

LIGA DE ENSINO DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO UNIVERSITÁRIO DO RIO GRANDE DO NORTE
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VICTOR GABRIEL FERREIRA GALVÃO

**ANÁLISE ESTRUTURAL E COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE UMA
COBERTURA HIPOTÉTICA EM MADEIRA E UMA COBERTURA METÁLICA
PROJETADA PARA UM CMEI EM NATAL-RN**

NATAL/RN

2020

VICTOR GABRIEL FERREIRA GALVÃO

**ANÁLISE ESTRUTURAL E COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE UMA
COBERTURA HIPOTÉTICA EM MADEIRA E UMA COBERTURA METÁLICA
PROJETADA PARA UM CMEI EM NATAL-RN**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. Me. Anderson Albino
Ferreira

NATAL – RN

2020

Catálogo na Publicação – Biblioteca do UNI-RN
Setor de Processos Técnicos

Galvão, Victor Gabriel Ferreira.

Análise estrutural e comparativa de custos entre uma cobertura hipotética em madeira e uma cobertura metálica projetada para um CMEI em Natal-RN / Victor Gabriel Ferreira Galvão. – Natal, 2020.

122 f.

Orientador: Prof. Me. Anderson Albino Ferreira.

Monografia (Graduação – Engenharia Civil) – Centro Universitário do Rio Grande do Norte.

1. Análise estrutural – Monografia. 2. Comparativo de custos – Monografia. 3. Cobertura em madeira – Monografia. 4. Cobertura em metálica – Monografia. I. Ferreira, Anderson Albino. II. Título.

RN/UNI-RN/BC

CDU 624

Larissa Inês da Costa (CRB 15/657)

VICTOR GABRIEL FERREIRA GALVÃO

**ANÁLISE ESTRUTURAL E COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE UMA
COBERTURA HIPOTÉTICA EM MADEIRA E UMA COBERTURA METÁLICA
PROJETADA PARA UM CMEI EM NATAL-RN**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Anderson Albino Ferreira

Orientador

Prof. Me. Cristiano Araújo Maciel Alves

Membro Interno

Prof. Esp. Tarcísio José de Medeiros Lima

Membro Externo

A Deus por ter me guiado e me permitido alcançar mais uma vitória. Aos meus pais Charles e Patrícia, a minha avó Sônia e ao meu irmão Vinicius, por todo apoio e confiança em mim depositados.

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus, por me promover sabedoria, inteligência, força e disciplina, sem Ele certamente nada disso poderia ter acontecido e realizado.

Gostaria de agradecer a todos os meus familiares e pessoas que foram presentes em minha vida de alguma maneira, mas, em especial a minha avó Sônia Zerino, ao meu pai Charles Galvão, minha mãe Patrícia Galvão e ao meu irmão Vinicius Galvão, por todo apoio, paciência, confiança em mim depositado, por nunca terem desistido de mim, pelo contrário, sempre me mostrando o caminho mais correto e o melhor para minha vida, sou grato eternamente pela minha família, o presente mais valioso que Deus me deu. Quero também agradecer a minha namorada Laura Reis, por cada gesto, cada ajuda, cada conselho, sempre disponível para me escutar, me apoiar nas horas difíceis e o melhor de tudo no final sempre com argumentos otimistas que tudo ia dar certo, agradeço à todos, sem eles em minha vida não seria fácil seguir essa caminhada.

Finalmente estou chegando na tão sonhada reta final, as dificuldades foram grandes, dias difíceis, semestres difíceis, mas também anos de novos aprendizados, novas amizades e amadurecimento. Graças a Deus, a cada professor que participou da minha formação e a todas as pessoas presentes na minha vida, eu consegui e posso compartilhar esse momento de vitória.

Por fim, que Deus nos abençoe nas próximas etapas de nossas vidas e o meu desejo é que eu possa servir a minha profissão ajudando ao próximo e realizando os sonhos dos meus futuros clientes.

RESUMO

Na execução de uma obra, um bom planejamento se faz necessário para que não haja custos elevados no valor final. A cobertura é um dos itens mais importantes na execução da obra, para isso, é necessário soluções construtivas alinhadas com o seu custo, de forma a viabilizar a melhor estrutura, de forma econômica e de qualidade. O presente trabalho se propõe a fazer uma análise comparativa estrutural e de custos entre uma cobertura hipotética em madeira e uma cobertura metálica projetada para o espaço de um Centro Municipal de Educação Infantil (CMEI), cuja área total construída é de 775,85 m², adotando um sistema construtivo convencional. Todo o dimensionamento da cobertura em estrutura de madeira foi realizado, seguindo as Normas Regulamentadoras e utilizando programas como Ftool e Excel, já o projeto estrutural da cobertura em estrutura metálica, foi obtido através da construtora responsável pela execução da obra. Desse modo, ao final desse estudo foi possível afirmar que a cobertura em estrutura de madeira apresenta um custo acima do esperado, tornando economicamente inviável sua aplicação para o projeto em análise, sendo a cobertura em estrutura metálica bem mais econômica.

Palavras-chave: Análise estrutural. Comparativo de custos. Cobertura em madeira. Cobertura metálica.

ABSTRACT

In the execution of a work, good planning is necessary to avoid high costs in the final value. The roof is one of the most important items in the execution of the work, therefore, it is necessary constructive solutions aligned with its cost, in order to enable the best structure, in an economical and quality way. This work proposes to make a comparative structural and cost analysis between a hypothetical wooden cover and a metallic cover designed for the space of a Municipal Center for Early Childhood Education (CMEI), whose total area is 775.85 m², adopting a conventional construction system. The entire dimensioning of the wooden structure roof was carried, following the Regulatory Norms and using programs such as Ftool and Excel, while the structural design of the metal structure roof was obtained through the construction company responsible for the execution of the work. Thus, at the end of the study, it was possible to determine that roofing in a wooden structure has a higher cost than expected, making its application economically unfeasible for the project in analysis, being a roofing in metal structure much more economical.

Keywords: Structural analysis. Comparison of costs. Wooden roof. Metallic cover.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Participação de estruturas em aço por tipos de obras	16
Figura 2 – Estruturas primitivas de cobertura em madeira	20
Figura 3 – Coberturas	21
Figura 4 – Tipos de telhados	21
Figura 5 – Terminologia das peças de uma estrutura em madeira.....	23
Figura 6 – Terminologia das peças de uma estrutura em madeira.....	23
Figura 7 – Tipos de telhas	24
Figura 8 – Características da telha termoacústica PUR/PIR.....	25
Figura 9 – Fatores de combinação e de utilização	31
Figura 10 – Representação das ações do vento na cobertura	32
Figura 11 – Isopletas da velocidade básica (m/s).....	32
Figura 12 – Parâmetros meteorológicos	36
Figura 13 – Fator S_2	37
Figura 14 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	38
Figura 15 – Tabela para determinação dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, conforme NBR 6123:1988, pág.15... 39	
Figura 16 – Face permeável e impermeável.....	40
Figura 17 – Valores de $K_{mod,1}$	43
Figura 18 – Classes de umidade	44
Figura 19 – Valores de $K_{mod,2}$	44
Figura 20 – Determinação do $K_{mod,3}$	45
Figura 21 – Valores limites de deslocamento	52
Figura 22 – Análise estrutural utilizando o Ftool.....	53
Figura 23 – Página inicial do Excel.....	54
Figura 24 – Representação do bloco B em 3D - Revit.....	55
Figura 25 – Representação frente do bloco B em 3D - Revit.....	56
Figura 26 – Localização do empreendimento	57
Figura 27 – Planta Baixa do CMEI.....	58
Figura 28 – Representação ilustrativa dos espaçamentos.....	61
Figura 29 – Determinação das cargas permanentes e acidentais	63
Figura 30 – Determinação do carregamento combinado para terça e tesoura..	64
Figura 31 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx, d}$	66

Figura 32 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx, d}$	66
Figura 33 – Determinação da máxima tensão de cisalhamento.....	68
Figura 34 – Esforço normal da estrutura em madeira.....	70
Figura 35 – Determinação do σ_{Md} – Banzo inferior e superior	71
Figura 36 – Determinação do σ_{Md} – Diagonal e Montante.....	74
Figura 37 – Representação da 2º solução.....	76
Figura 38 – Determinação das cargas permanentes e acidentais para a 2º solução.....	78
Figura 39 – Carregamento combinado para terço e tesoura – 2º solução	78
Figura 40 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx, d}$ – 2º solução.....	80
Figura 41 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx, d}$ – 2º solução.....	80
Figura 42 – Máxima tensão de cisalhamento – 2º solução	82
Figura 43 – Esforço normal da estrutura em madeira – 2º solução	83
Figura 44 – Determinação do σ_{Md} – Banzo inferior e superior 2º solução.....	85
Figura 45 – Determinação do σ_{Md} – Diagonal e Montante – 2º solução.....	88
Figura 46 – Planilha de orçamento	92
Figura 47 – Composição de custos – Estrutura da cobertura em Madeira	93
Figura 48 – Composição de custos – Armação do pilar	93
Figura 49 – Composição de custos – Concreto.....	94
Figura 50 – Composição de custos – Forma em madeira.....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de carregamento.....	28
Tabela 2 – Ações permanentes de pequena variabilidade	29
Tabela 3 – Ações permanentes de grande variabilidade	30
Tabela 4 – Ações variáveis	30
Tabela 5 – Parâmetros para determinação do fator S_1	33
Tabela 6 – Rugosidade do terreno	34
Tabela 7 – Dimensões da edificação	35
Tabela 8 – C_{pi} para abertura dominante na face de barlavento	41
Tabela 9 – Coeficientes de ponderação para ELU.....	46
Tabela 10 – Dados para o dimensionamento.....	61
Tabela 11 – Dados adicionais.....	61
Tabela 12 – Perfis da estrutura em madeira.....	75
Tabela 13 – Dados para o dimensionamento da 2ª solução.....	77
Tabela 14 – Dados adicionais da 2ª solução.....	77
Tabela 15 – Perfis da estrutura em madeira – 2ª solução.....	89

LISTA DE SÍMBOLOS

% Porcentagem

R\$ Reais

Mpa Mega Pascoal

kN Kilonewton

γ Gamma

σ Sigma

τ Tau

λ Lamda

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
2. JUSTIFICATIVA	17
3. OBJETIVOS	18
3.1 GERAL.....	18
3.2 ESPECÍFICO	18
4. METODOLOGIA	19
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
5.1 COBERTURAS	20
5.2 TELHAS.....	23
5.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES NA COBERTURA	25
5.3.1 Ações e combinações de ações em estruturas de Madeira	26
5.4 FORÇAS DEVIDO AO VENTO.....	31
5.4.1 Velocidade básica	32
5.4.2 Velocidade característica	33
5.4.3 Fator topográfico (S_1)	33
5.4.4 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)	34
5.4.5 Fator estatístico (S_3).....	37
5.4.6 Pressão dinâmica	38
5.4.7 Coeficientes de pressão	38
5.4.8 Forças devidas ao vento	41
5.5 RESISTÊNCIA DE PROJETO (R_d).....	42
5.5.1 K_{mod}	43
5.5.2 F_{wk}	45
5.5.3 Coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos (γ_w)	46
5.6 DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO	46
5.6.1 Compressão de peças curtas ($0 < \lambda \leq 40$).....	46
5.6.2 Compressão de peças medianamente esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$).....	47
5.6.3 Compressão de peças esbeltas ($80 < \lambda \leq 140$)	48
5.7 TRAÇÃO.....	49
5.8 FLEXÃO OBLÍQUA.....	50

5.9 CISALHAMENTO	51
5.10 FLECHA.....	51
5.11 ANÁLISE ESTRUTURAL COM O SOFTWARE FTOOL.....	53
5.12 DIMENSIONAMENTO COM O SOFTWARE EXCEL	53
6. ESTUDO DE CASO.....	55
6.1 Caracterização da Obra.....	56
6.2 Considerações adotadas	58
6.3 Dimensionamento.....	62
6.3.1 Dimensionamento da Terça	64
6.3.2 Dimensionamento da Tesoura.....	69
6.4 Aspectos estruturais	75
6.5 Dimensionamento da 2º solução	77
6.5.1 Dimensionamento da Terça – 2º solução	79
6.5.2 Dimensionamento da Tesoura – 2º solução	83
7. RESULTADOS	90
8. CONCLUSÃO.....	96
REFERÊNCIA	97
ANEXO A – LEVANTAMENTO DE DADOS E CÁLCULO DO VENTO.....	101
ANEXO B – CÁLCULO DA TERÇA	104
ANEXO C – CÁLCULO DA TESOURA.....	107
ANEXO D – 2º SOLUÇÃO LEVANTAMENTO E CÁLCULO DO VENTO.....	112
ANEXO E – 2º SOLUÇÃO CÁLCULO DA TERÇA	114
ANEXO F – 2º SOLUÇÃO CÁLCULO DA TESOURA	117

1. INTRODUÇÃO

Conforme Cogo e Tonon (2018) entende-se como cobertura a parte superior da edificação que tem como função principal proteger o espaço interno das intempéries provenientes do ambiente externo, como: neve, vento e chuva. Além disso, esta também proporciona privacidade e conforto aos seus usuários.

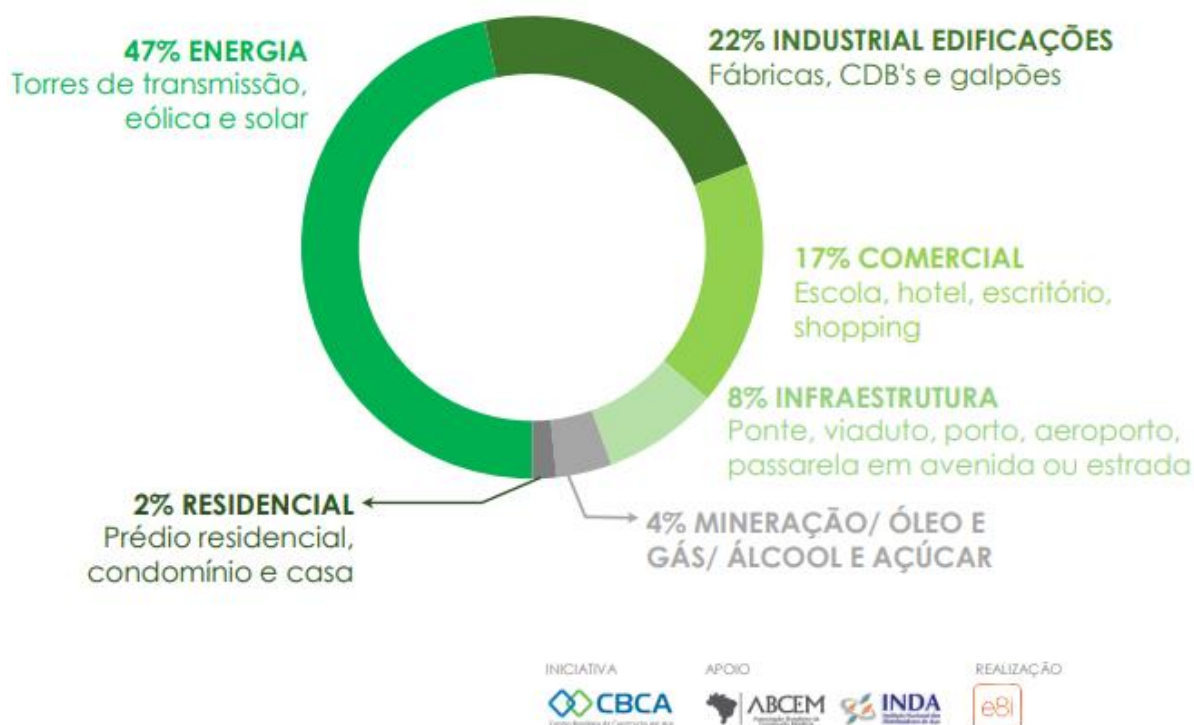
Segundo Aecweb e Lahr (2019), “No Brasil, as estruturas de madeira são empregadas em três situações: coberturas de edificações, pontes de estradas vicinais e em estruturas de fôrmas [...] essas são as três principais aplicações dessa solução, entretanto não são as únicas”. Contudo, pela diversidade do material e sua disponibilidade na natureza, é notório que no País há uma escolha prioritária para a utilização da estrutura de madeira nas coberturas das edificações.

De acordo com Aecweb, Salvatore e Zanchet (2019), a opção pela madeira não é somente uma questão estética, o material apresenta outros benefícios, como velocidade na execução da montagem, precisão e preço competitivo comparado a outros materiais. Outro ponto positivo no uso da estrutura em madeira é o material ser leve, que acaba solicitando menos dos pilares e das fundações.

Segundo Aecweb e Lahr (2019), um dos obstáculos que freia o crescimento do uso da estrutura de madeira no Brasil é o baixo número de pesquisas nessa área. Com a falta de enfoque nos cursos de graduação, no desenvolvimento e avanço de pesquisas, isso faz com que outros materiais ganhem espaço neste mercado, como a utilização das estruturas metálicas.

De acordo com estudos realizados pela E8 Inteligência (2019), empresa especializada em estudos e pesquisas para o setor da construção, juntamente com o Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), o consumo por estruturas em aço vem crescendo e as escolas estão no grupo tipo de obra comercial, que representa 17% da produção das estruturas em aço, conforme apresentado na figura 1.

Figura 1 – Participação de estruturas em aço por tipos de obras



Fonte: E8 Inteligência (2019)

De acordo com o Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA (2019), o sistema construtivo das estruturas metálicas em aço proporciona liberdade de projetos, maior área útil, compatibilidade com outros materiais, menor prazo de execução, podendo levar uma redução de até 40% no tempo de execução quando comparado com processos convencionais.

O presente trabalho se propõe a fazer uma análise comparativa de custos entre uma estrutura metálica, originalmente projetada e orçada, para o âmbito de um Centro Municipal de Educação Infantil (CMEI) e uma cobertura hipotética em madeira, a ser dimensionada e orçada.

2. JUSTIFICATIVA

Conforme Lopes (2019) o uso da madeira ainda sofre resistência cultural por uma parcela da população, pelo fato de acreditar que a madeira é um material frágil. Outro aspecto que se leva em consideração é o desconhecimento da sociedade e a ligação do uso da madeira com a imagem da devastação das florestas. Entretanto, a madeira é um material renovável, enquanto, o aço durante o seu processo industrial exige uma degradação ambiental para remoção da matéria-prima.

Popularmente a madeira é classificada como um material com baixa resistência, porém, devido as suas propriedades físicas e mecânicas, apresenta elevada resistência. Quando exposta ao fogo a madeira tem capacidade de resistência térmica superior as estruturas de aço, que são considerados popularmente resistentes.

A opção pela estrutura em madeira se dá pelo fato de ser leve, o que permite uma economia na construção das fundações. Além disso, ela é resistente aos esforços de compressão e tração, como também apresenta uma variedade de espécies com diferentes características naturais.

Com um sistema construtivo satisfatório, a estrutura em madeira proporciona uma diminuição dos prazos de execução das obras. Isso é um ponto positivo para as escolas, pois elas apresentam um período letivo longo, restando como opção as férias escolares para serem utilizadas para obras ou reformas.

Dessa forma, com os dados obtidos pelo orçamento do CMEI que será tratado como estudo de caso, a cobertura representa 13,83% do custo total da obra, sendo classificado como o item mais caro. É evidente, portanto, que se faz necessário um planejamento comparando soluções construtivas e custos, de forma a viabilizar a melhor estrutura no aspecto econômico e de qualidade.

3. OBJETIVOS

3.1 GERAL

Dimensionar e analisar o custo de uma cobertura hipotética em estrutura de madeira, comparando-a com uma cobertura em estrutura metálica, originalmente projetada e orçada para um CMEI em Natal-RN.

3.2 ESPECÍFICO

- Propor um modelo estrutural em madeira para a cobertura do CMEI;
- Levantar ações atuantes na estrutura;
- Análise de esforços nos elementos estruturais que compõem a cobertura;
- Dimensionar os elementos que compõem a cobertura;
- Analisar o custo da cobertura com os diferentes materiais (aço e madeira);
- Comparativo entre o projeto do estudo de caso e o dimensionado pelo autor, com ênfase na questão econômica;
- Analisar as vantagens do uso da cobertura em estrutura metálica e em estrutura de madeira.

4. METODOLOGIA

Na primeira etapa, foram analisados os projetos e o orçamento já existentes, referentes a execução da cobertura em estrutura metálica no CMEI, obtidos por meio da construtora responsável pela obra. Por sua vez, nesta fase possibilitou o entendimento do custo da cobertura desta obra.

Na segunda etapa, foi elaborado um estudo para dimensionar a cobertura hipotética em madeira do CMEI de acordo com as condições do empreendimento e comparando com o projeto já existente, tanto no aspecto econômico, como na eficiência. Para isso, essa etapa foi dividida nas seguintes fases:

- Fase 1 – Uso do programa Excel para dimensionamento da estrutura em cobertura de madeira, utilizando como base a formulação prescrita na norma;
- Fase 2 – Análise estrutural dos elementos que compõem a estrutura de madeira, utilizando como base o programa Ftool;
- Fase 3 – Comparativo do dimensionamento da estrutura metálica de projeto já existente, com a estrutura de madeira calculada pelo autor;
- Fase 4 – Elaboração de uma nova solução para estrutura em madeira;
- Fase 5 – Elaboração do orçamento da nova estrutura de madeira;
- Fase 6 – Comparativo da estrutura metálica com a de madeira, no aspecto de custo e viabilidade;

5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

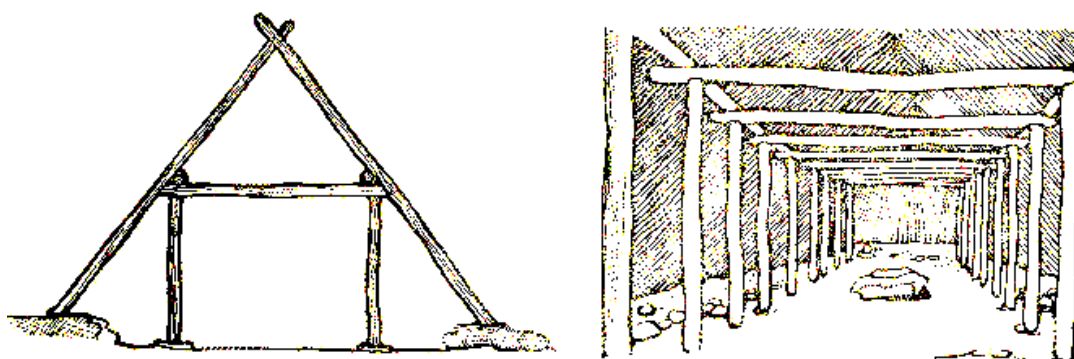
5.1 COBERTURAS

Desde a Antiguidade o ser humano necessita se proteger do frio, da chuva, do sol, dos animais e principalmente no período da noite requisitava de um abrigo para dormir, e então descobriram que as cavernas proporcionavam o abrigo necessário, por ser um local coberto.

À medida que o tempo passava, o homem observou e aperfeiçoou suas cavernas através da utilização de materiais provenientes de recursos da natureza. Com o passar dos anos, o surgimento de grupos humanos resultou nas primeiras cidades, que com o seu desenvolvimento, surge a construção de casas e várias outras construções.

As cavernas foram substituídas por estruturas erguidas pelo homem e, com isso, ocorre grandes mudanças e aprimoramento desde a construção das primeiras coberturas em madeira, conforme apresentado na figura 2.

Figura 2 – Estruturas primitivas de cobertura em madeira



Fonte: (BRITO, 2004)

Atualmente, as coberturas ou telhados podem ser construídas nos mais diversos mecanismos e formatos, conforme apresentado na figura 3. A origem do nome *telhado* provém do uso das telhas, mas nem todo o sistema de proteção superior de um edifício, obrigatoriamente, constitui-se num telhado (MOLITERNO, 2010).

Figura 3 – Coberturas

Fonte: (CAMPOS; HAYASAKA, 2015)

Os telhados podem ser compostos, basicamente, de duas partes principais, descritas a seguir:

- Cobertura, podendo ser construída nos mais diversos materiais, desde que seja impermeável às águas pluviais e resistente à ação do vento e das intempéries.
- Armação, equivale ao conjunto de elementos estruturais para sustentar a cobertura, como, tesoura, terças, caibros, ripas e contraventamentos. Essas estruturas podem ser totais ou parcialmente, executadas em madeira, aço, concreto ou alumínio.

Uma superfície de telhado pode ser formada por uma água, duas águas, quatro águas ou múltiplas águas, além disso, também pode ser formada por superfícies em formas curvas, como, cúpula, arco ou arcos múltiplos. Na figura 4 são ilustrados alguns exemplos dos tipos de telhados.

Figura 4 – Tipos de telhados

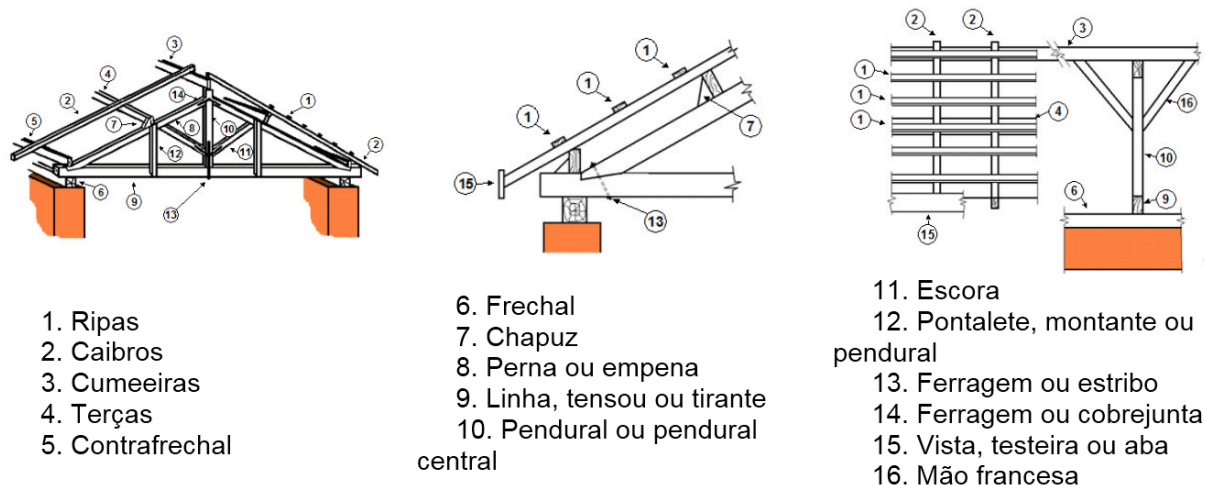
Fonte: (EDUCA, 2019)

A sustentação da cobertura em madeira depende de alguns dos seguintes elementos. De acordo com Moliterno (2010), em algumas coberturas as ripas e caibros podem ser dispensados, mas de maneira geral a terminologia para os elementos de um telhado, são detalhadas a seguir:

- I. Ripas – Peças de madeira de pequena seção pregadas sobre os caibros, para sustentação das telhas;
- II. Caibros – Peças de madeira de pequena seção, apoiadas sobre as terças para sustentação das ripas;
- III. Terça – Vigas apoiadas sobre as tesouras;
- IV. Tesoura – Viga principal em treliça ou viga-mestra, que serve para transferir o carregamento do telhado aos pilares ou paredes da edificação;
- V. Contraventamento vertical – Estrutura plana vertical formada por barras cruzadas, dispostas perpendicularmente ao plano das tesouras. Essas barras servem de sustentação para a ação das forças que atuam no seu plano;
- VI. Contraventamento horizontal – Estrutura formada por barras cruzadas colocadas no plano abaixo da cobertura, para amarração do conjunto formado pelas tesouras e terças;
- VII. Oitões – Paredes extremas paralelas às tesouras, que muitas vezes servem de apoio para as terças.
- VIII. Espigão – Aresta saliente inclinada do telhado; quando horizontal é cumeeira.

Vale salientar que esses são alguns dos elementos estruturais da cobertura, porém existem mais, como pode ser observado na figura 5.

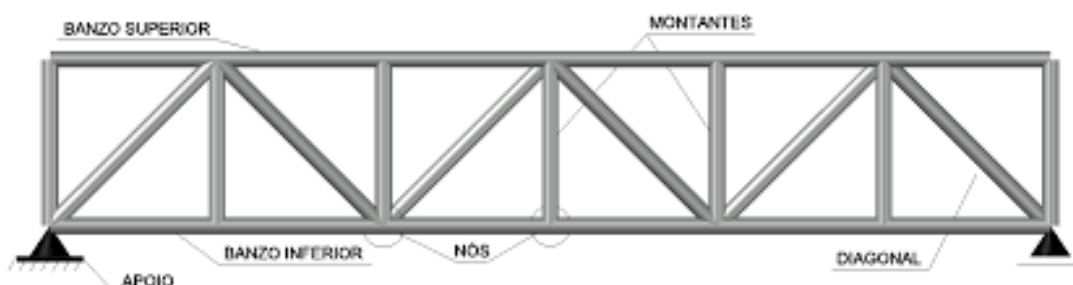
Figura 5 – Terminologia das peças de uma estrutura em madeira



Fonte: (EDUCA, 2019)

A tesoura, elemento pertencente ao sistema estrutural de uma cobertura, é constituído de banzo inferior, banzo superior, diagonal e montante, como mostra a figura 6.

Figura 6 – Terminologia das peças de uma estrutura em madeira



Fonte: (RIGHI, 2019)

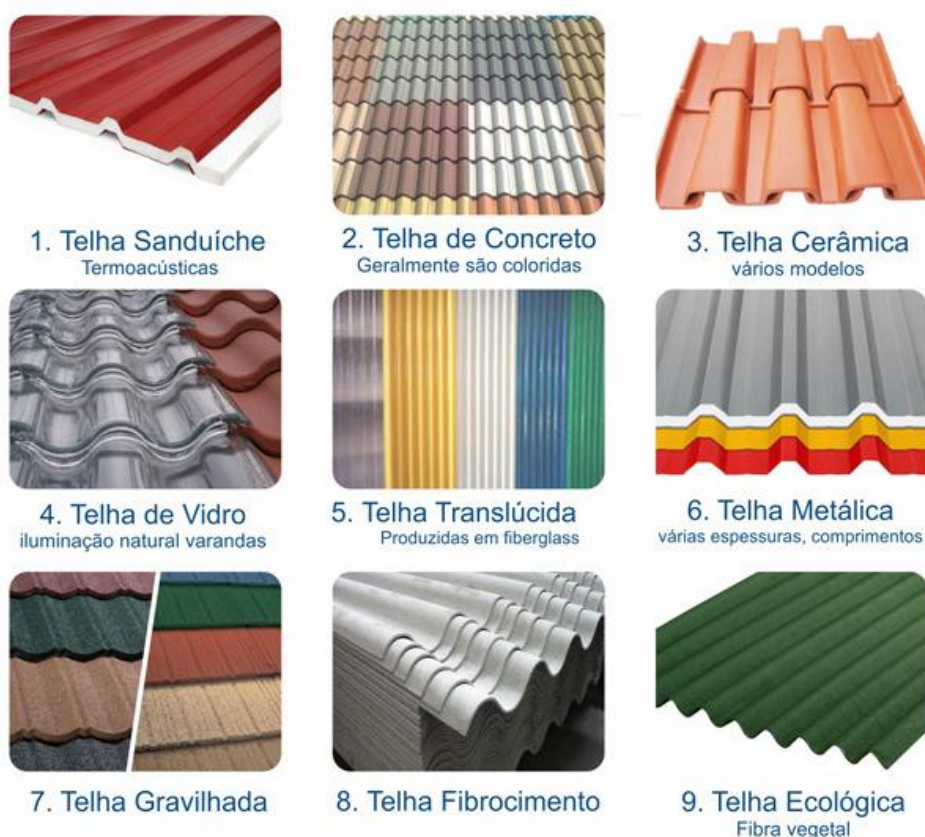
5.2 TELHAS

Atualmente, no Brasil e no mundo há uma grande diversidade de modelos e materiais de telhas no mercado. A escolha de um telhado não adequado ou mal executado, pode acarretar sérios problemas, como, ambientes sem conforto térmico, retorno da água em período de chuva, escorregamento das telhas devido à falta de uma inclinação adequada e outros problemas.

A utilização das telhas ocorre desde a Antiguidade e está presente ainda na atualidade. Podem ser encontradas em diversos formatos e constituídas por diferentes

materiais, como: cerâmica (barro), concreto, fibrocimento, termoacústica (sanduíche), ecológica, zinco (galvanizada), metálica e outras. No Brasil, as telhas cerâmicas, as telhas de fibrocimento e as telhas metálicas são as mais utilizadas, alguns tipos de telhas podem ser observados na figura 7.

Figura 7 – Tipos de telhas



Fonte: (ROSSI, 2019)

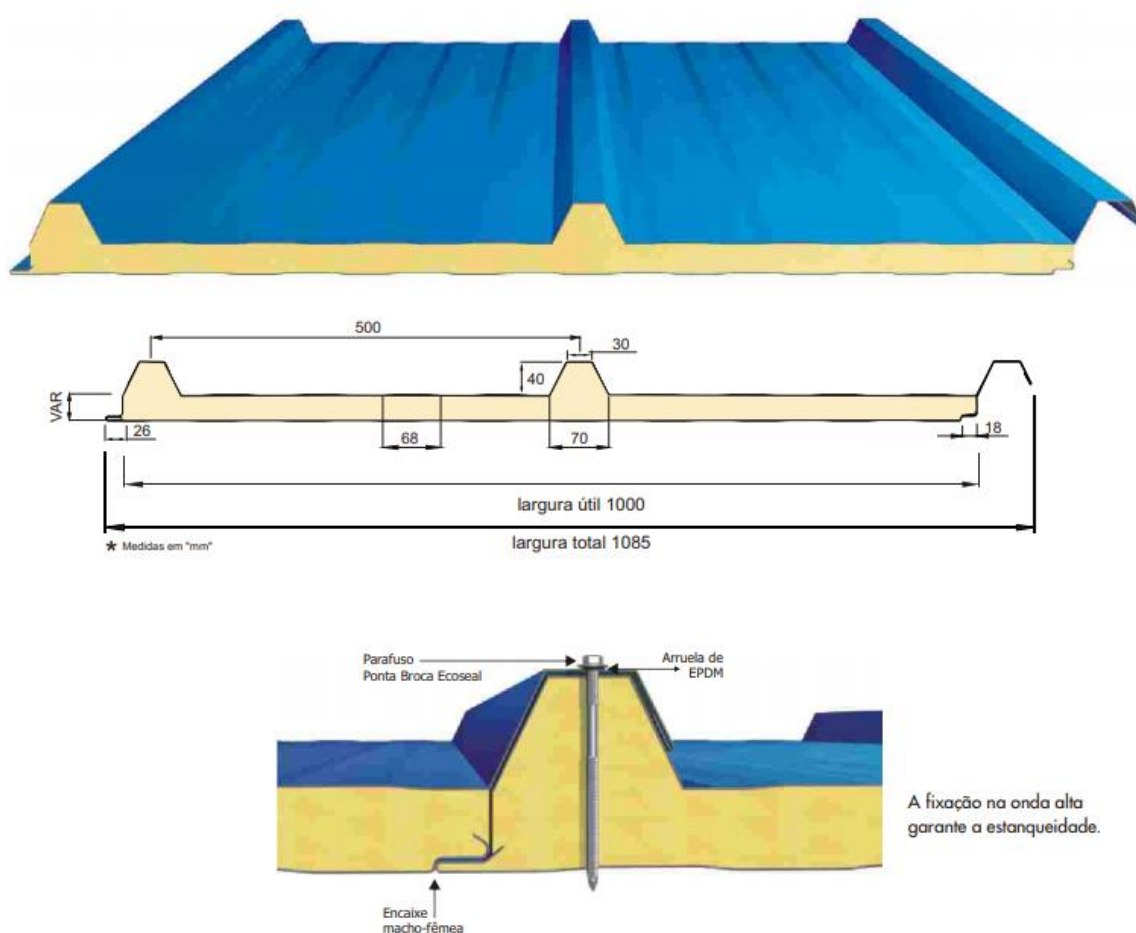
São muitos os tipos de telhas galvanizadas presentes no mercado, telha termoacústica, pré-pintada, ondulada, calandrada, multidobra, perfurada, forro e metálica simples.

A telha utilizada no projeto da cobertura do CMEI é a telha termoacústica com preenchimento em PUR/PIR, conforme pode ser observado na figura 8. De acordo com Loiacone (2019), a telha termoacústica é preenchida com material isolante [...] geralmente feita com três materiais: Poliuretano, denominado pela sigla PUR e

Poliisocianurato, denominado pela sigla PIR; Poliestireno, conhecido como EPS (Isopor) e Lã de rocha.

De acordo com o fabricante Isoeste (2019), a telha termoacústica PUR/PIR é especialmente recomendada em ambientes onde se exige conforto térmico. O isolamento térmico presente nesta, melhora a eficiência de equipamentos de climatização e em muitos casos dispensa o seu uso, gerando uma economia de energia.

Figura 8 – Características da telha termoacústica PUR/PIR



Fonte: Arquitetura (2019).

5.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES NA COBERTURA

No dimensionamento e análise da estrutura, deve ser considerado a influência das combinações de ações na estrutura, provenientes de ações permanentes, variáveis e excepcionais, como também, os estados-limites últimos e de serviço.

A NBR 8681:2003 define estados-limites últimos como, estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Ainda, de acordo com a norma, estados-limites de serviço são estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

A NBR 7190:1997, é a norma que fixa as condições gerais que devem ser seguidas no projeto, na execução e no controle das estruturas de madeira. A NBR 6123:1988, é a norma que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações.

5.3.1 Ações e combinações de ações em estruturas de Madeira

A) Ações Permanentes

Segundo a NBR 7190:1997, as ações permanentes são as que ocorrem com valores constantes, durante praticamente toda a vida útil da construção.

Nas estruturas de madeira, podemos considerar como ações permanentes, o peso próprio dos elementos estruturais (treliça, contraventos, terças, caibros e ripas) e não estruturais (telha e forro) da cobertura.

B) Ações Variáveis

Segundo a NBR 7190:1997, as ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. Ainda de acordo com a norma, as ações variáveis são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de pessoas, de equipamentos, como também, pela ação do vento na estrutura.

C) Combinações de Ações

Para a elaboração do projeto em estrutura de madeira, as ações necessitam ser combinadas por meio das especificações da NBR 7190:1997, devendo ser multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação, de forma a levar em conta a probabilidade de as ações ocorrerem simultaneamente. A aplicação necessita acontecer, de maneira que, produza os efeitos mais desfavoráveis a segurança da estrutura.

Segundo a NBR 7190:1997, a combinação de carregamentos pode ser classificada conforme as ações atuantes, podendo ser: normal, especial, excepcional e de construção.

A combinação de carregamentos é normal quando inclui apenas as ações decorrentes do uso previsto para a construção. Admitindo que condiz a classe de carregamento de longa duração.

A combinação de carregamentos é especial quando inclui a atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos superam os produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal.

A combinação de carregamentos é excepcional quando inclui ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

A combinação de carregamentos de construção é transitório e deve ser definido em cada caso particular em que haja risco de ocorrência de estados limites últimos já durante a construção.

No trabalho em questão analisou-se as estruturas conforme o estado limite último, com combinações últimas normais, conforme a equação 1.

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

No qual:

F_d = é a ação total combinada para o dimensionamento;

γ_{Gi} = é o coeficiente de ponderação relativo as ações permanentes;

γ_Q = é o coeficiente de ponderação relativo à ação variável;

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

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

$\Psi_{oj} \cdot F_{Qj,k}$ = os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis.

De acordo com a NBR 7190:1997, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração, na combinação de ações de longa duração em que o vento representa a ação variável principal, o seu valor será reduzido, multiplicando-o por 0,75.

D) Classes de carregamento

De acordo com a NBR 7190:1997, a classe de carregamento de qualquer combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável principal na combinação considerada, conforme a tabela 1.

Tabela 1 – Classes de carregamento

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana

Duração instantânea	Duração instantânea	Muito curta
---------------------	---------------------	-------------

Fonte: NBR 7190:1997.

E) Coeficientes de ponderação das ações permanentes

De acordo com a NBR 7190:1997 para os Estados Limites Últimos o coeficiente de ponderação pode alterar de acordo com o tipo de ação adotado, de maneira que, podem existir coeficientes de ponderação para ações permanentes (γ_g), para ações variáveis (γ_Q) e para deformações impostas (γ_ε).

- Ações permanentes de pequena variabilidade, considera-se quando o peso próprio da madeira classificada estruturalmente cuja densidade tenha coeficiente de variação não superior a 10%. Os valores podem ser obtidos através da tabela 2.
- Ações permanentes de grande variabilidade, considera-se quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes. Os valores podem ser obtidos através da tabela 3.
- Ações permanentes indiretas, considera-se como os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais.

Tabela 2 – Ações permanentes de pequena variabilidade

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

Fonte: Adaptado NBR 7190:1997.

Tabela 3 – Ações permanentes de grande variabilidade

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Fonte: Adaptado NBR 7190:1997.

F) Coeficientes de ponderação das ações variáveis

Os coeficientes de ponderação (γ_Q) das ações variáveis, tabela 4, majoram os valores representativos das ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura (NBR 7190:1997).

Tabela 4 – Ações variáveis

Combinações	Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1,4$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais ou de construção	$\gamma_Q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Fonte: Adaptado NBR 7190:1997.

G) Valores reduzidos de combinação em estados limites últimos (Ψ_0)

Estes valores são utilizados nas combinações últimas normais relativa ao estado limite último, quando ocorre ações variáveis de natureza diferente. Levam em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de duas ações de diferentes naturezas.

Desta forma, considerando a probabilidade de ocorrência das ações, admite uma ação variável como a principal, entrando com o seu valor característico e restringi as demais ações multiplicando-as pelos fatores de combinação equivalentes, conforme a figura 9.

Figura 9 – Fatores de combinação e de utilização

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2 ¹⁾
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2 ¹⁾
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4 ¹⁾
¹⁾ Admite-se $\Psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.			

Fonte: NBR 7190:1997.

5.4 FORÇAS DEVIDO AO VENTO

A ação do vento nas coberturas é uma das mais importantes a se considerar. O vento pode surgir de qualquer direção, além disso produz na edificação forças de sobrepressão e/ou sucção, como mostra a figura 10, podendo ocorrer forças de atrito em alguns casos. Algumas definições são importantes para a determinação do vento, como mostra a NBR 6123:2013.

- Sobrepressão é a pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência, representado pelo sinal positivo;
- Sucção é a pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência, representado pelo sinal negativo;
- Barlavento é a região de onde sopra o vento, em relação à edificação;

- Sotavento é região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação.

Figura 10 – Representação das ações do vento na cobertura

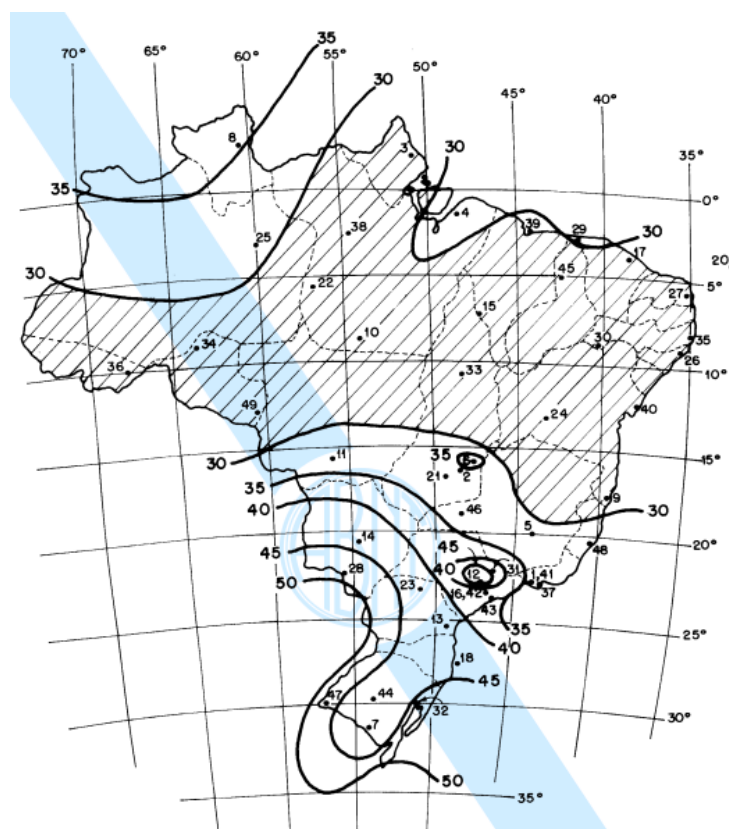


Fonte: (ABCEN, 2019)

5.4.1 Velocidade básica

A determinação da velocidade básica do vento é definida através das isopletas, conforme figura 11.

Figura 11 – Isopletas da velocidade básica (m/s)



Fonte: NBR 6123:1988

5.4.2 Velocidade característica

A velocidade característica do vento (V_k) é determinada através da multiplicação da velocidade básica do vento (V_0) pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , conforme a equação 2.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

V_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator de rugosidade e dimensões da edificação;

S_3 é o fator estatístico.

5.4.3 Fator topográfico (S_1)

De acordo com a NBR 6123:1988, o fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno, conforme tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros para determinação do fator S_1

Caso	Topografia	S_1
1	Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
2	Taludes e morros	Consultar a NBR 6123:1988
3	Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção	0,9

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

5.4.4 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração (NBR 6123:1988).

A) Rugosidade do terreno

Para determinar o parâmetro da rugosidade do terreno, a NBR 6123:1988 define cinco categorias de terrenos, que leva em consideração suas características, conforme a tabela 6.

Tabela 6 – Rugosidade do terreno

Categoria	Descrição	Exemplos
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente	Mar calmo; lagos e rios; e pântanos sem vegetação.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m	Zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.	Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.	Zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.	Florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos.

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

B) Dimensões da edificação

Conforme a NBR 6123:1988, a velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo.

Com isso, para determinação da classe da edificação (A, B e C), considera a maior dimensão horizontal ou vertical da edificação na fachada de incidência do vento, como pode ser observado na tabela 7.

Tabela 7 – Dimensões da edificação

Classe	Intervalo de tempo	Descrição
A	3s	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
B	5s	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
C	10s	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

C) Altura sobre o terreno

Com a categoria de rugosidade do terreno e a classe de dimensão da edificação definida, o fator S_2 é determinado a partir da equação 3 ou de acordo com a figura 13. Para determinação dos elementos de vedação, a norma recomenda utilizar o fator S_2 correspondente ao topo da edificação.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad \text{Equação 3}$$

No qual:

b e p – São parâmetros meteorológicos, determinados na figura 12, de acordo com a categoria e a classe;

F_r – É o fator de rajada, sempre correspondente à categoria II, obtido na figura 12;

z – Valor da altura acima do terreno (m).

Figura 12 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123:1988

Figura 13 – Fator S₂

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123:1988

5.4.5 Fator estatístico (S₃)

De acordo com a NBR 6123:1988, o fator estatístico S₃ é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

De acordo com a NBR 6123:1988, na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S₃ são determinados pela figura 14.

Figura 14 – Valores mínimos do fator estatístico S3

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123:1988

5.4.6 Pressão dinâmica

Conforme a NBR 6123:1988, a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica de acordo com a equação 4.

$$q = 0,613.V_k^2 \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

- q – é a pressão dinâmica (N/m²);
- V_k – é a velocidade característica do vento (m/s).

5.4.7 Coeficientes de pressão

De acordo com a norma regulamentadora, a força do vento depende da diferença de pressão ocasionadas nas superfícies externas e internas da edificação. A pressão efetiva é definida pela NBR 6123:1988, conforme a equação 5.

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}).q \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

- C_{pe} – é o coeficiente de pressão externa;
- C_{pi} – é o coeficiente de pressão interna.

A fim de determinar os coeficientes de pressão externa, a norma define no item 6.1 da NBR 6123:1998, algumas recomendações para adotar os valores do coeficiente de pressão externa.





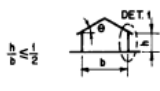
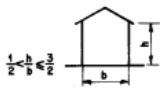

A norma adota as seguintes nomenclaturas para os coeficientes de pressão externa, coeficiente de forma (C_e) e coeficiente de pressão médio (C_{pe}). De acordo com a NBR 6123:1998 o C_{pe} é utilizado no cálculo das forças do vento nas zonas de alta sucção, aplicando-se ao dimensionamento, verificação e ancoragem dos elementos de vedação (telhas) e das estruturas secundárias (terças e travessas).

Conforme a NBR 6123:1988:

Para o cálculo de elementos de vedação e de suas fixações a peças estruturais, deve ser usado o fator (S2) correspondente à classe A, com o valor de (C_e) ou (c_{pe} médio) aplicável à zona em que se situa o respectivo elemento. Para o cálculo das peças estruturais principais, deve ser usado o fator (S2) correspondente à classe A, B ou C, com o valor de (C_e) aplicável à zona em que se situa a respectiva peça estrutural.

Os valores de coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas são determinados de acordo com a figura 15.

Figura 15 – Tabela para determinação dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, conforme NBR 6123:1988, pág.15.

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ (A)$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1	
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8					
	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

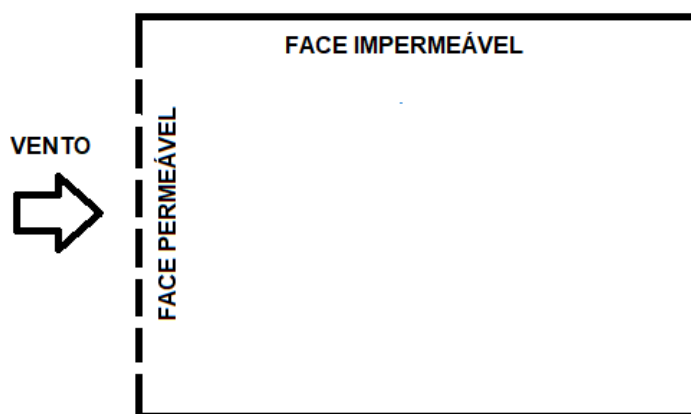
Fonte: NBR 6123:1988

Para determinação dos coeficientes de pressão interna, a NBR 6123:1998 define no item 6.2, algumas das hipóteses para adotar os respectivos valores de coeficiente.

a) Edificações com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis, conforme a figura 16:

- Vento perpendicular a uma face permeável: $c_{pi} = + 0,2$;
- Vento perpendicular a uma face impermeável: $c_{pi} = - 0,3$;

Figura 16 – Face permeável e impermeável



Fonte: Autor (2020)

b) Edificações com quatro faces igualmente permeáveis.

- Considerar o valor mais nocivo: $c_{pi} = - 0,3$ ou $c_{pi} = 0$;

c) Edificações com abertura dominante em uma face e as outras faces de igual permeabilidade:

- Abertura dominante na face de barlavento;

Proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces, conforme tabela 8.

Tabela 8 – C_{pi} para abertura dominante na face de barlavento

A_d/A_s	C_{pi}
1,0	+ 0,1
1,5	+ 0,3
2,0	+ 0,5
3,0	+ 0,6
≥ 6	+ 0,8

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Abertura dominante na face de sotavento;

Adotar o valor do coeficiente de pressão externo conforme a região da abertura, ou seja, $C_{pi} = C_{pe}$.

d) Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente.

- Considerar o valor mais nocivo: $c_{pi} = - 0,2$ ou $c_{pi} = 0$;

5.4.8 Forças devidas ao vento

Segundo a NBR 6123:1988 “a força do vento sobre um elemento plano de edificação de área A atua em direção perpendicular a ele”, sendo dada na equação 6.

$$F = (c_e - c_i) \cdot q \cdot A \quad \text{Equação 6}$$

Na equação anterior a força está concentrada, porém, devido aos modelos estruturais considerar a força do vento sendo distribuída ao longo da estrutura, utilizamos a seguinte fórmula, resultando em:

$$VE = c_p \cdot q \cdot l_i \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

VE – é o vento distribuído ao longo da estrutura;

L_i – é a largura de influência da peça estrutural;

C_p – coeficiente de pressão total ($C_p = C_{pe} - C_{pi}$).

5.5 RESISTÊNCIA DE PROJETO (R_d)

De acordo com a NBR 7190:1997, os Estados Limites Últimos, são estados que por sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Já os Estados Limites de Utilização, são estados que por sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que compromete a durabilidade da construção.

A NBR 7190:1997, determina que a condição de segurança, em Estados Limites Últimos, tem que ser cumprida pela seguinte equação 8.

$$S_d \leq R_d \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

S_d – é a solicitação de cálculo;

R_d – é a resistência de cálculo.

A resistência de cálculo (R_d) é obtida de acordo com a equação 9.

$$R_d = K_{mod} \cdot \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

K_{mod} – é o coeficiente de modificação;

f_{wk} – é a resistência característica obtido por meio de ensaios padronizados, com grau de umidade igual a 12%;

γ_w – é o coeficiente de ponderação da resistência da madeira.

A NBR 7190:1997, define como condição-padrão de referência para as propriedades de resistência e de rigidez da madeira os valores correspondentes à classe 1 de umidade, definida pelo teor de umidade de equilíbrio da madeira de 12%.

5.5.1 K_{mod}

De acordo com NBR 7190:1997, “os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente são considerados por meio dos coeficientes de modificação K_{mod} ”. É determinado conforme a equação 10.

$$K_{mod} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} \quad \text{Equação 10}$$

O $K_{mod,1}$ pode ser determinado através da figura 17, que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado.

Figura 17 – Valores de $K_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Fonte: NBR 7190:1997

Conforme a NBR 7190:1997, as classes de umidade têm por finalidade ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas.

Com a umidade relativa do ambiente ou umidade de equilíbrio da madeira definidos, é possível determinar a classe de umidade, conforme a figura 18. Com isso,

o $K_{mod,2}$ pode ser determinado através da figura 19, que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado.

Figura 18 – Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: NBR 7190:1997

Figura 19 – Valores de $K_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

Fonte: NBR 7190:1997

O $K_{mod,3}$ leva em conta se o material é de primeira ou segunda categoria, conforme a figura 20. Sua determinação, depende do produto de madeira a ser utilizado, podendo ser madeiras dicotiledôneas ou coníferas.

Conforme a NBR 7190:1997, somente considera madeira de primeira categoria se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normalizado, e submetidas a uma classificação mecânica que garante a homogeneidade da rigidez das peças.

Sendo classificadas madeira de segunda categoria, as peças estruturais que não foram realizadas inspeção visual normalizado e submetidas a uma classificação mecânica.

Figura 20 – Determinação do $K_{mod,3}$

Produto de madeira	Tipo de Madeira	Categoria	$k_{mod,3}$
Serrada	Dicotiledôneas	1ª Categoria	1
		2ª Categoria	0,8
	Coníferas	1ª ou 2ª	0,8
Laminada e colada	Qualquer	Peça curva	1-2000.(t/r) (*)
		Peça reta	1

(*) t é a espessura das lâminas e r é o menor raio de curvatura das lâminas.

Fonte: Adaptado da NBR 7190:1997

5.5.2 F_{wk}

A resistência característica, pode ser obtida por meio de ensaios que ocorrem em lotes com umidade diferente de 12%, posteriormente são corrigidos para grau de umidade igual a 12%, isso ocorre, devido a NBR 7190:1997 constituir este teor de umidade como condição padrão de referência. Na falta de ensaios, os valores da resistência média podem ser obtidos através do Anexo E da NBR 7190:1997.

Para carregamentos de longa duração, a NBR 7190:1997 permite fazer a seguinte relação para obtenção da resistência característica. Para resistências a solicitações normais paralelas as fibras, conforme equação 11 e para resistências a solicitações tangencias, conforme equação 12.

$$\frac{f_{w,k}}{f_{w,m}} = 0,7 \quad \text{Equação 11}$$

$$\frac{f_{v,k}}{f_{v,m}} = 0,54 \quad \text{Equação 12}$$

5.5.3 Coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos (γ_w)

A NBR 7190:1997, define os coeficientes de ponderação de minoração de resistência para os Estados Limites Últimos de acordo com a tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de ponderação para ELU

Tensões de compressão paralela às fibras	Tensões de tração paralela às fibras	Tensões de cisalhamento paralela às fibras
$\gamma_{wc} = 1,4$	$\gamma_{wc} = 1,8$	$\gamma_{wc} = 1,8$

Fonte: Adaptado da NBR 7190:1997

5.6 DIMENSIONAMENTO A COMPRESSÃO

Conforme a NBR 7190:1997, as peças solicitadas apenas à compressão simples, devem ser dimensionadas admitindo-se uma excentricidade accidental do esforço de compressão, em virtude das imperfeições geométricas das peças e das excentricidades inevitáveis dos carregamentos.

O dimensionamento depende da esbeltez da peça e a determinação do índice de esbeltez da peça, é determinado pela equação 13.

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}} \quad \text{Equação 13}$$

Onde L_0 é o comprimento de flambagem e r_{\min} é o raio de giração mínimo da seção transversal.

De acordo com o valor do índice de esbeltez, a peça que está sofrendo compressão pode ser classificada sendo, curta, medianamente esbelta e esbelta. A condição de segurança é dada para cada índice de esbeltez, conforme os subtópicos abaixo.

5.6.1 Compressão de peças curtas ($0 < \lambda \leq 40$)

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{c,sd}}{A_g} \leq f_{cd} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

- σ_{cd} = tensão de compressão solicitante de cálculo;
- $N_{c,sd}$ = esforço normal de cálculo;
- A_g = área da seção transversal bruta da peça de madeira;
- f_{cd} = resistência à compressão paralela às fibras.

Sendo:

$$f_{cd} = K_{mod} \frac{f_{ck}}{\gamma_w} \quad \text{Equação 15}$$

5.6.2 Compressão de peças medianamente esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$)

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

- σ_{Nd} = valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão;
- σ_{Md} = valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão ($M_d = N_d \cdot e_d$);
- M_d = momento fletor;
- N_d = esforço normal de cálculo;
- e_d = excentricidade de cálculo.

Nas peças medianamente esbeltas, leva em consideração a excentricidade em virtude das imperfeições geométricas das peças e das excentricidades inevitáveis dos carregamentos.

Sendo:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{c,sd}}{A_g} \quad \text{Equação 17}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \quad \text{Equação 18}$$

$$e_d = e_1 \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad \text{Equação 19}$$

$$e_1 = e_i + e_a \quad \text{Equação 20}$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

- e_i = excentricidade inicial;
- e_a = excentricidade acidental;
- M_{1d} = momento fletor inicial;
- F_E = carga crítica.

A carga crítica F_E é expressa pela equação 22, onde I é o momento de inércia da seção transversal e $E_{c0,ef}$ é o módulo de elasticidade efetivo, determinado pela equação 23.

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} \quad \text{Equação 22}$$

$$E_{c0,ef} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} \cdot E_{c0,m} \quad \text{Equação 23}$$

5.6.3 Compressão de peças esbeltas ($80 < \lambda \leq 140$)

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

- σ_{Nd} = valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão;

- σ_{Md} = valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d , calculado pela expressão 25.

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad \text{Equação 25}$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c \quad \text{Equação 26}$$

De acordo com a NBR 7190:1997, a excentricidade efetiva de primeira ordem ($e_{1,ef}$) é dada por e_i que é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto, e_a é a excentricidade acidental mínima e e_c é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

5.7 TRAÇÃO

De acordo com a NBR 7190:1997, nas barras tracionadas, a condição de segurança é expressa pela seguinte equação 27.

$$\sigma_{td} \leq f_{td} \quad \text{Equação 27}$$

Sendo:

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td} \quad \text{Equação 28}$$

- σ_{td} → Tensão de tração solicitante de cálculo;
- N_{sd} → esforço normal de tração máximo solicitante de cálculo;
- A_{wn} → Área líquida na seção de ligação;
- f_{td} → Resistência à tração paralela às fibras, calculado pela equação 29.

$$f_{td} = K_{mod} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_w} \quad \text{Equação 29}$$

A determinação da área líquida leva em consideração o tipo de material e o alinhamento das ligações. A área para peças com ligação em prego e ligação em parafuso, é calculada conforme a equação 30.

$$A_n = A_g - b \cdot d' \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

A_g → Área da seção transversal bruta da peça de madeira;

b → Largura da peça;

d' → Diâmetro.

Segundo a NBR 7190:1997, “os furos na zona tracionada das seções transversais das peças podem ser ignorados, desde que a redução da área resistente não supere 10% da área da zona tracionada da peça íntegra”.

5.8 FLEXÃO OBLÍQUA

De acordo com a NBR 7190:1997, nas seções cujo plano de flexão não contém um de seus eixos centrais de inércia, a condição de segurança é expressa pela seguinte condição, tanto em relação às tensões de tração quanto às de compressão:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_m \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad \text{Condição 1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad \text{Condição 2}$$

Onde estão os símbolos $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas, já o coeficiente k_m pode ser tomado com o valor de 0,5 para seção retangular e o valor de 1,0 para outras seções.

A flexão simples oblíqua ocorre principalmente nas estruturas de terças e ripas, utilizadas em coberturas de telhados, visto que as peças são inclinadas.

5.9 CISALHAMENTO

O cisalhamento pode ser entendido como um esforço existente nas fibras da peça de madeira, ocasionado pela força cortante atuante.

De acordo com a NBR 7190:1997, a condição de segurança nas vigas submetidas à flexão com força cortante é expressa pela equação 31.

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad \text{Equação 31}$$

No qual τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça.

Em vigas de seção retangular a norma recomenda utilizar a equação 32.

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} \quad \text{Equação 32}$$

É importante destacar que estruturas submetidas a flexão oblíqua a máxima tensão de cisalhamento é expressa pela equação 33.

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^2 + \tau_{dy}^2} \quad \text{Equação 33}$$

5.10 FLECHA

As flechas são deslocamentos verticais ocasionados pelos esforços solicitantes da estrutura. A falta do seu dimensionamento pode ocasionar deformações excessivas que prejudiquem o funcionamento da estrutura e sua durabilidade. De forma a garantir a qualidade da estrutura, é fundamental limitar os deslocamentos possíveis.

Conforme a NBR 7190:1997, deve-se verificar a segurança em relação ao estado limite de deformações excessivas que possam afetar a utilização normal ou aspecto estético da construção, considerando, portanto, apenas as combinações de longa duração, por se tratar de situações duradouras. De acordo com Moliterno (2010), a flecha efetiva é determinada pela equação 34.

$$U_{ef} = \frac{5 \cdot F_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} \quad \text{Equação 34}$$

Sendo:

U_{ef} → Flecha efetiva;

F_{ser} → Combinação de longa duração, determinada pela equação 35;

L → Comprimento do vão;

$E_{c0,ef}$ → Módulo de elasticidade efetivo;

I → Momento de Inércia.

$$F_{ser} = \sum F_{Gl,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad \text{Equação 35}$$

Os deslocamentos verticais limites (u_{lim}), podem ser determinados pelos seguintes valores, conforme a figura 21.

Figura 21 – Valores limites de deslocamento

	Ações a considerar	Deslocamentos calculados	Deslocamentos limites
Construções correntes	Permanentes + variáveis em combinação de longa duração	Em um vão ℓ entre apoios	$\frac{1}{200} \ell$
		Em balanço de vão ℓ_b	$\frac{1}{100} \ell_b$
Construções com materiais frágeis não-estruturais	Permanentes + variáveis em combinações de média ou curta duração	Em um vão ℓ entre apoios	$\frac{1}{350} \ell$
		Em balanço de vão ℓ_b	$\frac{1}{175} \ell_b$
	Variáveis em combinações de média ou curta duração	Em um vão ℓ entre apoios	$\frac{1}{300} \ell \leq 15 \text{ mm}$
		Em balanço de vão ℓ_b	$\frac{1}{150} \ell_b \leq 15 \text{ mm}$

Fonte: PFEIL (2003)

O critério de deformação excessivo do Estado Limite de Serviço é dado pela equação 36:

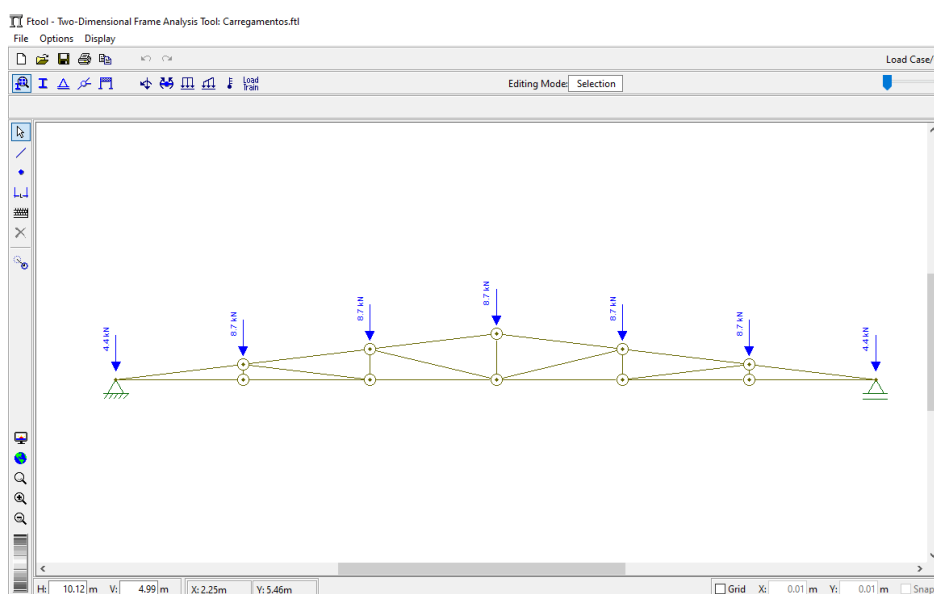
$$u_{serv} \leq u_{lim} \quad \text{Equação 36}$$

5.11 ANÁLISE ESTRUTURAL COM O SOFTWARE FTOOL

Ftool (2015), desenvolvido na PUC-RIO, é uma das mais conhecidas ferramentas para análise estrutural bidimensional. Com ele é possível montar uma grande variedade de esquemas estruturais, construir os gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, linha elástica e gráfico de configuração deformada.

Para fazer a análise dos elementos estruturais da cobertura de madeira, conforme a figura 22, o ftool será utilizado como uma ferramenta de auxílio na construção dos gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, necessários para o dimensionamento.

Figura 22 – Análise estrutural utilizando o Ftool

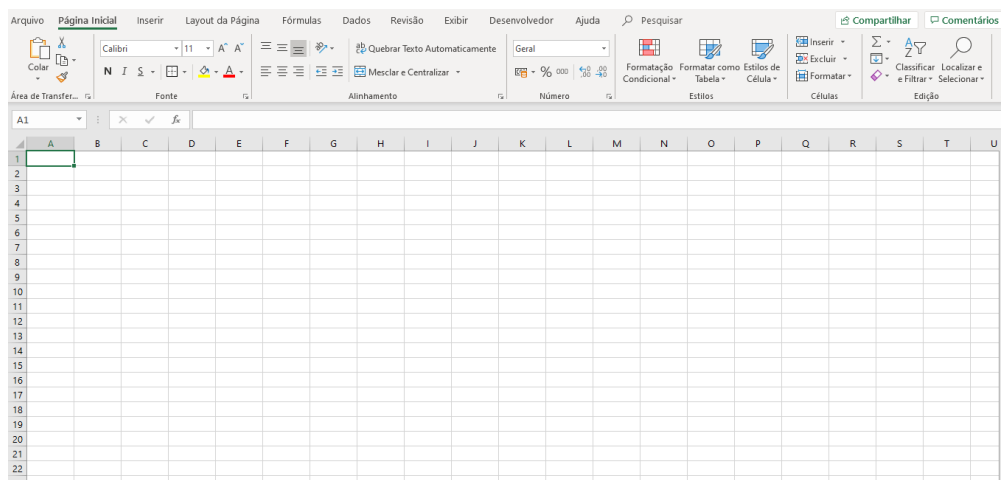


Fonte: Autor (2020).

5.12 DIMENSIONAMENTO COM O SOFTWARE EXCEL

Excel é um aplicativo de criação de planilhas eletrônicas que foi criado pela Microsoft em 1987 para computadores que usam o sistema operacional da empresa.

Para fazer o dimensionamento da cobertura em estrutura de madeira, será utilizado o programa Excel, conforme figura 23, de maneira que o autor, irá fazer adaptações utilizando a plataforma, para os cálculos necessários e posteriormente a planilha orçamentária.

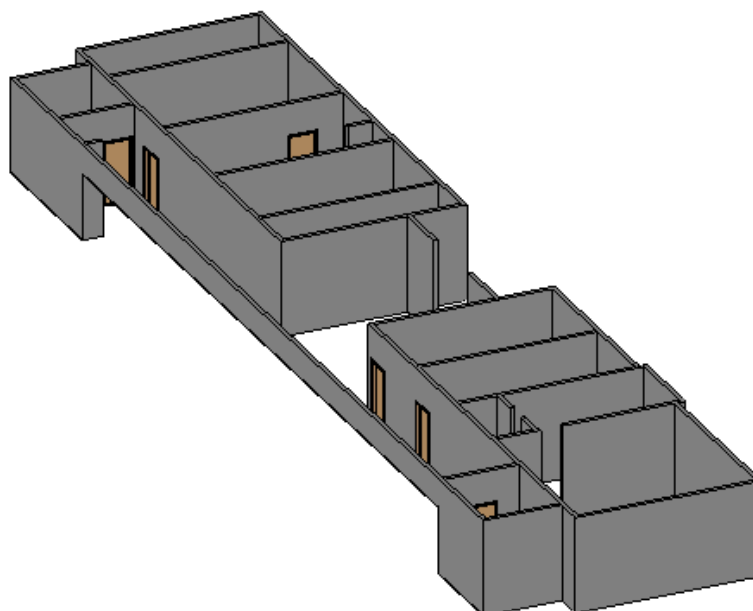
Figura 23 – Página inicial do Excel

Fonte: Autor (2020).

6. ESTUDO DE CASO

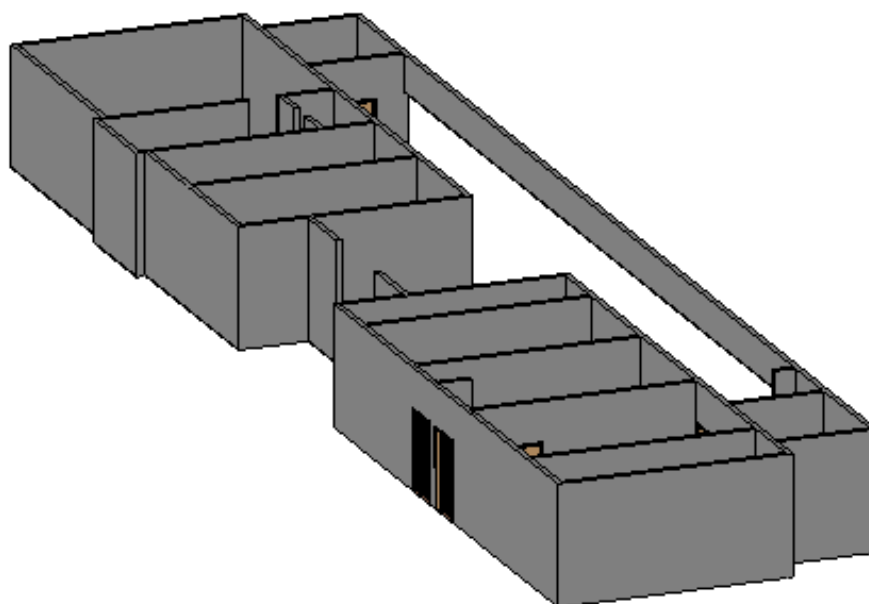
O estudo de caso apresentado tem a finalidade de dimensionar uma estrutura hipotética em madeira, bem como analisar e comparar seus custos com a estrutura metálica executada no CMEI, apresentando os resultados obtidos. Devido ao fato da estrutura ser ampla, para a realização do estudo de caso, determinou-se uma área padrão do projeto para ser feita a análise e comparação, chamada de Bloco B, conforme a figura 24 e figura 25.

Figura 24 – Representação do bloco B em 3D - Revit



Fonte: Autor (2020).

Figura 25 – Representação frente do bloco B em 3D - Revit



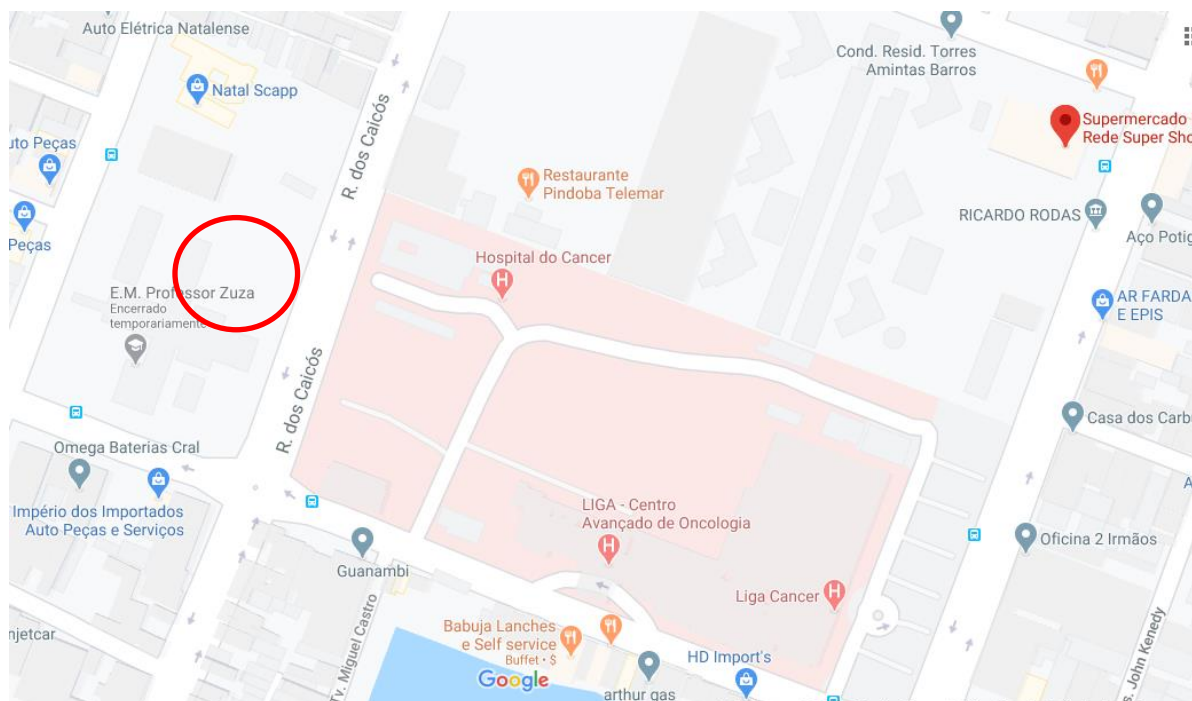
Fonte: Autor (2020).

6.1 Caracterização da Obra

A edificação trata-se de um CMEI localizado na Rua dos Caicós, terreno adjacente a Escola Municipal Prof^o. Zuzá – Natal/RN, conforme circulado em vermelho na figura 26. De acordo com o Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE) o projeto do estudo de caso é o Projeto Padrão Tipo 2, tem capacidade de atendimento de até 188 crianças em dois turnos (matutino e vespertino) ou 94 crianças em período integral. As escolas de educação infantil são destinadas a crianças na faixa etária de 0 a 5 anos e 11 meses de idade.

Com uma área total construída de 775,85 m², que equivale aos 3 blocos, o sistema construtivo adotado, alia técnicas convencionais, estrutura de concreto armado, alvenaria de tijolos furados (dimensões de 9x19x39cm e 14x19x39cm) e telhas termo acústicas de preenchimento em PIR, apoiadas na cobertura em estrutura metálica.

Figura 26 – Localização do empreendimento



Fonte: Google Maps (2020).

De acordo com o memorial descritivo do projeto proinfância – Tipo 2, a estrutura metálica da cobertura, utiliza-se aço galvanizado tipo light steel frame (LSF), sendo apoiada sobre a estrutura de concreto armado ou engastada na alvenaria da platibanda.

Segundo Kaminski Junior (2006):

O sistema LSF (Light Steel Frame) tem despertado grande interesse no mercado nacional. Trata-se de um sistema construtivo de concepção racional caracterizado pelo uso de perfis formados a frio de aço galvanizado compondo sua estrutura e por subsistemas que proporcionam uma construção industrializada e a seco.

De acordo com Pedrosa et al. (2014), a construção LSF é produzida a partir de chapa de aço com espessura reduzida, gerando rapidez na execução da obra, redução no peso do edifício, redução de custos e desperdícios.

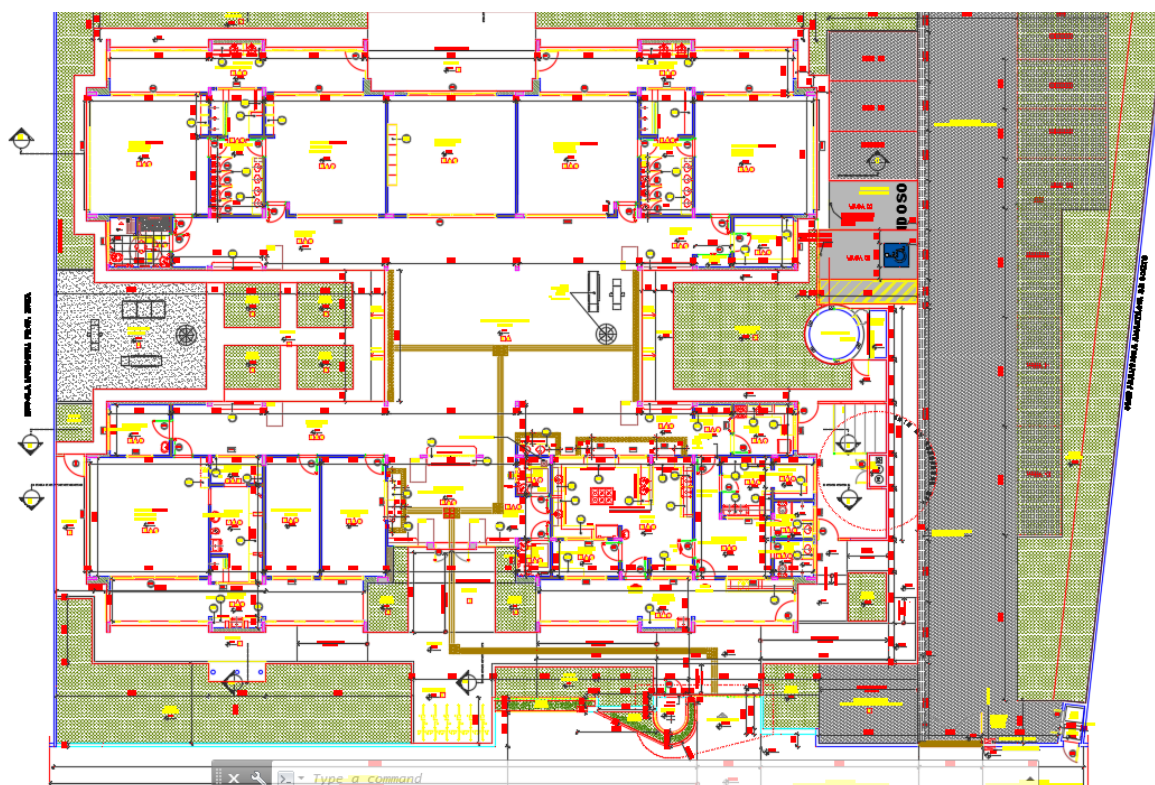
Segundo o memorial descritivo do FNDE – Projeto tipo 2:

A estrutura metálica será executada em aço resistente à corrosão atmosférica, com resistência ao escoamento mínimo (f_y) de 300 Mpa, a resistência à ruptura mínima (f_u) de 415 MPA. Conectores de cisalhamento, chumbadores e chumbadores químicos: deverão respeitar dimensões mínimas, conforme normas específicas. Parafuso ASTM A325 com

resistência ao escoamento mínimo (f_y) de 635 MPA e resistência à ruptura mínima (f_u) de 825 Mpa.

A figura 27 apresenta uma visão ampla da planta baixa com as dimensões de cada ambiente e outras informações pertinentes para o desenvolvimento do dimensionamento.

Figura 27 – Planta Baixa do CMEI



Fonte: FNDE – Projeto Proinfância TIPO 2

6.2 Considerações adotadas

Para a realização do dimensionamento da cobertura em madeira, levando em consideração a questão do custo benefício e disponibilidade do mercado local, foi considerada madeira serrada do tipo Angelim pedra verdadeiro, também conhecida como Angelim vermelho, com peso específico (ρ_{ap}) 1.170 kg/m³ e classificada como madeira dicotiledônea de 2^o categoria. Além disso, a classe de resistência média é de 76,7 MPa e classe de umidade 1, conforme a NBR 7190:1997.

O empreendimento, está localizado em um terreno plano em uma área urbanizada e nas suas imediações há presença de prédios altos. Portanto, pode-se considerar o fator topográfico (S1) sendo 1,0 e a rugosidade do terreno sendo de categoria V.

Com o intuito de permanecer o mesmo modelo arquitetônico, sem grandes modificações estruturais, e o comparativo ficar o mais próximo possível, foi adotada a mesma telha da estrutura metálica e o mesmo modelo arquitetônico. Com isso, devido a telha ser metálica, permaneceu os mesmos elementos estruturais da estrutura executada, terço e tesoura. Isto ocorre, devido ao tamanho da telha ser aproximadamente de 3 metros, pode ser apoiada na terço não sendo necessário elementos como ripas e caibros. Com as especificações fornecidas pelo fabricante e as informações obtidas pelo memorial descritivo, a telha metálica tem uma espessura isolante de 30mm e peso próprio de 10,74 kg/m². Pelo fato de a telha metálica ser mais leve, pode-se considerar as ações permanentes de pequena variabilidade. Portanto, conforme a tabela 2 o coeficiente de ponderação $\gamma_g = 1,3$.

Para o trabalho em questão sendo adotado combinações últimas normais, determinou-se para às ações variáveis, conforme a tabela 4 o coeficiente de ponderação $\gamma_Q = 1,4$. Sendo uma edificação com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras duas faces impermeáveis, com vento perpendicular a uma face impermeável, o coeficiente de pressão interna $C_{pi} = -0,3$.

Nas estruturas de madeira, podemos considerar como ações variáveis, o vento, sobrecarga acidental e cargas de equipamentos. De acordo com a NBR 8800:2008, na ausência de especificações, deve ser prevista uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m².

Segundo Moliterno (2010), para dimensionar o peso próprio da tesoura Howe pode ser adotada a seguinte equação:

$$g_T = 0,0245 \cdot (1 + 0,33 \cdot L) \rightarrow \text{kN/m}^2 \quad \text{Equação 37}$$

Onde:

L = Vão teórico da tesoura;

g_T = Peso próprio da tesoura e contraventamento

Sendo:

$L = 8,65$ metros

$$g_T = 0,0245 \cdot (1 + 0,33 \cdot 8,65)$$

$$g_T = 0,0944 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando uma madeira do tipo Angelim Pedra com peso específico (ρ_{ap}) 1.170 kg/m³, adotando um perfil de 18cm x 22cm, determinou-se o peso próprio da terça utilizando a equação 38.

$$g_T = (\gamma_{mad} \cdot b_t \cdot h_t) \quad \text{Equação 38}$$

Sendo:

$$\gamma_{mad} = 1170 \text{ kg/m}^3$$

$$b_t = \text{largura} = 0,18\text{m}$$

$$h_t = \text{altura} = 0,22\text{m}$$

$$g_T = (1170 \cdot 0,18 \cdot 0,22)$$

$$g_T = 46,33 \text{ kg/m} = 0,463 \text{ kN/m}$$

A inclinação determinada pelo projeto da cobertura metálica foi de 6%, portanto, adotando a mesma inclinação para o projeto hipotético em madeira, o critério para determinação da altura da tesoura de madeira segue a equação 39.

$$i = \frac{h \times 100}{c} \quad \text{Equação 39}$$

Portanto:

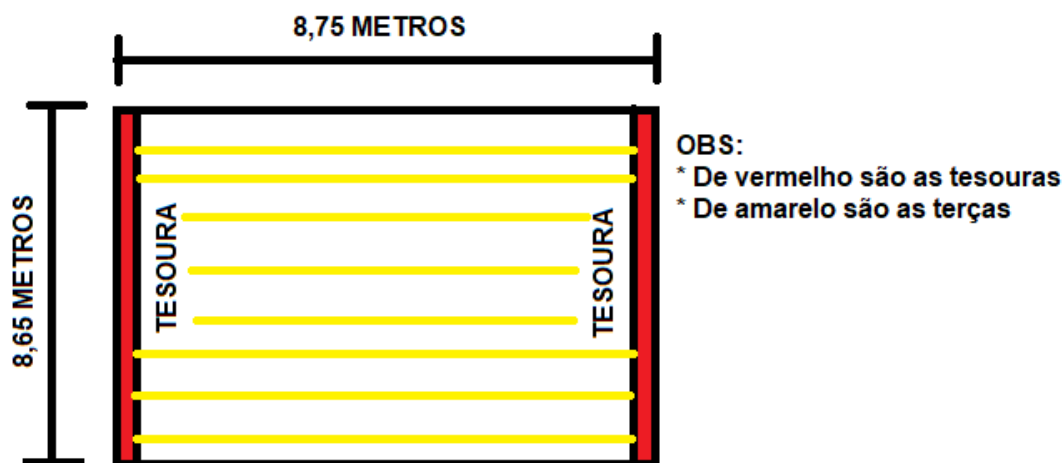
$$6\% = \frac{h \times 100}{8,65}$$

$$h = 0,52 \text{ metros}$$

No projeto da estrutura metálica com vão de 8,65 metros, os espaçamentos entre terças variam entre 1,35 metros e 1,19 metros. Como critério adotou-se para a estrutura em madeira, um espaçamento entre terças de 1,44 metros. Já para a

tesoura, como a alvenaria tem um comportamento frágil e por questão de resistividade, adotou-se que os pilares recebem as cargas da tesoura, provenientes da cobertura. Portanto, levou em consideração para o espaçamento entre tesouras a pior situação, sendo 8,75 metros, conforme a figura 28.

Figura 28 – Representação ilustrativa dos espaçamentos



Fonte: Autor (2020).

A fim de realizar o dimensionamento da estrutura em madeira, foi feita as seguintes considerações, conforme a tabela 10 e tabela 11.

Tabela 10 – Dados para o dimensionamento

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,463	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,094	kN/m ²

Fonte: Autor (2020).

Tabela 11 – Dados adicionais

Descrição dos Afastamentos	Valor	Unidade
Distância entre tesouras	8,75	m
Comprimento da tesoura	8,65	m
Espaçamento da terça	1,44	m
Comprimento da terça	8,75	m
Altura da tesoura	0,52	m

Fonte: Autor (2020).

6.3 Dimensionamento

Os cálculos seguiram as normas de dimensionamento, principalmente a NBR 7190:1997.

Os pesos próprios são determinados em kN/m², porém devido a sua área de influência, são transformados para kN/m multiplicando a respectiva largura de influência pelo peso próprio. Visto que o peso próprio da terça é determinado na equação 38 em kN/m, logo a sua largura de influência não é levada em consideração nas expressões abaixo para determinar a carga permanente e acidental.

Carga Permanente da Trelça (G)

$$G = PP_{telha} \cdot L_{tesoura} + PP_{terça} + PP_{tesoura} \cdot L_{tesoura}$$

Carga Acidental da Trelça (Q)

$$Q = (SC_{acidental} + SC_{utilidade}) \cdot L_{tesoura}$$

Carga Permanente da Terça (G)

$$G = PP_{telha} \cdot L_{terça} + PP_{terça}$$

Carga Acidental da Terça (Q)

$$Q = (SC_{acidental} + SC_{utilidade}) \cdot L_{terça}$$

O dimensionamento da carga permanente e variável foi feito no programa Excel, sendo obtido os resultados para estas expressões acima, conforme a figura 29.

Figura 29 – Determinação das cargas permanentes e acidentais

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Sobrecarga de Utilidade	0	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Absorção de Água Pluvial (30% do Pptelhas)	0	kN/m ²
Peso próprio das ripas	0	kN/m ²
Peso próprio dos caibros	0	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,463	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,094	kN/m ²
Cargas Permanentes da Treliza (G) =	2,226	kN/m
Cargas Acidentais da Treliza (Q) =	2,188	kN/m
Cargas Permanentes da Terça (G) =	0,617	kN/m
Cargas Acidentais da Terça (Q) =	0,360	kN/m

Fonte: Autor (2020).

A determinação do carregamento combinado para o estado limite último, leva em consideração as seguintes combinações e seus valores são obtidos na figura 30.

$$F_{d1} = 1,3 \cdot F_{Gi,k} + 1,4 \cdot F_{Q1,k} \quad \text{Combinação 1}$$

$$F_{d2} = 1,3 \cdot F_{Gi,k} + 1,4 \cdot 0,4 \cdot F_{Q1,k} \quad \text{Combinação 2}$$

$$F_{d3} = 1,0 \cdot F_{Gi,k} + 0,75 \cdot 1,4 \cdot F_{Qj,k} \quad \text{Combinação 3}$$

Figura 30 – Determinação do carregamento combinado para terça e tesoura

# Na terça		Li = 8,75 metros
Esquerda		
Ve =	-1,972 kN/m	
Direita		
Ve =	-3,380 kN/m	
Carregamento combinado		
# Tesoura		
F1d =	5,956	kN/m
F2d =	4,118	kN/m
F3d =	-1,324	kN/m
# Terça		
F1d =	1,306	kN/m
F2d =	1,004	kN/m
F3d =	-2,932	kN/m

Fonte: Autor (2020).

Maiores valores em módulo do carregamento combinado da Terça = 2,932 kN/m

Maiores valores em módulo do carregamento combinado da Tesoura = 5,956 kN/m

6.3.1 Dimensionamento da Terça

I. Verificação das tensões ($\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$)

A verificação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ é determinada abaixo, como também, conforme a figura 31 e a figura 32.

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d \text{ máx}}}{I_x} \cdot y = 1,92981 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d \text{ máx}}}{I_y} \cdot x = 0,12353 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_m = 0,5$$

$$K_{mod} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} = 0,70 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,56$$

$$f_{cd} = K_{mod} \frac{f_{ck}}{\gamma_w}$$

$$f_{w,k} / f_{w,m} = 0,7 \rightarrow f_{c,k} = 0,7 \cdot f_{c,m} = 0,7 \cdot 76,7 = 53,69 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0,56 \frac{53,69}{1,4} = 21,476 \text{ MPa} \rightarrow 2,1476 \text{ kN/cm}^2$$

Condição 1:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_m \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \rightarrow \frac{1,92981}{2,1476} + 0,5 \frac{0,12353}{2,1476} \leq 1$$

$$0,927 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Condição 2:

$$k_m \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \rightarrow 0,5 \frac{1,92981}{2,1476} + \frac{0,12353}{2,1476} \leq 1$$

$$0,507 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Figura 31 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$

FLEXÃO OBLIQUA	
Decomposição das ações atuantes	
q =	2,932 kN/m
Sen Θ =	0,0523
Cos Θ =	0,9986
Θ =	3 graus
qx =	0,1533436 kN/m
qy =	2,9278952 kN/m
Determinação dos momentos máximos de cálculo	
L =	8,75 metros
My,d máx =	1,4675462 kN.m
Mx,d máx =	28,020872 kN.m

Fonte: Autor (2020).

Figura 32 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$

Determinação da seção	
Perfil adotado =	18 cm x 22 cm
Determinação das tensões de flexão	
x (Centricidade) para My,d =	9 cm
y (Centricidade) para Mx,d =	11 cm
Ix =	15972 cm ⁴
Iy =	10692 cm ⁴
$\sigma_{Mx,d}$ =	1,9298121 kN/cm ²
$\sigma_{My,d}$ =	0,1235308 kN/cm ²
Determinação de fwd	
γ_w =	1,4
Kmod =	0,56
fck =	53,69 Mpa

> Dados Cálculo vento **Terça** Treliza +

Fonte: Autor (2020).

II. Verificação de segurança ao cisalhamento

$$F_{aterça} = 2,932 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sen } 3^\circ = 0,0523$$

$$\text{Cos } 3^\circ = 0,9986$$

$$V_{x,d} = 0,67088 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 12,8095 \text{ kN}$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$h = 22 \text{ cm}$$

$$f_{vd} = K_{mod} \frac{f_{vk}}{\gamma_w}$$

$$f_{v,k} / f_{v,m} = 0,54 \rightarrow f_{v,k} = 0,54 \cdot 11,3 = 6,102 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 0,56 \frac{6,102}{1,8} = 1,9 \text{ MPa} \rightarrow 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{b \cdot h}$$

$$\tau_{dx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,67088}{18 \cdot 22} = 0,00254 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{12,8095}{18 \cdot 22} = 0,04852 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^2 + \tau_{dy}^2}$$

$$\tau_d = \sqrt{0,00254^2 + 0,04852^2} \rightarrow \tau_d = \mathbf{0,0486 \text{ kN/cm}^2}$$

Condição:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

$$0,0486 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,19 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

A máxima tensão de cisalhamento, os cálculos também podem ser vistos conforme a figura 33.

Figura 33 – Determinação da máxima tensão de cisalhamento

CISALHAMENTO

Determinação de $V_{x,d}$ e $V_{y,d}$

$V_{x,d} = 0,6708783$ kN
 $V_{y,d} = 12,809542$ kN

Condição de Segurança

$\tau_d \leq f_{vod}$

$\tau_{dx} = 0,00254$ kN/cm²
 $\tau_{dy} = 0,048521$ kN/cm²

$f_{vk} = 6,102$ Mpa
 $\gamma_w = 1,8$

$f_{vod} = 1,9$ Mpa $f_{vod} = 0,19$ kN/cm²

$\tau_d = 0,0486$ kN/cm² ≤ $f_{vod} = 0,19$ kN/cm² Ok

←
Dados
Cálculo vento
Terça
Treliça
+

Fonte: Autor (2020).

III. Determinação da flecha

Devido a inclinação adotada ser pequena, apenas de 6%, a influência da inclinação se torna quase desprezível. Por isso, as cargas para o cálculo da flecha foram consideradas como verticais. Portanto, não foram consideradas as forças em x e y, mesmo a terça sendo oblíqua.

Com isso, determinou-se a flecha para as cargas permanentes e acidentais da terça. Em consequência do fator de combinação e de utilização, para cargas provenientes do vento, ser considerado $\Psi_2 = 0$, conforme figura 9, o cálculo para a flecha do vento é desconsiderado na combinação de ação de longa duração, pois o vento não terá contribuição para o cálculo.

III – a. Flecha de serviço:

O valor de F_G é referente a carga permanente da terça e F_Q faz referência ao valor da carga acidental, obtido também no item 6.3, figura 29.

$$F_G = 0,00617 \text{ kN/cm}$$

$$F_Q = 0,0036 \text{ kN/cm}$$

$$I_x = 15972 \text{ cm}^4$$

$$E_{c0,ef} = 934,864 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 875 \text{ cm}$$

$$F_{ser} = \sum F_{Gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

$$F_{ser} = \sum 0,00617 + \sum 0,2 \cdot (0,0036) = 0,00689 \text{ kN/cm}$$

$$U_{ef} = \frac{5 \cdot F_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,00689 \cdot 875^4}{384 \cdot 934,864 \cdot 15972}$$

$$U_{ef} = 3,522 \text{ cm}$$

III – b. Flecha admissível:

$$U_{lim} = \frac{L}{200} = \frac{875}{200} = 4,375 \text{ cm}$$

III – c. Verificação:

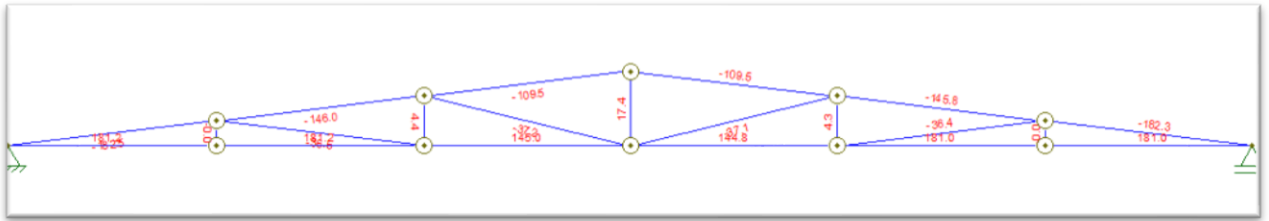
$$u_{serv} \leq u_{lim}$$

$$u_{ef} = 3,522 \text{ cm} \leq u_{lim} = 4,375 \text{ cm} \quad (Ok)$$

6.3.2 Dimensionamento da Tesoura

No dimensionamento da Tesoura, utilizou-se o programa Ftool, para obter os esforços advindos da estrutura em madeira da tesoura, conforme figura 34.

Figura 34 – Esforço normal da estrutura em madeira



Fonte: Autor (2020).

Banzo superior (Compressão)

$N_{c,sd} = 182,5 \text{ kN}$

Perfil adotado = 8cm x 20cm

$L = 1,46 \text{ m}$

$$I_x = \frac{8 \cdot 20^3}{12} = 5333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{20 \cdot 8^3}{12} = 853,33 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{5333,33}{8 \cdot 20}} = 5,77 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{853,33}{8 \cdot 20}} = 2,31 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}}$$

$$\lambda_x = \frac{146}{5,77} = 25,29$$

$$\lambda_y = \frac{146}{2,31} = 63,22$$

De acordo com o índice de esbeltez, a peça é classificada como medianamente esbelta, portanto, o critério de segurança atende a seguinte recomendação. Além disso, os valores podem ser conferidos na figura 35.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{182,5}{8 \cdot 20} = 1,141 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 11,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{175,56}{853,33} \cdot \frac{8}{2} = 0,8229 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 8,229 \text{ Mpa}$$

Critério de segurança:

$$\frac{11,41}{21,476} + \frac{8,229}{21,476} \leq 1$$

$$0,914 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

Figura 35 – Determinação do σ_{Md} – Banzo inferior e superior

Determinação do σ_{Md}	
ea =	0,487 cm
Ecm =	16694 Mpa
Ec,ef =	9348,64 Mpa
Ne =	369,37 kN
ei =	0 cm
e1 =	0,487 cm
ed =	0,962 cm
Md =	175,56 kN.cm
σ_{Md} =	0,8229 kN/cm ²
σ_{Md} =	8,2292 Mpa
Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado) Ec,ef = 934,86 kN/cm ²	
No caso de peças submetidas a compressão centrada	
Critério de Segurança	
0,914	≤ 1 OK
Taxa (%)	
Taxa =	91,4 %

Fonte: Autor (2020).

Banzo inferior (Tração)

$$N_{sd} = 181,2 \text{ kN}$$

Perfil adotado = 5cm x 18cm

$L = 1,46$ metros

$r_{min} = 2,31$ cm

$k = 1$

$$\lambda = \frac{K \cdot L_0}{r_{min}}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 146}{2,31} = 63,21 \leq 170 \quad (Ok)$$

De acordo com o critério de segurança para barras tracionadas:

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td}$$

Sendo a ligação com parafuso de diâmetro 19mm, obtém-se a área líquida da seguinte maneira.

$$A_n = A_g - b \cdot d'$$

$$A_n = (5 \cdot 18) - 5 \cdot (1,9 + 0,05) = 80,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{td} = K_{mod} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_w}$$

$$f_{t0,k} = 104,9 \cdot 0,7 = 73,43 \text{ Mpa}$$

$$f_{td} = 0,56 \frac{73,43}{1,8} = 22,84 \text{ Mpa} \rightarrow 2,284 \text{ kN/cm}^2$$

Critério de segurança:

$$\frac{181,2 \text{ kN}}{80,25 \text{ cm}^2} \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$2,258 \text{ kN/cm}^2 \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$22,58 \text{ Mpa} \leq 22,84 \text{ Mpa} \quad (Ok)$$

Diagonal (Compressão)

$$N_{c,sd} = 37,2 \text{ kN}$$

$$\text{Perfil mínimo adotado} = 7 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}$$

$$L = 1,48 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{7 \cdot 9^3}{12} = 425,25 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{9 \cdot 7^3}{12} = 257,25 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{425,25}{7 \cdot 9}} = 2,60 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{257,25}{7 \cdot 9}} = 2,02 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{148}{2,60} = 56,97$$

$$\lambda_y = \frac{148}{2,02} = 73,24$$

De acordo com o índice de esbeltez, a peça é classificada como medianamente esbelta, portanto, o critério de segurança atende a seguinte recomendação. Além disso, os valores podem ser conferidos na figura 36.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{37,2}{7 \cdot 9} = 0,59 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 5,90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{27,95}{257,25} \cdot \frac{7}{2} = 0,38 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 3,80 \text{ Mpa}$$

Critério de segurança:

$$\frac{5,90}{21,476} + \frac{3,80}{21,476} \leq 1$$

$$0,4520 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Figura 36 – Determinação do σ_{Md} – Diagonal e Montante

Determinação do σ_{Md}	
ea = 0,493 cm	Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado) Ec,ef = 934,86 kN/cm ²
Ecm = 16694 Mpa	
Ec,ef = 9348,64 Mpa	No caso de peças submetidas a compressão centrada
Ne = 108,36 kN	
ei = 0 cm	
e1 = 0,493 cm	
ed = 0,751 cm	
Md = 27,95 kN.cm	
σ_{Md} = 0,380 kN/cm ²	σ_{Md} = 3,80 Mpa
Critério de Segurança	
0,4520 ≤ 1	OK
Taxa (%)	
Taxa = 45,20 %	

Fonte: Autor (2020).

Montante (Tração)

Nsd = 17,4 kN

Perfil adotado = 5 cm x 9 cm

L = 0,52 metros

$r_{min} = 2,02\text{cm}$

$k = 1$

$$\lambda = \frac{K \cdot L_0}{r_{min}}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 52}{2,02} = 25,73$$

$$\lambda = 25,73 \leq 170 \quad (Ok)$$

De acordo com o critério de segurança para barras tracionadas:

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td}$$

Sendo a ligação com parafuso de diâmetro 19mm, obtém-se a área líquida da seguinte maneira.

$$A_n = A_g - b \cdot d'$$

$$A_n = (5 \cdot 9) - 5 \cdot (1,9 + 0,05) = 35,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{td} = K_{mod} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_w}$$

$$f_{td} = 0,56 \frac{73,43}{1,8} = 22,84 \text{ Mpa} \rightarrow 2,284 \text{ kN/cm}^2$$

Critério de segurança:

$$\frac{17,4 \text{ kN}}{35,25 \text{ cm}^2} \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$0,494 \text{ kN/cm}^2 \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$4,94 \text{ Mpa} \leq 22,84 \text{ Mpa} \quad (\text{Ok})$$

6.4 Aspectos estruturais

O dimensionamento foi desenvolvido por meio de uma planilha do Excel, a qual foi adaptada de acordo com os cálculos previstos nas normas para levantamento de cargas, cálculo do vento, condições de segurança e taxas para a terça e treliça.

A partir dos cálculos realizados foi possível compreender que para vencer grandes vãos, devido às restrições arquitetônica e estrutural, a estrutura de madeira necessita dos seguintes perfis, conforme a tabela 12.

Tabela 12 – Perfis da estrutura em madeira

Elemento	Perfil comercial
Terça	18 cm x 22 cm
Treliça - Banzo Inferior	5 cm x 18 cm
Treliça - Banzo Superior	8 cm x 20 cm
Treliça - Diagonal	7 cm x 9 cm
Treliça - Montante	5 cm x 9 cm

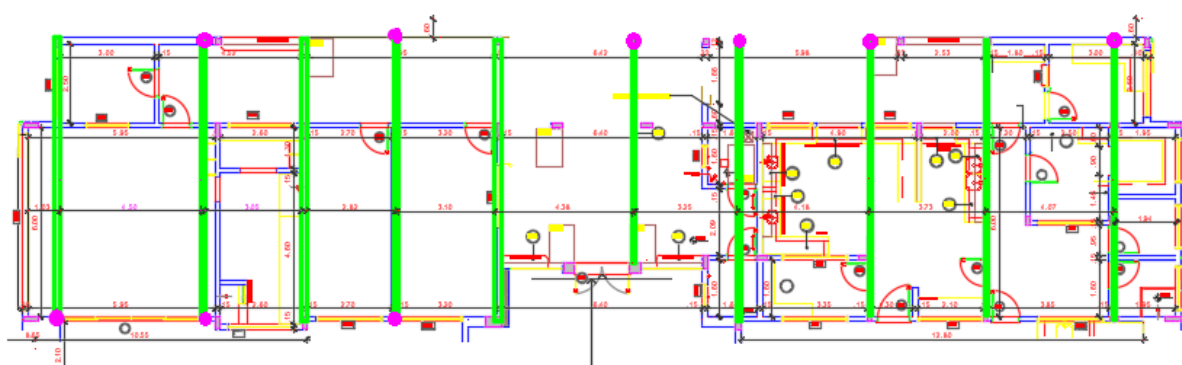
Fonte: Autor (2020).

Pelo fato de a estrutura apresentar grandes vãos, os perfis adotados são comercialmente inviáveis por terem um dimensionamento não encontrado no mercado para venda, sendo os perfis de mercado menores do que os necessários. Portanto, o orçamento previsto não foi possível de ser realizado, pois apenas alguns perfis podem ser orçados.

Com o propósito de encontrar uma outra solução, realizaram-se algumas modificações no projeto arquitetônico e estrutural. Como no projeto anterior as terças necessitam de grandes perfis, devido ao tamanho dos vãos, no 2º dimensionamento seu comprimento e o seu espaçamento foram diminuídos. Como critério, adotou-se para a nova estrutura em madeira um espaçamento entre terças de 1,08 metros e comprimento de 4,5 metros para a pior situação, com o objetivo de encontrar uma solução viável que pudesse dimensionar a estrutura para perfis comerciais.


Pelo fato de as terças serem apoiadas na tesoura, ela é quem estabelece o espaçamento de uma tesoura para outra. A estrutura da tesoura não pode ser apoiada sobre a platibanda e sim nos pilares, pois a platibanda do projeto é feita de alvenaria, que possui um comportamento frágil. Diante disso, é necessário acrescentar 9 novos pilares de 20cm x 20cm. Essas modificações podem ser observadas na figura 37.

Figura 37 – Representação da 2ª solução



Legenda:

 Disposição das novas tesouras

 Disposição dos novos pilares

Fonte: Autor (2020).

6.5 Dimensionamento da 2ª solução

A fim de realizar um novo dimensionamento da estrutura em madeira, foram feitas as seguintes considerações, conforme a tabela 13 e a tabela 14. As cargas permanentes e acidentais são determinadas conforme a figura 38.

Tabela 13 – Dados para o dimensionamento da 2ª solução

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,105	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,09	kN/m ²

Fonte: Autor (2020).

Tabela 14 – Dados adicionais da 2ª solução

Descrição dos Afastamentos	Valor	Unidade
Distância entre tesouras	4,5	m
Comprimento da tesoura	8,65	m
Espaçamento (vão) da terça	1,08	m
Comprimento da terça	4,5	m
Altura da tesoura	0,52	m

Fonte: Autor (2020).

O dimensionamento da carga permanente e variável para nova solução foi feito no programa Excel. Assim como, a combinação dos carregamentos sendo obtido os resultados, conforme a figura 38 e a figura 39.

Figura 38 – Determinação das cargas permanentes e acidentais para a 2^o solução

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Sobrecarga de Utilidade	0	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Absorção de Água Pluvial (30% do Pptelhas)	0	kN/m ²
Peso próprio das ripas	0	kN/m ²
Peso próprio dos caibros	0	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,105	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,09	kN/m ²
Cargas Permanentes da Treliza (G) = 1,012 kN/m		
Cargas Acidentais da Treliza (Q) = 1,125 kN/m		
Cargas Permanentes da Terça (G) = 0,221 kN/m		
Cargas Acidentais da Terça (Q) = 0,270 kN/m		

Fonte: Autor (2020).

A determinação do carregamento combinado para o estado limite último, é determinado conforme a figura 39.

Figura 39 – Carregamento combinado para terça e tesoura – 2^o solução

# Na terça	Li = 4,5 metros
Esquerda	
Ve =	-1,014 kN/m
Direita	
Ve =	-1,738 kN/m
Carregamento combinado	
# Tesoura	
F1d =	2,890 kN/m
F2d =	1,945 kN/m
F3d =	-0,813 kN/m
# Terça	
F1d =	0,665 kN/m
F2d =	0,438 kN/m
F3d =	-1,604 kN/m
<div style="display: flex; justify-content: space-between; border-top: 1px solid gray; padding-top: 5px;"> > Dados Cálculo vento Terça Treliza </div>	

Fonte: Autor (2020).

Maiores valores em módulo do carregamento combinado da Terça = 1,604 kN/m

Maiores valores em módulo do carregamento combinado da Tesoura = 2,890 kN/m

6.5.1 Dimensionamento da Terça – 2º solução

I. Verificação das tensões ($\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$)

A verificação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ é determinada abaixo, como também, conforme a figura 40 e a figura 41.

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d \text{ máx}}}{I_x} \cdot y = 1,5016 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d \text{ máx}}}{I_y} \cdot x = 0,2831 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_m = 0,5$$

$$f_{cd} = 0,56 \frac{53,69}{1,4} = 21,476 \text{ Mpa} \rightarrow 2,1476 \text{ kN/cm}^2$$

Condição 1:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_m \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$\frac{1,5016}{2,1476} + 0,5 \frac{0,2831}{2,1476} \leq 1$$

$$0,765 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Condição 2:

$$k_m \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$0,5 \frac{1,5016}{2,1476} + \frac{0,2831}{2,1476} \leq 1$$

$$0,481 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Figura 40 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$ – 2º solução

FLEXÃO OBLIQUA	
Decomposição das ações atuantes	
q =	1,604 kN/m
Sen θ =	0,0523
Cos θ =	0,9986
θ =	3 graus
qx =	0,0838892 kN/m
qy =	1,6017544 kN/m
Determinação dos momentos máximos de cálculo	
L =	4,5 metros
My,d máx =	0,2123445 kN.m
Mx,d máx =	4,0544408 kN.m
Determinação da seção	
Perfil adotado =	5 x 18
<p>Dados</p> <p>Cálculo vento</p> <p>Terça</p> <p>Treliça</p>	

Fonte: Autor (2020).

Figura 41 – Determinação da tensão máxima $\sigma_{Mx,d}$ – 2º solução

Determinação da seção	
Perfil adotado =	5 cm x 18 cm
Determinação das tensões de flexão	
x (Centricidade) para My,d =	2,5 cm
y (Centricidade) para Mx,d =	9 cm
Ix =	2430 cm ⁴
Iy =	187,5 cm ⁴
$\sigma_{Mx,d}$ =	1,5016448 kN/cm ²
$\sigma_{My,d}$ =	0,2831261 kN/cm ²

Fonte: Autor (2020).

II. Verificação de segurança ao cisalhamento – 2º solução

Para a máxima tensão de cisalhamento, os cálculos podem ser vistos abaixo, como também, na figura 42.

$$F_{d\text{terça}} = 1,604 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sen } 3^\circ = 0,0523$$

$$\text{Cos } 3^\circ = 0,9986$$

$$V_{x,d} = 0,18875 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 3,60394 \text{ kN}$$

$$b = 5 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$f_{v0,d} = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{b \cdot h}$$

$$\tau_{dx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,18875}{5 \cdot 18} = 0,00315 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3,60394}{5 \cdot 18} = 0,06006 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^2 + \tau_{dy}^2}$$

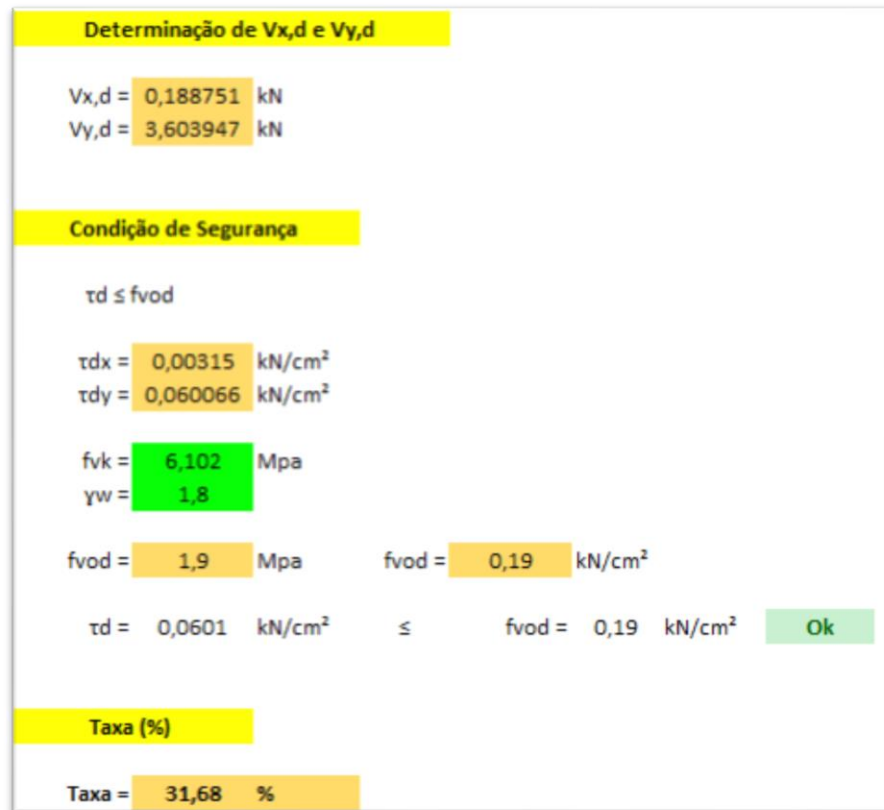
$$\tau_d = \sqrt{0,00315^2 + 0,06006^2} \rightarrow \tau_d = \mathbf{0,0601 \text{ kN/cm}^2}$$

Condição:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

$$0,0601 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,19 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Figura 42 – Máxima tensão de cisalhamento – 2º solução



Fonte: Autor (2020).

III. Determinação da flecha – 2º solução

III – a. Flecha de serviço:

O valor de F_G é referente a carga permanente da terça e F_Q faz referência ao valor da carga acidental, obtido também na figura 38.

$$F_G = 0,00221 \text{ kN/cm}$$

$$F_Q = 0,0027 \text{ kN/cm}$$

$$I_x = 2430 \text{ cm}^4$$

$$E_{c0,ef} = 934,864 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 450 \text{ cm}$$

$$F_{ser} = \sum 0,00221 + \sum 0,2 \cdot (0,0027) = 0,00275 \text{ kN/cm}$$

$$U_{ef} = \frac{5 \cdot F_{ser} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}$$

$$U_{ef} = \frac{5 \cdot 0,00275 \cdot 450^4}{384 \cdot 934,864 \cdot 2430}$$

$$U_{ef} = 0,646 \text{ cm}$$

III – b. Flecha admissível:

$$L = 450 \text{ cm}$$

$$U_{lim} = \frac{L}{200}$$

$$U_{lim} = \frac{450}{200}$$

$$U_{lim} = 2,25 \text{ cm}$$

III – c. Verificação:

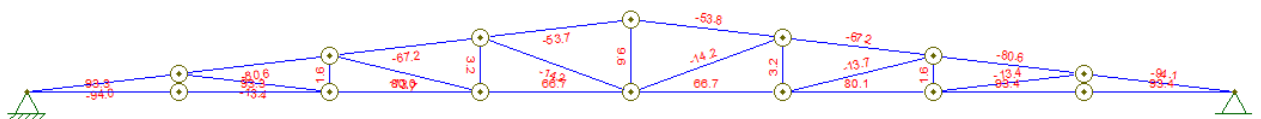
$$u_{serv} \leq u_{lim}$$

$$u_{ef} = 0,646 \text{ cm} \leq u_{lim} = 2,25 \text{ cm} \quad (Ok)$$

6.5.2 Dimensionamento da Tesoura – 2º solução

Para o dimensionamento da tesoura, utilizou-se o programa Ftool, para obter os esforços advindos da nova estrutura em madeira da tesoura, conforme figura 43.

Figura 43 – Esforço normal da estrutura em madeira – 2º solução



Fonte: Autor (2020).

Banzo superior (Compressão)

$$N_{c,sd} = 94,1 \text{ kN}$$

$$\text{Perfil adotado} = 5\text{cm} \times 22\text{cm}$$

$$L = 1,1 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{5 \cdot 22^3}{12} = 4436,667 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{22 \cdot 5^3}{12} = 229,1667 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{4436,667}{5 \cdot 22}} = 6,35\text{cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{229,1667}{5 \cdot 22}} = 1,44\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}}$$

$$\lambda_x = \frac{110}{6,35} = 17,32$$

$$\lambda_y = \frac{110}{1,44} = 76,21$$

De acordo com o índice de esbeltez, a peça é classificada como medianamente esbelta, portanto, o critério de segurança atende a seguinte recomendação. Além disso, os valores podem ser obtidos na figura 44.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{c,sd}}{A_g} = \frac{94,1}{5 \cdot 22} = 0,855 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 8,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y = \frac{74,76}{229,1667} \cdot \frac{5}{2} = 0,8156 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 8,156 \text{ Mpa}$$

Critério de segurança:

$$\frac{8,55}{21,476} + \frac{8,156}{21,476} \leq 1$$

$$0,778 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Figura 44 – Determinação do σ_{Md} – Banzo inferior e superior 2º solução

Determinação do σ_{Md}	
ea =	0,367 cm
Ecm =	16694 Mpa
Ec,ef =	9348,64 Mpa
Ne =	174,75 kN
ei =	0 cm
e1 =	0,367 cm
ed =	0,794 cm
Md =	74,76 kN.cm
σ_{Md} =	0,8156 kN/cm ²
σ_{Md} =	8,1558 Mpa
Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado) Ec,ef = 934,86 kN/cm ²	
No caso de peças submetidas a compressão centrada	
Critério de Segurança	
0,778	≤ 1 OK
Taxa (%)	
Taxa =	77,8 %

Fonte: Autor (2020).

Banzo inferior (Tração)

$$N_{sd} = 93,4 \text{ kN}$$

Perfil adotado = 5cm x 13cm

$$L = 1,09 \text{ metros}$$

$$r_{min} = 1,44 \text{ cm}$$

$$k = 1$$

$$\lambda = \frac{K \cdot L_0}{r_{min}}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 109}{1,44} = 75,52 \leq 170 \quad (\text{Ok})$$

De acordo com o critério de segurança para barras tracionadas:

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td}$$

Sendo a ligação com parafuso de diâmetro 19mm, obtém-se a área líquida da seguinte maneira.

$$A_n = A_g - b \cdot d'$$

$$A_n = (5 \cdot 13) - 5 \cdot (1,9 + 0,05) = 55,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{td} = 22,84 \text{ MPa}$$

Critério de segurança:

$$\frac{93,4 \text{ kN}}{55,25 \text{ cm}^2} \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$1,69 \text{ kN/cm}^2 \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$16,9 \text{ Mpa} \leq 22,84 \text{ Mpa} \quad (\text{OK})$$

Diagonal (Compressão)

$$N_{c,sd} = 14,2 \text{ kN}$$

Perfil mínimo adotado = 5 cm x 9 cm

$$L = 1,15 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{5 \cdot 9^3}{12} = 303,75 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{9 \cdot 5^3}{12} = 93,75 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{303,75}{5 \cdot 9}} = 2,60 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{93,75}{5 \cdot 9}} = 1,44 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}}$$

$$\lambda_x = \frac{115}{2,60} = 44,26$$

$$\lambda_y = \frac{115}{1,44} = 79,67$$

De acordo com o índice de esbeltez, a peça é classificada como medianamente esbelta, portanto, o critério de segurança atende a seguinte recomendação. Além disso, os valores podem ser obtidos na figura 45.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{c,sd}}{A_g}$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{14,2}{5 \cdot 9} = 0,316 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 3,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{Md} = \frac{6,95}{93,75} \cdot \frac{5}{2} = 0,185 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow 1,85 \text{ Mpa}$$

Critério de segurança:

$$\frac{3,16}{21,476} + \frac{1,85}{21,476} \leq 1$$

$$0,2333 \leq 1 \quad (\text{Ok})$$

Figura 45 – Determinação do σ_{Md} – Diagonal e Montante – 2º solução

Determinação do σ_{Nd}	
$\sigma_{Nd} =$	0,316 kN/cm ² $\sigma_{Nd} =$ 3,16 Mpa
Determinação do σ_{Md}	
ea =	0,383 cm
E _{cm} =	16694 Mpa
E _{c,ef} =	9348,64 Mpa
Ne =	65,41 kN
ei =	0 cm
e1 =	0,383 cm
ed =	0,490 cm
Md =	6,95 kN.cm
$\sigma_{Md} =$	0,185 kN/cm ² $\sigma_{Md} =$ 1,85 Mpa
Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado) E _{c,ef} = 934,86 kN/cm ²	
No caso de peças submetidas a compressão centrada	
Critério de Segurança	
0,2333	≤ 1 OK
Taxa (%)	
Taxa =	23,33 %

Fonte: Autor (2020).

Montante (Tração)

$$N_{sd} = 9,6 \text{ kN}$$

Perfil adotado = 5 cm x 9 cm

$$L = 0,52 \text{ metros}$$

$$r_{min} = 1,44 \text{ cm}$$

$$k = 1$$

$$\lambda = \frac{K \cdot L_0}{r_{min}}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 52}{1,44} = 36,03 \leq 170 \quad (Ok)$$

De acordo com o critério de segurança para barras tracionadas:

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td}$$

Sendo a ligação com parafuso de diâmetro 19mm, obtém-se a área líquida da seguinte maneira.

$$A_n = A_g - b \cdot d'$$

$$A_n = (5 \cdot 9) - 5 \cdot (1,9 + 0,05) = 35,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{td} = 22,84 \text{ Mpa} \rightarrow 2,284 \text{ kN/cm}^2$$

Critério de segurança:

$$\frac{9,6 \text{ kN}}{35,25 \text{ cm}^2} \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$0,272 \text{ kN/cm}^2 \leq 22,84 \text{ Mpa}$$

$$2,72 \text{ Mpa} \leq 22,84 \text{ Mpa} \quad (\text{Ok})$$

A diminuição do comprimento das terças, ocasiona a diminuição dos espaçamentos entre as tesouras. Isto resulta, na adequação das peças para o tamanho dos perfis comerciais. Sendo assim, é possível orçar esta nova estrutura de madeira para os perfis dimensionados, conforme a tabela 15.

Tabela 15 – Perfis da estrutura em madeira – 2º solução

Elemento	Perfil comercial
Terça	5 cm x 18 cm
Treliça - Banzo Inferior	5 cm x 13 cm
Treliça - Banzo Superior	5 cm x 22 cm
Treliça - Diagonal	5 cm x 9 cm
Treliça - Montante	5 cm x 9 cm

Fonte: Autor (2020).

7. RESULTADOS

A partir do dimensionamento do projeto hipotético em estrutura de madeira, não foi possível realizar o orçamento e compará-lo com o projeto executado de estrutura metálica. Isso se dá, pois os perfis de madeira dimensionados são muito grandes e não condizem com a realidade do mercado interno e externo da cidade de Natal/RN sendo inviável economicamente. Isso ocorre, pois há uma limitação imposta no estudo de caso em relação à permanência do mesmo modelo arquitetônico e estrutural do projeto original.

A partir dos resultados do primeiro dimensionamento, foi necessária uma outra solução com adaptações no projeto estrutural e arquitetônico, de modo a compará-lo com a estrutura metálica. Com a diminuição dos espaçamentos e comprimentos das terças, seus perfis se enquadram com a realidade do mercado, possibilitando a realização do orçamento. Isso resultou na necessidade de aumentar a quantidade de tesouras em que as terças se apoiam e adicionar 9 pilares para que as tesouras possam se apoiar, com a finalidade de diminuir o tamanho do comprimento das terças.

Assim, obteve-se a seguinte planilha de orçamento para cobertura hipotética em madeira, conforme a figura 46. Além disso, a planilha orçamentaria é detalhada de acordo com as composições de custos, nas figuras 47, 48, 49 e 50.

Os itens como mão de obra, ferragem para ligação da estrutura e pregos, presentes na composição de custos, conforme figura 47, possuem seus coeficientes estimados com base nos dados obtidos pela tabela de custos da Secretaria de Infraestrutura - SEINFRA. Isto ocorre, pelo fato destes componentes não serem avaliados no trabalho, enquanto, todo o material de perfil em madeira, obteve seu orçamento no mercado local.

Por não ser disponibilizado o projeto de armação dos pilares, na determinação da quantidade de armação do pilar, levou-se em consideração o orçamento original do CMEI que especifica a quantidade de 412,09 Kg/Aço para uma quantidade de 79 pilares executados. Assim, sendo possível encontrar a quantidade de quilos de aço em cada pilar, conforme a equação 40.

$$Quant_{Kg/pilar} = \frac{Quantidade\ de\ Aço}{Quantidade\ de\ Pilares}$$

Equação 40

$$Quant_{Kg/pilar} = \frac{412,09}{79} = 5,22 \text{ Kg/Pilar}$$

$$Quant_{Kg/novos pilares} = 5,22 \text{ Kg/Pilar} \cdot 9 \text{ pilares} = 46,98 \text{ Kg/Aço}$$

De acordo com o projeto estrutural disponível pela empresa executora, a altura dos pilares é de 2,88 metros. Com isso, para a determinação do volume de concreto utilizado para estes novos pilares, foi levado em consideração as dimensões de 20cmx20cm, a altura de 2,88 metros e a quantidade total de 9 pilares, conforme equação 41.

$$V = (\text{Área} \cdot \text{Altura}) \cdot \text{Quantidade de pilares} \quad \text{Equação 41}$$

$$V = (0,20 \cdot 0,20 \cdot 2,88) \cdot 9 = 1,0368 \text{ m}^3$$

Para definir a quantidade de forma de madeira, conforme a equação 42, considera-se a altura do pilar de 2,88 metros e seus respectivos lados com 20cm.

$$Quant. \text{ Forma} = \text{Área face do pilar} \cdot \text{Quant de lados} \cdot \text{Quant de pilares} \quad \text{Equação 42}$$

$$Quant. \text{ Forma} = (2,88 \cdot 0,20) \cdot 4 \cdot 9 = 20,736 \text{ m}^2$$

Figura 46 – Planilha de orçamento

Código	Descrição	Unid.	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Porcentagem (%)
01	SERVIÇO DE COBERTURA - MADEIRA				55.009,48	100,00%
	Estrutura da Cobertura em Madeira com 9 tesouras de 8,65 metros e 1 tesoura de 7,10 metros, com fornecimento e montagem	M ²	327,52	155,50	50.927,90	92,58%
92776 - SINAPI	Armação de pilar ou viga de uma estrutura convencional de concreto armado em uma edificação térrea ou sobrado utilizando aço CA-50 de 6,3 mm - Montagem	KG	43,713	11,79	515,55	0,94%
C3272 - SEINFRA	Concreto p/vibr., fck = 20 Mpa com agregado produzido (s/transp.)	M ³	1,0368	466,12	483,28	0,88%
C1399 - SEINFRA	Forma madeira comp. plastificada 12mm p/ Estrutura corte/ Montagem/ Escoramento/ Desforma	M ²	20,736	148,67	3.082,76	5,60%
Código	Descrição	Unid.	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Porcentagem (%)
02	SERVIÇO DE COBERTURA - METÁLICA				25.503,98	100%
72111 - SINAPI	Estrutura metálica em tesoura ou treliça, vão livre de 15 metros, fornecimento e montagem, não sendo considerados os fechamentos metálicos, as colunas, os serviços gerais em alvenaria e concreto, as telhas de cobertura e a pintura de acabamento	M ²	327,52	77,87	25.503,98	100%

Fonte: Autor (2020).

Figura 47 – Composição de custos – Estrutura da cobertura em Madeira

Código	Descrição	Unid.	Classificação	Coefficiente	Preço Unitário	Total (R\$)	
Estrutura da Cobertura em Madeira com 9 tesouras de 8,65 metros e 1 tesoura de 7,10 metros, com fornecimento e montagem		M²					
	Linha Angelim vermelho - 5 cm x 18 cm (Terça)	M²	MAT	1,0351	38,63	39,99	
	Linha Angelim vermelho - 5 cm x 13 cm (Banzo inferior)	M²	MAT	0,308	27,89	8,59	
	Linha Angelim vermelho - 5 cm x 22 cm (Banzo superior)	M²	MAT	0,287	45,83	13,15	
	Linha Angelim vermelho - 5 cm x 9 cm (Diagonal)	M²	MAT	0,2046	19,3	3,95	
	Linha Angelim vermelho - 5 cm x 9 cm (Montante)	M²	MAT	0,0824	19,3	1,59	
I1161	Ferragem para as ligações	KG	MAT	0,18	10,9	1,96	
I1724	Prego	KG	MAT	0,12	11,26	1,35	
SUBTOTAL - MATERIAL						70,58	
I0498	Carpinteiro	h	MOD	0,6	17,83	10,698	
I0037	Ajudante	h	MOD	1,5	14,52	21,78	
SUBTOTAL - MÃO DE OBRA						32,478	
					ENCARGOS SOCIAIS	80,00%	25,98
					BDI	20,50%	26,45
VALOR TOTAL						155,50	

Fonte: Autor (2020).

Figura 48 – Composição de custos – Armação do pilar

Código	Descrição	Unid.	Classificação	Coefficiente	Preço Unitário	Total (R\$)	
92776 - SINAPI	Armação de pilar ou viga de uma estrutura convencional de concreto armado em uma edificação térrea ou sobrado utilizando aço CA-50 de 6,3 mm - Montagem	KG					
	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJE.	KG	MAT	1	5,466	5,47	
	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01KG/M)	KG	MAT	0,025	11,5		
SUBTOTAL - MATERIAL						5,47	
	AJUDANTE	H	MOD	0,08	13,25	1,06	
	ARMADOR	H	MOD	0,08	16,76	1,3408	
SUBTOTAL - MÃO DE OBRA						2,4008	
					ENCARGOS SOCIAIS	80,00%	1,92
					BDI	20,50%	2,01
VALOR TOTAL						11,79	

Fonte: Autor (2020).

Figura 49 – Composição de custos – Concreto

Código	Descrição	Unid.	Classificação	Coeficiente	Preço Unitário	Total (R\$)	
C3272 - SEINFRA	Concreto p/vibr., fck = 20 Mpa com agregado produzido (s/transp.)	M³					
I0566	Betoneira com motor a diesel (CHP)	H	EQUIP	1	23,21	23,21	
C3130	Areia de rio - extração	M³	MAT	0,8527	7	5,97	
C3253	Brita produzida para usos diversos	M³	MAT	0,836	72,27	60,42	
I0805	Cimento Portland	KG	MAT	336	0,46	154,56	
SUBTOTAL - MATERIAL						244,16	
I2543	Servente	H	MOD	6	13,21	79,26	
SUBTOTAL - MÃO DE OBRA						79,26	
					ENCARGOS SOCIAIS	80,00%	63,41
					BDI	20,50%	79,30
VALOR TOTAL						466,12	

Fonte: Autor (2020).

Figura 50 – Composição de custos – Forma em madeira

Código	Descrição	Unid.	Classificação	Coeficiente	Preço Unitário	Total (R\$)	
C1399 - SEINFRA	Forma madeira comp. plastificada 12mm p/ Estrutura corte/ Montagem/ Escoramento/ Desforma	M²					
I0566	TABUA DE 1" DE 3A. - L = 30cm	M	MAT	1,17	8,07	9,44	
I0526	CHAPA COMPENSADO PLASTIFICADO 12MM (1.22 X 2.44M)	M²	MAT	0,26	21,26	5,53	
I1728	REGO 18X27 (2 1/2 X 10)	KG	MAT	0,25	11,26	2,82	
I1691	MONTALETE / BARROTE DE 3"x3"	M	MAT	1,2	16,44	19,73	
I1846	SARRAFO DE 1"X4"	M	MAT	1,53	4,74	7,25	
SUBTOTAL - MATERIAL						44,76	
I0498	CARPINTEIRO	H	MOD	1,35	17,83	24,07	
I0041	AJUDANTE DE CARPINTEIRO	H	MOD	1,35	14,52	19,602	
SUBTOTAL - MÃO DE OBRA						43,67	
					ENCARGOS SOCIAIS	80,00%	34,94
					BDI	20,50%	25,29
VALOR TOTAL						148,67	

Fonte: Autor (2020).

O preço unitário, visto nas composições das figuras 47, 48, 49 e 50, realizado para a nova solução, foi obtido por meio da tabela de custos da Secretaria de Infraestrutura – SEINFRA, do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices – SINAPI e do mercado local da cidade de Natal/RN.

Com isso, após análise do orçamento realizado, o custo para executar a estrutura da cobertura hipotética em madeira é R\$ 29.505,50 superior ao custo da cobertura metálica projetada. Isso ocorre, pois na estrutura hipotética em madeira dispõe necessidade de vencer grandes vãos, resultando em perfis maiores comparado aos da estrutura metálica, além disso, há necessidade no aumento da quantidade de pilares, visto que a estrutura não pode ser apoiada na platibanda que é de alvenaria.

Dessa forma, para executar a cobertura em estrutura de madeira com as alterações necessárias adotadas, o custo é de R\$ 55.009,48 apenas para a área analisada. No entanto o custo da execução em estrutura metálica para essa mesma área é de R\$ 25.503,98.

8. CONCLUSÃO

A cobertura é de fato um item imprescindível para a edificação, podendo ser construída nos mais diversos materiais, desde que atenda a função de proteger o espaço interno e proporcione conforto. Como já foi visto, a cobertura analisada é considerada o item mais caro na execução da obra desse estudo de caso.

Em consequência disso, após os resultados analisados pode-se perceber o quão importante é dimensionar e avaliar os diversos materiais para a cobertura. De acordo com o dimensionamento e o comparativo realizado para as duas soluções propostas, fica nítido que a cobertura metálica é a melhor opção adotada, tendo em vista que o seu custo equivale a 46,36% do valor da cobertura hipotética em madeira.

Em virtude dos fatos mencionados, conclui-se que mesmo a estrutura em madeira sendo um material regionalmente mais acessível, para um âmbito de um CMEI a estrutura metálica se torna muito mais eficaz e econômica.

REFERÊNCIA

CONSTRUÇÃO METÁLICA: Hospitais e Escolas: a preferência pelo aço. São Paulo: Associação Brasileira da Construção Metálica, 2011. Trimestral. Disponível em:

<https://www.abcem.org.br/lib/php/_download.php?now=0&arq=produtos/371_rcm_103.pdf>. Acesso em: 02 set. 2019.

SANTOS, Luiz Carlos Caggiano. **Escolas e hospitais encontram no aço o diferencial para crescer.** 2011. Disponível em:

<https://www.abcem.org.br/lib/php/_download.php?now=0&arq=produtos/371_rcm_103.pdf>. Acesso em: 02 set. 2019.

E8 INTELIGÊNCIA. Centro Brasileiro da Construção em Aço (cbca). **CENÁRIO DOS FABRICANTES DE ESTRUTURAS EM AÇO 2019.** 8. ed. São Paulo: E8 Inteligência, 2019. 23 p. Disponível em: <<https://www.abcem.org.br/site/biblioteca-digital/publicacoes-abcem>>. Acesso em: 15 set. 2019.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA. **CONSTRUÇÃO EM AÇO | Vantagens:** O sistema construtivo em aço apresenta características significativas.. Disponível em: <<https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php>>. Acesso em: 15 set. 2019.

Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação - FNDE. **Projeto Tipo 2.** Disponível em: <<https://www.fnde.gov.br/index.php/programas/proinfancia/eixos-de-atuacao/projetos-arquitetonicos-para-construcao/item/6413-proinfancia-tipo-2>>. Acesso em: 15 set. 2019.

COGO, Jucelena Raquel Barbosa; TONON, Prof. M.sc.patricia. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE COBERTURAS DE AÇO E DE MADEIRA: UMA AVALIAÇÃO ENTRE O TRADICIONAL E O INOVADOR.** 2018. 13 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Araraquara- Uniara, Araraquara, 2018. Disponível em: <https://semanaacademica.org.br/system/files/artigos/artigo_-_jucelena_0.pdf>. Acesso em: 15 set. 2019.

AECWEB; LAHR, Francisco Antonio Rocco. **Estrutura de madeira tem vantagens, mas falta mão de obra especializada.** Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/estrutura-de-madeira-tem-vantagens-mas-falta-mao-de-obra-especializada_8594_10_0>. Acesso em: 29 set. 2019.

AECWEB; SALVATORE, Daniel; ZANCHET, Luiz. **Estrutura de madeira é opção para vencer grandes vãos.** Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/estrutura-de-madeira-e-opcao-para-vencer-grandes-vaos_10034_10_0>. Acesso em: 29 set. 2019.

KAMINSKI JUNIOR, Prof. João. **Construções de light steel frame.** 2006. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Construcoes_de_Light_Steel_Frame_Techne_n_112_2006.pdf>. Acesso em: 04 nov. 2019.

PEDROSO, Sharon Passini et al. **É produzido a partir de chapa de aço com espessura reduzida, gerando rapidez na execução da obra, redução no peso do edifício, redução de custos e desperdícios. A influência do aço neste tipo de sistema, mantém a estrutura leve.,** 2014. Disponível em: <<https://www.fag.edu.br/upload/ecci/anais/559532ca64bc5.pdf>>. Acesso em: 04 nov. 2019.

LOIACONE, Fabiana. **Telhas galvanizadas aliam conforto térmico e custo-benefício.** Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/telhas-galvanizadas-aliam-conforto-termico-e-custobeneficio_11679_10_1>. Acesso em: 11 nov. 2019.

ARQUITETURA, Catálogo de. **Isotelha PUR - Isoeste.** Disponível em: <<http://catalogodearquitetura.com.br/isotelha-pur-isoeste.html>>. Acesso em: 11 nov. 2019.

ROSSI, Fabrício. **Tipos de Telhas e suas Características.** Disponível em: <<https://pedreiro.com.br/wp-content/uploads/2014/02/Pedreiro-instagram-tipos-telhas-03mar2017.jpg>>. Acesso em: 11 nov. 2019.

MOLITERNO, Antonio. 1.Introdução. In: MOLITERNO, Antonio. **Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira.** 4. ed. São Paulo: Blucher, 2010. Cap. 1. p. 1-11.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt–associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt–associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 15 p. Citação com autor incluído no texto: ABNT (2003) Citação com autor não incluído no texto: (ABNT, 2003). 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2008. 237 p.

CAMPOS, Bruno. **Cobertura e Arquitetura**. 2015. Disponível em: <<http://brasiliaconcreta.com.br/cobertura-e-arquitetura/>>. Acesso em: 19 out. 2019.

HAYASAKA, Eli K.. **ESCOLA DE ENSINO MÉDIO DO COLÉGIO SANTA MARIA**. 2015. Disponível em: <<https://www.galeriadaarquitetura.com.br/projetos/referencias-ambientes-d/148736/88/3892/1/>>. Acesso em: 15 out. 2019.

EDUCAÇÃO, Portal. **Origem da telha**. 2018. Disponível em: <<https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/engenharia/origem-da-telha/60348>>. Acesso em: 07 dez. 2019.

MEYER, Maximiliano. **O que é Excel**. 2018. Disponível em: <<https://www.aprenderexcel.com.br/2013/tutoriais/o-que-e-excel>>. Acesso em: 09 dez. 2019.

Ftool: A análise estrutural bidimensional com eficiência e facilidade. O Ftool certamente você já conhece!. A análise estrutural bidimensional com eficiência e facilidade. O Ftool certamente você já conhece!. 2015. Disponível em: <https://www.ecivilnet.com/software/ftool_analise_estrutural.htm>. Acesso em: 09 dez. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: Abnt, 1997. 107 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt - Br, 1998. 66 p.

PFEIL, Walter; MICHÈLE. **Estruturas de Madeira**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2003.

LOPES, Marina Stygar. **O uso da madeira na construção civil**. 2019. Disponível em: <https://www.matanativa.com.br/blog/madeira-na-construcao-civil/>. Acesso em: 13 maio 2020.

EDUCA, Maxi. **Telhados**. Disponível em: <https://blog.maxieduca.com.br/wp-content/uploads/2018/08/Telhados.png>. Acesso em: 16 set. 2019.

RIGHI, Miguel Rigo. **ANÁLISE COMPARATIVA DE PONTES METÁLICAS TRELIÇADAS**. Disponível em: http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/1_2018/TCC_MIGUEL%20RIGO%20RIGHI.pdf. Acesso em: 16 set. 2019.

ROSSI, Fabrício. **Tipos de telhas**. Disponível em: <https://pedreiro.com.br/wp-content/uploads/2014/02/Pedreiro-instagram-tipos-telhas-03mar2017.jpg>. Acesso em: 09 set. 2019.

ABCEM. **AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES**. Disponível em: https://www.abcem.org.br/construmetal/downloads/presentação/2_ABORDAGEM-DIDATICA-E-PRATICA-DA-ACAO-DO-VENTO-EM-EDIFICACOES.pdf. Acesso em: 04 set. 2019.

GESUALDO, Prof. Francisco A. Romero. **ESTRUTURAS DE MADEIRA**: notas de aula. Notas de Aula. 2003. Disponível em: http://usuarios.upf.br/~zacarias/Notas_de_Aula_Madeiras.pdf. Acesso em: 11 set. 2019.

BRITO, Jorge de. **Estruturas primitivas de cobertura em madeira**. 2004. Disponível em: https://www.researchgate.net/figure/1-Estruturas-primitivas-de-cobertura-em-madeira_fig1_282155444. Acesso em: 09 set. 2019.

ANEXO A – LEVANTAMENTO DE DADOS E CÁLCULO DO VENTO

Anexo A – Levantamento de dados

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Sobrecarga de Utilidade	0	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Absorção de Água Pluvial (30% do Pptelhas)	0	kN/m ²
Peso próprio das ripas	0	kN/m ²
Peso próprio dos caibros	0	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,463	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,094	kN/m ²

Cargas Permanentes da Tesoura (G) = 2,226 kN/m

Cargas Acidentais da Tesoura (Q) = 2,188 kN/m

Cargas Permanentes da Terça (G) = 0,617 kN/m

Cargas Acidentais da Terça (Q) = 0,360 kN/m

Dados	Cálculo vento	Terça	Treliça	+
-------	---------------	-------	---------	---

Fonte: Autor (2020).

Anexo A – Descrição dos afastamentos

Descrição dos Afastamentos	Valor	Unidade
Espaçamento (vão) das tesouras/treliça	8,75	m
Comprimento da treliça	8,65	m
Espaçamento (vão) da terça	1,44	m
Comprimento da terça	8,75	m
Altura da tesoura	0,52	m

A altura da tesoura é determinada pela proporção do ângulo de inclinação do telhado com o seu comprimento

Fonte: Autor (2020).

Anexo A – Cálculo do vento

A	B	C	D	E	F	G	H
Como usar:							
1 - Preencher somente as células verdes							
Cidade:	Natal/RN			V0 =	30	m/s	
				S1 =	1,0		
				S2 =	0,764		
				S3 =	1,0		
Determinação do S2							
Dimensões da Edificação							
b =	34,5	m		Vento a 90º			
Categoria =	IV						
Classe =	B						
Parâmetros meteorológicos (Tabela 1)							
b =	0,85						
p =	0,125						
Fr =	0,98						
Zmin =	5	metros					
Velocidade Característica							
Vk =	22,92	m/s					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"> Dados Cálculo vento Terça Treliça Planilha1 </div>							

Fonte: Autor (2020).

Anexo A – Cálculo do vento

A	B	C	D	E	F	G	H
Velocidade Característica							
Vk =	22,92	m/s					
Pressão dinâmica							
q =	321,91	N/m ²					
q =	0,322	kN/m ²					
Determinação de Cpi							
Cpi =	0,2						
Cpi =	0,0						
Determinação de Cpe							
Relações Geométricas da estrutura							
a (comprimento) =	34,5	metros					
b (largura/frente) =	8,65	metros					
h (altura) =	3,0	metros					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"> Dados Cálculo vento Terça Treliça Planilha1 </div>							

Fonte: Autor (2020).

Anexo A – Cálculo do vento

h/b =	0,347
a/b =	3,988439
θ =	3 graus

Cpe =	-0,5
Cpe =	-1

Coeficiente de pressão total das águas esquerda e direita	
Cp =	-0,7
Cp =	-1,2

Coeficiente de pressão total da terça	
Cp =	-0,7
Cp =	-1,2

Cálculo da força do vento

Na Tesoura (Esquerda e Direita) Li = 8,75 metros

Esquerda

Ve = -1,972 kN/m

Fonte: Autor (2020).

Anexo A – Cálculo do vento

Ve =	-3,380 kN/m
------	-------------

Na terça Li = 8,75 metros São Ventos de Sucção

Esquerda

Ve = -1,972 kN/m

Direita

Ve = -3,380 kN/m

Carregamento combinado

Tesoura

F1d = 5,956 kN/m Neste caso não ocorreu vento de sobrepressão (sinal positivo)

F2d = 4,118 kN/m

F3d = -1,324 kN/m

Terça

F1d = 1,306 kN/m

F2d = 1,004 kN/m

F3d = -2,932 kN/m

Fonte: Autor (2020).

ANEXO B – CÁLCULO DA TERÇA

Anexo B – Cálculo da terça

FLEXÃO OBLIQUA	
Decomposição das ações atuantes	
$q =$	2,932 kN/m
$\theta =$	3 graus
$\text{Sen } \theta =$	0,0523
$\text{Cos } \theta =$	0,9986
$q_x =$	0,153344 kN/m
$q_y =$	2,927895 kN/m
Determinação dos momentos máximos de cálculo	
$L =$	8,75 metros
$M_{y,d} \text{ máx} =$	1,467546 kN.m
$M_{x,d} \text{ máx} =$	28,02087 kN.m
Determinação da seção	
Perfil adotado =	18 cm x 22 cm

< >
Dados Cálculo vento **Terça** Treliça

Fonte: Autor (2020).

Anexo B – Cálculo da terça

Determinação das tensões de flexão	
x (Centricidade) para $M_{y,d}$ =	9 cm
y (Centricidade) para $M_{x,d}$ =	11 cm
$I_x =$	15972 cm ⁴
$I_y =$	10692 cm ⁴
$\sigma_{M_{x,d}} =$	1,929812 kN/cm ²
$\sigma_{M_{y,d}} =$	0,123531 kN/cm ²
Determinação de f_{wd}	
$\gamma_w =$	1,4
$K_{mod} =$	0,56
$f_{ck} =$	53,69 Mpa
$f_{cd} =$	21,476 Mpa
$f_{cd} =$	2,1476 kN/cm ²

Fonte: Autor (2020).

Anexo B – Cálculo da terça

Verificação			
Condição 1:	0,927	≤	1 OK
Condição 2:	0,507	≤	1 OK
Taxa (%)			
Taxa =	92,7 %		
CISALHAMENTO			
Determinação de $V_{x,d}$ e $V_{y,d}$			
$V_{x,d}$ =	0,670878	kN	
$V_{y,d}$ =	12,80954	kN	
Condição de Segurança			
$\tau_d \leq f_{vod}$			
τ_{dx} =	0,00254	kN/cm ²	

Dados
Cálculo vento
Terça
T

Fonte: Autor (2020).

Anexo B – Cálculo da terça

Condição de Segurança			
$\tau_d \leq f_{vod}$			
τ_{dx} =	0,00254	kN/cm ²	
τ_{dy} =	0,048521	kN/cm ²	
f_{vk} =	6,102	Mpa	
γ_w =	1,8		
f_{vod} =	1,9	Mpa	f_{vod} = 0,19 kN/cm ²
τ_d =	0,0486	kN/cm ²	≤ f_{vod} = 0,19 kN/cm ² Ok
Taxa (%)			
Taxa =	25,59 %		

Fonte: Autor (2020).

Anexo B – Cálculo da terça

FLECHA	
Ações Permanentes	
FG =	0,617 kN/m → 0,006171 kN/cm
Ações Variáveis	
Facid. =	0,36 kN/m → 0,0036 kN/cm
Ix =	15972 cm ⁴
Iy =	10692 cm ⁴
Ecm =	16694 Mpa
Eco,ef =	9348,64 Mpa → 934,864 kN/cm ²
L =	875 cm
Flecha Efetiva	
Fser =	0,006891 kN/cm
U _{serv} =	3,522 cm

Fonte: Autor (2020).

Anexo B – Cálculo da terça

Ecm =	16694 Mpa	
Eco,ef =	9348,64 Mpa	→ 934,864 kN/cm ²
L =	875 cm	
Flecha Efetiva		
Fser =	0,006891 kN/cm	
U _{serv} =	3,522 cm	
Flecha Admissível		
U _{adm} =	4,375 cm	
Verificação		
U _{serv} ≤ U _{adm}		
U _{ef} =	3,522 cm	≤ U _{adm} = 4,375 cm
		Ok

Fonte: Autor (2020).

ANEXO C – CÁLCULO DA TESOURA

Anexo C – Cálculo da treliça – Banzo Superior e Inferior

BANZO INFERIOR E SUPERIOR

COMPRESSÃO

$N_c, S_d = 182,5$ kN Situação mais desfavorável (pode ser sinal negativo - mas não coloca com o sinal negativo) este valor está em módulo
 $L = 1,46$ metros Maior distância entre banzos
 Perfil adotado = 8 cm x 20 cm

Determinação de λ_x e λ_y

$I_x = 5333,333$ cm⁴

$I_y = 853,3333$ cm⁴

$A_g = 160$ cm²

$r_x = 5,77$ cm

$r_y = 2,31$ cm

$\lambda_x = 25,29$

$\lambda_y = 63,22$

Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta

Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta

$0 \leq \lambda < 40$ Peça Curta

$40 \leq \lambda < 80$ Peça Medianamente Esbelta

$80 \leq \lambda < 140$ Peça Esbelta

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Banzo Superior e Inferior

Determinação do fcd

$\gamma_w = 1,4$

$K_{mod} = 0,56$

$f_{ck} = 53,69$ Mpa

$f_{cd} = 21,476$ Mpa

$f_{cd} = 2,1476$ kN/cm²

Caso seja PEÇA MEDIANAMENTE ESBELTA, admitir estes valores

Determinação do σ_{Nd}

$\sigma_{Nd} = 1,141$ kN/cm²

$\sigma_{Nd} = 11,41$ Mpa

Determinação do σ_{Md}

$e_a = 0,487$ cm

$E_{cm} = 16694$ Mpa

$E_{c,ef} = 9348,64$ Mpa

$N_e = 369,37$ kN

$e_i = 0$ cm

$e_1 = 0,487$ cm

$e_d = 0,962$ cm

Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)

$E_{c,ef} = 934,86$ kN/cm²

No caso de peças submetidas a compressão centrada

Dados | Cálculo vento | Terça | **Treliça** | +

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Banzo Superior e Inferior

Determinação do σ_{Md}

ea =	0,487	cm	
Ecm =	16694	Mpa	Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)
Ec,ef =	9348,64	Mpa	
Ne =	369,37	kN	Ec,ef = 934,86 kN/cm ²
ei =	0	cm	No caso de peças submetidas a compressão centrada
e1 =	0,487	cm	
ed =	0,962	cm	
Md =	175,56	kN.cm	
σ_{Md} =	0,8229	kN/cm ²	σ_{Md} = 8,2292 Mpa

Critério de Segurança

$$0,914 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 91,4 \%$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Banzo Superior e Inferior

BANZO INFERIOR E SUPERIOR

TRAÇÃO

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 181,2 \text{ kN} \\ L &= 1,46 \text{ metros} \\ \text{Perfil adotado} &= 5 \text{ cm} \times 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

Limite de Esbeltez

$$\begin{aligned} r_{\min} &= 2,31 \text{ cm} \\ \lambda &= 63,22 \leq 170 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Determinação de Awn

Ligação com parafuso

$$\text{Diâmetro} = 1,9 \text{ cm}$$

$$A_{wn} = 80,25 \text{ cm}^2$$

Determinação de f_{td}

$$f_{tm} = 104,9 \text{ Mpa}$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Banzo Superior e Inferior

Determinação de f_{td}

$f_{tm} = 104,9$ Mpa
 $\gamma_w = 1,8$
 $K_{mod} = 0,56$

$f_{t0k} = 73,43$ Mpa
 $f_{td} = 22,84$ Mpa

Verificação de Segurança

$\sigma_{sd} = 2,258$ kN/cm²
 $\sigma_{sd} = 22,58$ Mpa

$\sigma_{sd} = 22,58$ Mpa \leq $f_{td} = 22,84$ Mpa **OK**

Taxa (%)

Taxa = 98,84 %

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Diagonal e Montante

DIAGONAL E MONTANTE

COMPRESSÃO

$N_c, S_d = 37,2$ kN Situação mais desfavorável (pode ser sinal negativo - mas não coloca com o sinal negativo) este valor está em módulo
 $L = 1,48$ metros Maior distância entre banzos
 Perfil adotado = 7 cm x 9 cm

Determinação de I_x e I_y

$I_x = 425,25$ cm⁴
 $I_y = 257,25$ cm⁴
 $A_g = 63$ cm²
 $r_x = 2,60$ cm
 $r_y = 2,02$ cm
 $\lambda_x = 56,97$
 $\lambda_y = 73,24$

Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta
 Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta

$0 \leq \lambda < 40$ Peça Curta
 $40 \leq \lambda < 80$ Peça Medianamente Esbelta
 $80 \leq \lambda < 140$ Peça Esbelta

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Diagonal e Montante

Determinação do fcd	
$\gamma_w =$	1,4
$K_{mod} =$	0,56
$f_{ck} =$	53,69 Mpa
$f_{cd} =$	21,476 Mpa
$f_{cd} =$	2,1476 kN/cm ²
Caso seja PEÇA MEDIANAMENTE ESBELTA, admitir estes valores	
Determinação do σ_{Nd}	
$\sigma_{Nd} =$	0,590 kN/cm ²
$\sigma_{Nd} =$	5,90 Mpa
Determinação do σ_{Md}	
$e_a =$	0,493 cm
$E_{cm} =$	16694 Mpa
$E_{c,ef} =$	9348,64 Mpa
$N_e =$	108,36 kN
$e_i =$	0 cm
$e_1 =$	0,493 cm
$e_d =$	0,751 cm
Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)	
$E_{c,ef} =$	934,86 kN/cm ²
No caso de peças submetidas a compressão centrada	

Dados | Cálculo vento | Terça | **Treliça** | +

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Diagonal e Montante

Determinação do σ_{Md}	
$e_a =$	0,493 cm
$E_{cm} =$	16694 Mpa
$E_{c,ef} =$	9348,64 Mpa
$N_e =$	108,36 kN
$e_i =$	0 cm
$e_1 =$	0,493 cm
$e_d =$	0,751 cm
Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)	
$E_{c,ef} =$	934,86 kN/cm ²
No caso de peças submetidas a compressão centrada	
$M_d =$	27,95 kN.cm
$\sigma_{Md} =$	0,380 kN/cm ²
$\sigma_{Md} =$	3,80 Mpa
Critério de Segurança	
0,4520	≤ 1 OK
Taxa (%)	
Taxa =	45,20 %

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Diagonal e Montante

DIAGONAL E MONTANTE**TRAÇÃO**

$$N_{sd} = 17,4 \text{ kN}$$

$$L = 0,52 \text{ metros}$$

$$\text{Perfil adotado} = 5 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}$$

Limite de Esbeltez

$$r_{min} = 2,02 \text{ cm}$$

$$\lambda = 25,73 \leq 170 \quad \text{OK}$$

Determinação de A_{wn}

Ligação com parafuso

$$\text{Diâmetro} = 1,9 \text{ cm}$$

$$A_{wn} = 35,25 \text{ cm}^2$$

Determinação de f_{td}

$$f_{tm} = 104,9 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_w = 1,8$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo C – Cálculo da treliça – Diagonal e Montante

Determinação de f_{td}

$$f_{tm} = 104,9 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_w = 1,8$$

$$K_{mod} = 0,56$$

$$f_{t0k} = 73,43 \text{ Mpa}$$

$$f_{td} = 22,84 \text{ Mpa}$$

Verificação de Segurança

$$\sigma_{sd} = 0,494 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{sd} = 4,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd} = 4,94 \text{ Mpa} \leq f_{td} = 22,84 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 21,61 \%$$

Fonte: Autor (2020).

ANEXO D – 2º SOLUÇÃO LEVANTAMENTO E CÁLCULO DO VENTO

Anexo D – Levantamento de dados da 2º Solução

Dados:

Descrição	Carga	Unidade
Sobrecarga Acidental	0,25	kN/m ²
Sobrecarga de Utilidade	0	kN/m ²
Peso próprio das telhas	0,107	kN/m ²
Absorção de Água Pluvial (30% do Pptelhas)	0	kN/m ²
Peso próprio das ripas	0	kN/m ²
Peso próprio dos caibros	0	kN/m ²
Peso próprio das terças	0,105	kN/m
Peso próprio das treliças + contraventamento	0,09	kN/m ²

Descrição dos Afastamentos	Valor	Unidade
Espaçamento (vão) das tesouras/treliça	4,5	m
Comprimento da treliça	8,65	m
Espaçamento (vão) da terça	1,08	m
Comprimento da terça	4,5	m
Altura da tesoura	0,52	m

Cargas Permanentes da Treliça (G) = 1,012 kN/m

Cargas Acidentais da Treliça (Q) = 1,125 kN/m

Cargas Permanentes da Terça (G) = 0,221 kN/m

Cargas Acidentais da Terça (Q) = 0,270 kN/m

Dados	Cálculo vento	Terça	Treliça
-------	---------------	-------	---------

Fonte: Autor (2020).

Anexo D – Cálculo do vento da 2º Solução

Cidade: Natal/RN

V0 = 30 m/s

S1 = 1,0

S2 = 0,764

S3 = 1,0

Determinação do S2

Dimensões da Edificação

b = 34,5 m Vento a 90º

Categoria = IV

Classe = B

Parâmetros meteorológicos (Tabela 1)

b = 0,85

p = 0,125

Fr = 0,98

Zmin = 5 metros

Velocidade Característica

Vk = 22,92 m/s

Pressão dinâmica

q = 221,81 N/m²

Dados	Cálculo vento	Terça	Treliça
-------	---------------	-------	---------

Fonte: Autor (2020).

Anexo D – Cálculo do vento da 2º Solução

Pressão dinâmica	
q =	321,91 N/m ²
q =	0,322 kN/m ²

Determinação de C _{pi}	
C _{pi} =	0,2
C _{pi} =	0,0

Determinação de C _{pe}	
Relações Geométricas da estrutura	
a (comprimento) =	34,5 metros
b (largura/frente) =	8,65 metros
h (altura) =	3,0 metros

h/b =	0,347
a/b =	3,988439

← → Dados **Cálculo vento** Terça Treliça

Fonte: Autor (2020).

Anexo D – Cálculo do vento da 2º Solução

a/b =	3,988439
θ =	3 graus

C _{pe} =	-0,5
C _{pe} =	-1

Coeficiente de pressão total das águas esquerda e direita	
C _p =	-0,7 Água Esquerda
C _p =	-1,2 Água Direita

Coeficiente de pressão total da terça	
C _p =	-0,7
C _p =	-1,2

Cálculo da força do vento

Na Tesoura (Esquerda e Direita) L_i = 4,5 metros

Esquerda

Ve = -1,014 kN/m

Direita

← → Dados **Cálculo vento** Terça Treliça +

Fonte: Autor (2020).

Anexo D – Cálculo do vento da 2ª Solução

$$V_e = -1,738 \text{ kN/m}$$

Na terça L_i = 4,5 metros São Ventos de Sucção
 Esquerda
 $V_e = -1,014 \text{ kN/m}$

Direita
 $V_e = -1,738 \text{ kN/m}$

Carregamento combinado

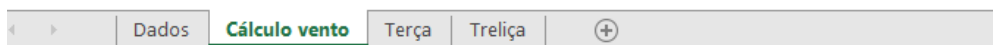
Tesoura
 $F_{1d} = 2,890 \text{ kN/m}$ Neste caso não ocorreu vento de sobrepressão (sinal positivo)
 $F_{2d} = 1,945 \text{ kN/m}$
 $F_{3d} = -0,813 \text{ kN/m}$

Terça

$$F_{1d} = 0,665 \text{ kN/m}$$

$$F_{2d} = 0,438 \text{ kN/m}$$

$$F_{3d} = -1,604 \text{ kN/m}$$



Fonte: Autor (2020).

ANEXO E – 2ª SOLUÇÃO CÁLCULO DA TERÇA

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

FLEXÃO OBLIQUA

Decomposição das ações atuantes

$$q = 1,604 \text{ kN/m} \quad \theta = 3 \text{ graus}$$

$$\text{Sen } \theta = 0,0523$$

$$\text{Cos } \theta = 0,9986$$

$$q_x = 0,0838892 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 1,6017544 \text{ kN/m}$$

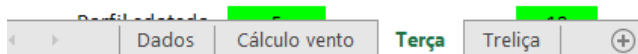
Determinação dos momentos máximos de cálculo

$$L = 4,5 \text{ metros}$$

$$M_{y,d} \text{ máx} = 0,2123445 \text{ kN.m}$$

$$M_{x,d} \text{ máx} = 4,0544408 \text{ kN.m}$$

Determinação da seção



Fonte: Autor (2020).

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

Determinação da seção

Perfil adotado = 5 cm x 18 cm

Determinação das tensões de flexão

x (Centricidade) para $M_{y,d}$ = 2,5 cm

y (Centricidade) para $M_{x,d}$ = 9 cm

I_x = 2430 cm⁴

I_y = 187,5 cm⁴

$\sigma_{M_{x,d}}$ = 1,501645 kN/cm²

$\sigma_{M_{y,d}}$ = 0,283126 kN/cm²

Determinação de f_{wd}

γ_w = 1,4

K_{mod} = 0,56

f_{ck} = 53,69 Mpa

f_{cd} = 21,476 Mpa

f_{cd} = 2,1476 kN/cm²

Fonte: Autor (2020).

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

Verificação

Condição 1: 0,765 ≤ 1 OK

Condição 2: 0,481 ≤ 1 OK

Taxa (%)

Taxa = 76,5 %

CISALHAMENTO

Determinação de $V_{x,d}$ e $V_{y,d}$

$V_{x,d}$ = 0,1887507 kN

$V_{y,d}$ = 3,6039474 kN

Fonte: Autor (2020).

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

Condição de Segurança

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{dx} = 0,00315 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{dy} = 0,0600658 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vk} = 6,102 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_w = 1,8$$

$$f_{v,d} = 1,9 \text{ Mpa}$$

$$f_{v,d} = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_d = 0,0601 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,19 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 31,68 \%$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

FLECHA	
Ações Permanentes	
FG = 0,221 kN/m	→ 0,00221 kN/cm
Ações Variáveis	
Facid. = 0,270 kN/m	→ 0,0027 kN/cm
ix = 2430 cm ⁴	
ly = 187,5 cm ⁴	
Ecm = 16694 Mpa	
Eco,ef = 9348,64 Mpa	→ 934,864 kN/cm ²
L = 450 cm	
Flechas em Serviço	
f,ser = 0,00275 cm	

Fonte: Autor (2020).

Anexo E – Cálculo da terça da 2ª Solução

Flechas em Serviço

$$f_{,ser} = 0,00275 \text{ cm}$$

$$U_{,serv} = 0,646 \text{ cm}$$

Flecha Admissível

$$f_{adm} = 2,25 \text{ cm}$$

Verificação

$$f_{serv} \leq f_{adm}$$

$$f_{, serv} = 0,646 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,25 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

Fonte: Autor (2020).

ANEXO F – 2ª SOLUÇÃO CÁLCULO DA TESOURA

Anexo F – Cálculo da tesoura (Banzo inferior e superior) da 2ª Solução

BANZO INFERIOR E SUPERIOR	
COMPRESSÃO	
Nc,Sd = 94,1 kN	Situação mais desfavorável (pode ser sinal negativo - mas não coloca com o sinal negativo) este valor está em módulo
L = 1,1 metros	Maior distância entre banzos
Perfil adotado = 5 cm	x 22 cm
Determinação de λ_x e λ_y	
$I_x = 4436,67 \text{ cm}^4$	
$I_y = 229,167 \text{ cm}^4$	
$A_g = 110 \text{ cm}^2$	
$r_x = 6,35 \text{ cm}$	
$r_y = 1,44 \text{ cm}$	
$\lambda_x = 17,32$	Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta
$\lambda_y = 76,21$	Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta
	$0 \leq \lambda < 40$ Peça Curta $40 \leq \lambda < 80$ Peça Medianamente Esbelta $80 \leq \lambda < 140$ Peça Esbelta

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Banzo inferior e superior) da 2ª Solução

Determinação do f_{cd}

$$\begin{aligned} \gamma_w &= 1,4 \\ K_{mod} &= 0,56 \\ f_{ck} &= 53,69 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$f_{cd} = 21,476 \text{ Mpa} \quad f_{cd} = 2,1476 \text{ kN/cm}^2$$

Caso seja PEÇA MEDIANAMENTE ESBELTA, admitir estes valores

Determinação do σ_{Nd}

$$\sigma_{Nd} = 0,855 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{Nd} = 8,55 \text{ Mpa}$$

Determinação do σ_{Md}

$$\begin{aligned} e_a &= 0,367 \text{ cm} \\ E_{cm} &= 16694 \text{ Mpa} \\ E_{c,ef} &= 9348,64 \text{ Mpa} \\ N_e &= 174,75 \text{ kN} \\ e_i &= 0 \text{ cm} \\ e_1 &= 0,367 \text{ cm} \\ e_d &= 0,794 \text{ cm} \end{aligned}$$

Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)

$$E_{c,ef} = 934,86 \text{ kN/cm}^2$$

No caso de peças submetidas a compressão centrada

$$M_d = 74,76 \text{ kN.cm}$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Banzo inferior e superior) da 2ª Solução

$$\sigma_{Nd} = 0,855 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{Nd} = 8,55 \text{ Mpa}$$

Determinação do σ_{Md}

$$\begin{aligned} e_a &= 0,367 \text{ cm} \\ E_{cm} &= 16694 \text{ Mpa} \\ E_{c,ef} &= 9348,64 \text{ Mpa} \\ N_e &= 174,75 \text{ kN} \\ e_i &= 0 \text{ cm} \\ e_1 &= 0,367 \text{ cm} \\ e_d &= 0,794 \text{ cm} \end{aligned}$$

Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)

$$E_{c,ef} = 934,86 \text{ kN/cm}^2$$

No caso de peças submetidas a compressão centrada

$$M_d = 74,76 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{Md} = 0,8156 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{Md} = 8,1558 \text{ Mpa}$$

Critério de Segurança

$$0,778 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 77,8 \%$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Banzo inferior e superior) da 2º Solução

BANZO INFERIOR E SUPERIOR

TRAÇÃO

Nsd = 93,4 kN
 L = 1,09 metros
 Perfil adotado = 5 cm x 13 cm

Limite de Esbeltez

rmin = 1,44 cm
 $\lambda = 75,52 \leq 170$ OK

Determinação de Awn

Ligação com parafuso
 Diâmetro = 1,9 cm

Awn = 55,25 cm²

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Banzo inferior e superior) da 2º Solução

Determinação de ftd

ftm = 104,9 Mpa
 $\gamma_w = 1,8$
 Kmod = 0,56

ft0k = 73,43 Mpa

ftd = 22,84 Mpa

Verificação de Segurança

$\sigma_{sd} = 1,690$ kN/cm²
 $\sigma_{sd} = 16,90$ Mpa

$\sigma_{sd} = 16,90$ Mpa \leq ftd = 22,84 Mpa OK

Taxa (%)

Taxa = 74,00 %

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Diagonal) da 2ª Solução

DIAGONAL E MONTANTE

COMPRESSÃO

$N_c, S_d = 14,2$ kN Situação mais desfavorável (pode ser sinal negativo - mas não coloca com o sinal negativo) este valor está em módulo
 $L = 1,15$ metros Maior distância entre banzos
 Perfil adotado = 5 cm x 9 cm

Determinação de I_x e I_y

$I_x = 303,75$ cm⁴
 $I_y = 93,75$ cm⁴
 $A_g = 45$ cm²
 $r_x = 2,60$ cm
 $r_y = 1,44$ cm
 $\lambda_x = 44,26$
 $\lambda_y = 79,67$

Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta
 Verificar se a peça é Curta, medianamente esbelta ou Esbelta

$0 \leq \lambda < 40$ Peça Curta
 $40 \leq \lambda < 80$ Peça Medianamente Esbelta
 $80 \leq \lambda < 140$ Peça Esbelta

Determinação do fcd

$\gamma_w = 1,4$

Dados Cálculo vento Terça Treliza

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Diagonal) da 2ª Solução

Determinação do fcd

$\gamma_w = 1,4$
 $K_{mod} = 0,56$
 $f_{ck} = 53,69$ Mpa
 $f_{cd} = 21,476$ Mpa $f_{cd} = 2,1476$ kN/cm²

Caso seja PEÇA MEDIANAMENTE ESBELTA, admitir estes valores

Determinação do σ_{Nd}

$\sigma_{Nd} = 0,316$ kN/cm² $\sigma_{Nd} = 3,16$ Mpa

Determinação do σ_{Md}

$e_a = 0,383$ cm
 $E_{cm} = 16694$ Mpa
 $E_{c,ef} = 9348,64$ Mpa
 $N_e = 65,41$ kN
 $e_i = 0$ cm
 $e_1 = 0,383$ cm
 $e_d = 0,490$ cm
 $M_d = 6,95$ kN.cm

Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)
 $E_{c,ef} = 934,86$ kN/cm²

No caso de peças submetidas a compressão centrada

Dados Cálculo vento Terça Treliza

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Diagonal) da 2ª Solução

Determinação do σ_{Md}

$ea = 0,383$ cm	
$E_{cm} = 16694$ Mpa	Classe de Resistência depende do tipo da madeira (tabelado)
$E_{c,ef} = 9348,64$ Mpa	$E_{c,ef} = 934,86$ kN/cm ²
$N_e = 65,41$ kN	
$e_i = 0$ cm	No caso de peças submetidas a compressão centrada
$e_1 = 0,383$ cm	
$e_d = 0,490$ cm	
$M_d = 6,95$ kN.cm	
$\sigma_{Md} = 0,185$ kN/cm ²	$\sigma_{Md} = 1,85$ Mpa

Critério de Segurança

$$0,2333 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 23,33 \%$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Montante) da 2ª Solução

DIAGONAL E MONTANTE

TRAÇÃO

$NS_d = 9,6$ kN	
$L = 0,52$ metros	
Perfil adotado = 5 cm	x 9 cm

Limite de Esbeltez

$$r_{min} = 1,44 \text{ cm}$$

$$\lambda = 36,03 \leq 170 \quad \text{OK}$$

Determinação de A_{wn}

Ligação com parafuso

$$\text{Diâmetro} = 1,9 \text{ cm}$$

$$A_{wn} = 35,25 \text{ cm}^2$$

Fonte: Autor (2020).

Anexo F – Cálculo da tesoura (Montante) da 2º Solução

$$A_{wn} = 35,25 \text{ cm}^2$$

Determinação de f_{td}

$$f_{tm} = 104,9 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_w = 1,8$$

$$K_{mod} = 0,56$$

$$f_{t0k} = 73,43 \text{ Mpa}$$

$$f_{td} = 22,84 \text{ Mpa}$$

Verificação de Segurança

$$\sigma_{sd} = 0,272 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{sd} = 2,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd} = 2,72 \text{ Mpa} \leq$$

$$f_{td} = 22,84 \text{ Mpa}$$

OK

Taxa (%)

$$\text{Taxa} = 11,92 \%$$

Fonte: Autor (2020).