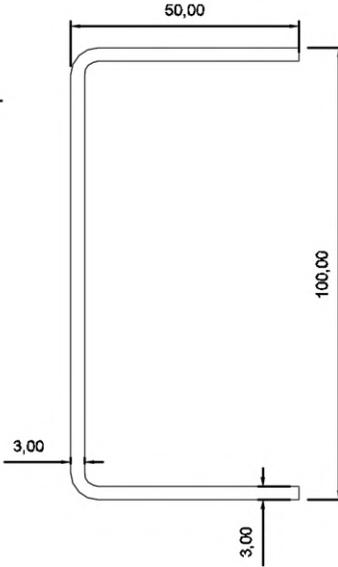
**Dimensões em metros.**

**APÊNDICE C – Dimensões dos perfis metálicos e peças de MLC**

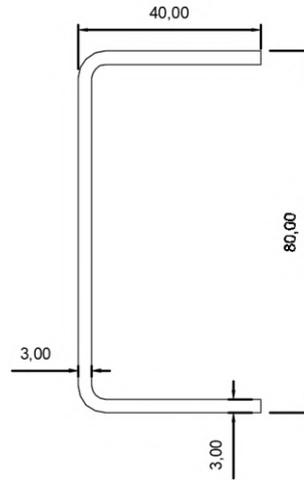
**Perfil U Enrijecido 100x2,0**



**Perfil U 100x50x3**



**Perfil U 80x40x3**



Barra redonda 3/8"



Barra redonda 1/2"



Barra redonda 3/4"

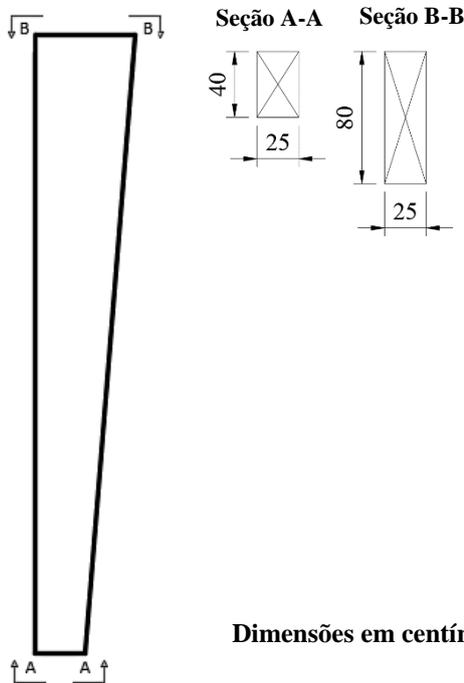


Barra redonda 1"



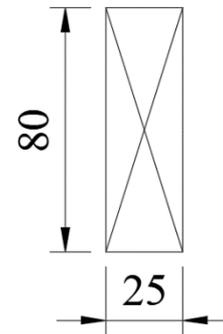
Dimensões em milímetros.

**Seção transversal do pilar**



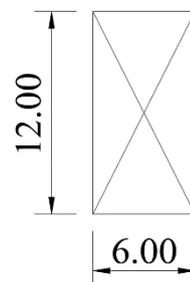
Dimensões em centímetros.

**Seção transversal da viga**



Dimensões em centímetros.

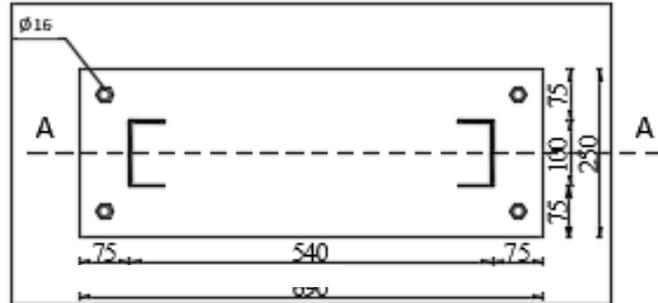
**Seção transversal da terça**



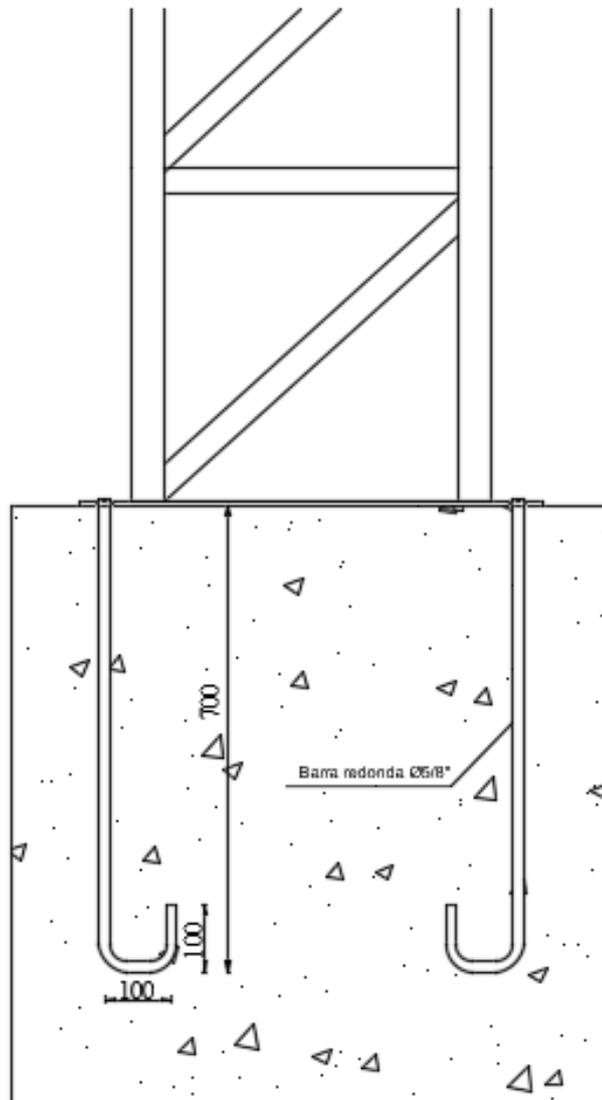
Dimensões em centímetros.

## APÊNDICE D – Ligações

### Base de pilar

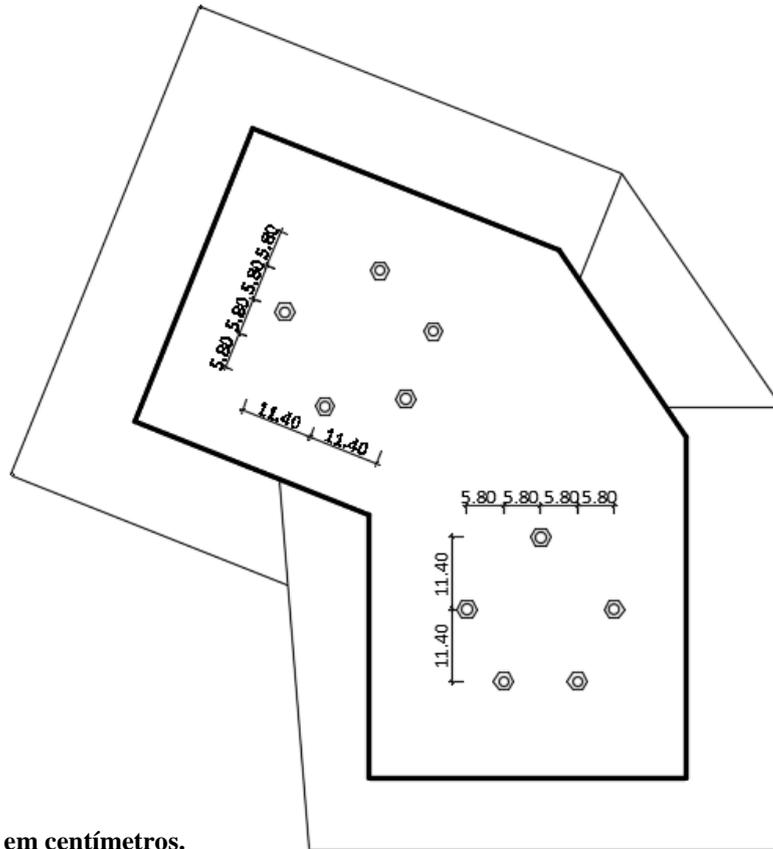


### Corte A-A



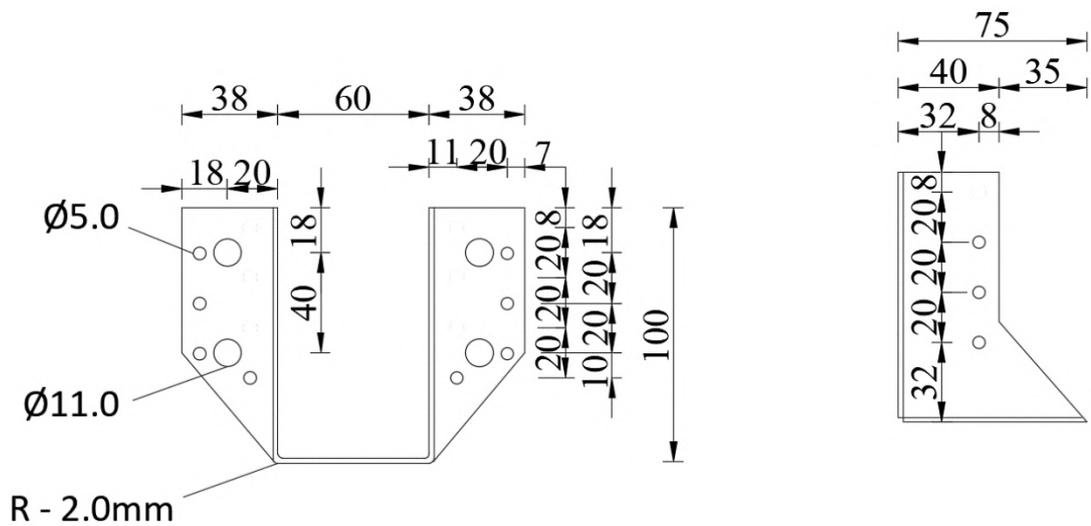
Dimensões em milímetros.

**Ligação Viga Pilar – Chapa interna e parafusos de Ø16mm**



Dimensões em centímetros.

**Ligação Terça Viga – BSA**



Dimensões em centímetros.