



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA – UFU
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL – FECIV
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



NORIE NE CRISTINA SILVA

**SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE MADEIRA:
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIMENSIONAMENTOS
REALIZADOS COM BASE EM UMA ESTRUTURA REAL**

Uberlândia – MG

2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA – UFU
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL – FECIV
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



NORIE NE CRISTINA SILVA

**SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE MADEIRA: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE
DIMENSIONAMENTOS REALIZADOS COM BASE EM UMA ESTRUTURA REAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil – FECIV, da
Universidade Federal de Uberlândia, como requisito
obrigatório para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo.

Uberlândia – MG
2018

NORIE NE CRISTINA SILVA

**SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE MADEIRA: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE
DIMENSIONAMENTOS REALIZADOS COM BASE EM UMA ESTRUTURA REAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil – FECIV, da
Universidade Federal de Uberlândia, como requisito
obrigatório para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Aprovada em: ____ / ____ / ____

Conceito: _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo – Orientador
Universidade Federal de Uberlândia

Prof. Dr. Jesiel Cunha
Universidade Federal de Uberlândia

Prof. Dr. Paulo Roberto Cabana Guterres
Universidade Federal de Uberlândia

RESUMO

O presente trabalho apresenta a avaliação do dimensionamento de uma cobertura real construída com madeira roliça proveniente de reflorestamento. A escolha do tema e objeto de estudo baseou-se no fato de que uma parcela expressiva das estruturas de coberturas no país que empregam a madeira como principal componente construtivo, não são concebidas por meio de dimensionamentos adequados. A concepção destas edificações utilizando-se métodos empíricos, induz ao emprego de peças superdimensionadas ou inadequadas, com propriedades de resistências distintas e configurações arquitetônicas não ideais. Estes fatos foram observados após análises da cobertura de referência, comprovando-se, então, que a mesma não foi projetada conforme recomendações normativas. Além da avaliação desta edificação, são apresentadas propostas de sistemas construtivos que poderiam ter sido empregados com base nos aspectos arquitetônicos originais desta, alterando-se apenas as características quanto à forma, espécie, tipo de material e arranjos das peças de madeira. Os sistemas construtivos expostos para fins comparativos empregam desde treliças de madeira roliça de Eucalipto e de madeira serrada tropical às vigas compostas por lâminas de madeira beneficiadas. O dimensionamento e concepção estrutural adequados induziram à uma redução do consumo de madeira em torno de 9,33%, se comparado o sistema mais eficiente – treliça *Howe* de madeira roliça, com o arranjo original das peças da edificação de referência. Os demais sistemas construtivos considerados vantajosos, tendo como base aspectos de consumo, de custos e peso próprio das estruturas, compreenderam a utilização dos tipos de elementos e materiais estruturais na seguinte ordem: treliças *Howe + Fink* de Eucalipto Cloeziana, vigas *Boomerang* de madeira laminada colada e, por fim, treliças *Howe + Fink* e *Howe* de madeira serrada.

Palavras-chave: Madeira. Cobertura. Treliças. Madeira laminada colada.

ABSTRACT

The present work presents the evaluation of the dimensioning of a real coverage constructed with plump wood from reforestation. The choice of the theme and object of study was based on the fact that an expressive portion of the roofing structures in the country that employ wood as the main constructive component, are not conceived by means of adequate dimensions. The conception of these buildings using empirical methods, induces the use of oversized or inadequate parts, with properties of distinct resistances and non-ideal architectural configurations. These facts were observed after the analysis of the reference coverage, proving that it was not designed according to normative recommendations. In addition to evaluating this building, there are proposals for constructive systems that could have been employed based on the original architectural aspects of this, changing only the characteristics of the form, species, type of material and Wooden parts arrangements. The constructive systems exposed for comparative purposes employ from timber trellis of eucalyptus and tropical lumber to beams composed of wood veneers. The proper dimensioning and structural design have led to a reduction in wood consumption of around 9,33%, compared to the most efficient system - trellis Howe of eucalyptus, with the original arrangement of the parts of the reference building. The other constructive systems considered advantageous, based on aspects of consumption, costs and own weight of the structures, understood the use of the types of elements and structural materials in the following order: Trellises Howe + Fink of Eucalyptus Cloeziana, Boomerang beams of glued-laminated timber and, lastly, Howe + Fink and Howe trusses of sawn wood.

Keywords: Timber. Roof. Trusses. Glued-laminated timber.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
2 OBJETIVOS	10
3 METODOLOGIA	11
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
4.1 A madeira como material construtivo	11
4.1.1 Aplicações em coberturas	14
4.1.2 Ligações entre as peças	16
4.1.3 Vantagens e desvantagens de sua aplicação	18
4.2 Panorama brasileiro sobre a construção em madeira	19
4.3 Estrutura interna da madeira	22
4.4 Propriedades estruturais	25
4.4.1 Propriedades físicas	25
4.4.1.1 Umidade	25
4.4.1.2 Densidade	26
4.4.1.3 Módulos de elasticidade e rigidez	27
4.4.1.4 Retratabilidade	28
4.4.1.5 Resistência ao fogo	29
4.4.1.6 Condutividade térmica	29
4.4.2 Propriedades mecânicas	30
5 ASPECTOS GERAIS SOBRE A EDIFICAÇÃO DE REFERÊNCIA	35
5.1 Disposição arquitetônica dos elementos e suas dimensões	36
5.2 Espécies de Eucalipto utilizadas	41
5.3 Características das ligações empregadas	42
5.4 Disposições normativas para o dimensionamento	44
5.4.1 Classes de resistência	45
5.4.2 Coeficientes de modificação e de ponderação das resistências	47
5.4.3 Combinações de ações	48
6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	49
6.1 Determinação das ações	49
6.1.1 Ações variáveis	49
6.1.2 Ação permanente	52
6.2 Estimativa da rigidez e resistências de cálculo	56
6.3 Modelo estrutural adotado	57
6.4 Resultados e avaliação do dimensionamento	58
7 PRIMEIRA PROPOSTA DE SISTEMA CONSTRUTIVO	65

7.1 Dimensionamento dos caibros e terças.....	66
7.2 Definição das ações sobre os nós das treliças	78
7.3 Resultados dos dimensionamentos	80
7.3.1 Estrutura de contraventamento	85
8 SEGUNDA PROPOSTA DE SISTEMA CONSTRUTIVO	90
8.1 Dimensionamento dos caibros e terças.....	92
8.2 Viga <i>Boomerang</i> e pilares	96
8.2.1 Pré-dimensionamento da viga e determinação das ações	96
8.2.2 Dimensionamento segundo recomendações do <i>EUROCODE 5:1995-1-1</i>	98
9 COMPARATIVOS GERAIS	111
10 CONCLUSÕES	115
REFERÊNCIAS	117
ANEXO A	121
ANEXO B	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipologias de treliças comumente empregadas em coberturas	15
Figura 2 – Odate Jukai Dome	16
Figura 3 – Cobertura em arco de madeira laminada colada	16
Figura 4 – Esquema do arranjo interno da estrutura do tronco de uma árvore.....	24
Figura 5 – Elementos da seção transversal de uma árvore	24
Figura 6 – Seção transversal do tronco de uma conífera (a) e de uma dicotiledônea (b).....	25
Figura 7 – Variação da retratibilidade da madeira nos planos preferenciais das fibras	28
Figura 8 – Resistência da madeira versus teor de umidade	30
Figura 9 – Representação gráfica da resistência da madeira à tração e compressão paralela às fibras	31
Figura 10 – Esforços de tração na madeira.....	32
Figura 11 – Esforços de compressão na madeira	32
Figura 12 – Tipos de cisalhamento na madeira	33
Figura 13 – Comportamento mecânico da madeira à flexão simples.....	34
Figura 14 – Esquema ilustrativo da estrutura de referência	36
Figura 15 – Esquema ilustrativo dos pórticos das extremidades – externamente à edificação	37
Figura 16 – Esquema ilustrativo dos pórticos das extremidades – internamente à edificação	37
Figura 17 – Características das telhas de concreto empregadas.....	38
Figura 18 – Configuração da trama da cobertura e eixos dos pilares.....	38
Figura 19 – Espaçamentos em planta entre elementos da trama da cobertura	39
Figura 20 – Elementos de madeira roliça da obra de referência	40
Figura 21 – Viga detalhe entre os pilares centrais.....	40
Figura 22 – Fundações executadas para a base dos pilares	41
Figura 23 – Ligação entre terças e 'mãos francesas'	42
Figura 24 – Ligação entre pilares e vigas	43
Figura 25 – Viga detalhe entre pórticos.....	43
Figura 26 – Ligação entre pilares centrais e peça 'mão francesa'	44
Figura 27 – Definição do diâmetro equivalente de peças de seção circular variável.....	45
Figura 28 – Classificação dos Eucaliptos quanto a resistência	47
Figura 29 – Valores dos coeficientes de forma externos na cobertura	51
Figura 30 – Faixas de influência dos caibros	54
Figura 31 – Faixas de influência para definição dos carregamentos provenientes do forro de vedação	55
Figura 32 – Modelo estrutural no plano adotado – pórticos das extremidades	57
Figura 33 – Modelo estrutural tridimensional adotado	58
Figura 34 – Comparativo entre seções transversais reais e seções mínimas requeridas	61
Figura 35 – Comparativo entre seções transversais reais e seções ideais	62
Figura 36 – Consumo de madeira.....	63
Figura 37 – Dimensões atribuídas para as treliças Howe	65
Figura 38 – Dimensões atribuídas para as treliças Howe + Fink	66
Figura 39 – Modelo estrutural adotado para o dimensionamento dos caibros	67
Figura 40 – Identificação dos nós dos banzos superiores.....	79
Figura 41 – Modelo estrutural adotado para o pórtico com treliça Howe.....	80
Figura 42 – Modelo estrutural adotado para o pórtico com treliça do tipo Howe + Fink	80
Figura 43 – Identificação dos pilares, banzos, montantes e diagonais da treliça <i>Howe</i>	81
Figura 44 – Identificação dos pilares, banzos, montantes e diagonais da treliça <i>Howe + Fink</i>	83
Figura 45 – Disposições das peças das treliças de madeira serrada	84

Figura 46 – Consumo de madeira para coberturas empregando-se treliças	85
Figura 47 – Sistema de contraventamento no plano do telhado	86
Figura 48 – Sistema de contraventamento vertical.....	86
Figura 49 – Pontos de contraventamentos verticais	87
Figura 50 – Parâmetros geométricos para o dimensionamento da viga de MLC.....	90
Figura 51 – Pré-dimensionamento da viga <i>Boomerang</i>	97
Figura 52 – Forma aproximada da distribuição da tensão devida flexão na viga	101
Figura 53 – Região ápice da viga <i>Boomerang</i>	102
Figura 54 – Tipos de reforços executados em vigas de MLC	105
Figura 55 – Reforço da zona ápice da viga	107
Figura 56 – Deslocamentos da viga e pilares de MLC.....	108
Figura 57 – Distância entre eixos centrais da viga	109
Figura 58 – Consumo de madeira das tipologias de coberturas apresentadas.....	112
Figura 59 – Estimativa do peso próprio do madeiramento estrutural dos pórticos	112
Figura 60 – Comparativo de custos entre a edificação referência e soluções construtivas apresentadas.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de umidade.....	26
Tabela 2 – Dados gerais coletados sobre os elementos estruturais	39
Tabela 3 – Classes de resistência das coníferas.....	45
Tabela 4 – Classes de resistência das dicotiledôneas	46
Tabela 5 – Classes de resistência para Eucaliptos	46
Tabela 6 – Coeficientes de forma externos	50
Tabela 7 – Combinações para pressões efetivas no telhado	51
Tabela 8 – Estimativa do peso próprio dos elementos de madeira roliça para fins de dimensionamento.....	53
Tabela 9 – Peso próprio das telhas	53
Tabela 10 – Ações permanentes e variáveis sobre os caibros	55
Tabela 11 – Valores de resistências de cálculo	57
Tabela 12 – Estimativa de custos da madeira - Situação real da cobertura.....	64
Tabela 13 – Estimativa de custos da madeira para situação ideal de projeto.....	64
Tabela 14 – Valores de resistências de cálculo para madeira dicotiledônea C40	66
Tabela 15 – Verificação da estabilidade dos caibros de madeira serrada C40.....	71
Tabela 16 – Verificação da estabilidade dos caibros de Eucalipto Cloeziana.....	76
Tabela 17 – Ações permanentes devido peso próprio da trama da cobertura e contraventamentos	78
Tabela 18 – Ações aplicadas nos nós das treliças	79
Tabela 19 – Esforços nas barras para o modelo de pórtico com treliça <i>Howe</i>	81
Tabela 20 – Seções transversais dos pilares e das treliças <i>Howe</i>	82
Tabela 21 – Esforços nas barras para o modelo de pórtico com treliça <i>Howe + Fink</i>	83
Tabela 22 – Seções transversais dos pilares e das treliças <i>Howe + Fink</i>	84
Tabela 23 – Rigidez mínima das barras de contraventamento	88
Tabela 24 – Rigidez efetiva das terças	88
Tabela 25 – Propriedades físicas e mecânicas da MLC empregada no dimensionamento	92
Tabela 26 – Coeficientes de forma externos para coberturas com inclinação de 15°.....	93
Tabela 27 – Combinações para pressões efetivas no telhado.....	93
Tabela 28 – Verificação da estabilidade dos caibros.....	94
Tabela 29 – Ações permanentes sobre a viga de MLC	98
Tabela 30 – Resistências de cálculo para MLC 30c.....	99
Tabela 31 – Estimativa de custos da madeira de Eucalipto Cloeziana - Treliça <i>Howe</i>	113
Tabela 32 – Estimativa de custos da madeira de Eucalipto Cloeziana - Treliça <i>Howe + Fink</i>	113

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da humanidade, a madeira tem sido um material bastante utilizado para diversas finalidades, sejam elas de caráter funcional, compondo estruturas para habitação, pontes, passarelas, coberturas, pisos, cercas e utensílios em geral; ou de maneira apenas decorativa, assumindo a forma de móveis, quadros, dentre outros. Diante disto, é evidente a sua grande importância para o desenvolvimento da civilização tal como conhecemos hoje.

A madeira além de versátil, é um material abundante e de fácil obtenção. No entanto, sua aplicação como material principal em sistemas construtivos vem enfrentando muitos obstáculos, especialmente no Brasil, o que se tornou até um aspecto cultural, podendo-se assim dizer. Isto se deve ao fato de que ainda há um pensamento difundido de que a madeira, por ser um material combustível e suscetível ao ataque de agentes biológicos e consequente apodrecimento, é menos resistente e durável que os outros sistemas construtivos mais comuns (AFLALO, 2017). A realização de pesquisas ao longo dos últimos anos a respeito das propriedades das espécies de madeira, evolução dos métodos construtivos e descobertas de novos meios de proteger e aumentar a durabilidade do material, demonstram o quanto o senso comum está equivocado. Graças a esses avanços, a madeira é considerada um material bastante competitivo perante aos sistemas construtivos em aço e concreto.

Existe um outro equívoco bastante comum de que a utilização da madeira como material construtivo acarreta em grandes prejuízos ao meio ambiente por meio do desmatamento. Ao contrário do concreto e do aço, a madeira é um elemento renovável e sua obtenção para o uso na construção civil não gera praticamente nenhum tipo de poluição se comparado com o processo produtivo destes materiais. Também é equivocada a ideia de que o desmatamento é causado pelo uso da madeira. O desmatamento ocorre para que a terra seja usada na agricultura e pecuária. É impossível destruir uma floresta retirando dela toras para serem desdobradas, pois a floresta natural é constituída por uma maioria de pequenas árvores. Árvores apropriadas são a minoria, portanto sua remoção não implica em destruição da floresta. Se removidas haverá a recomposição natural da floresta. Além disto existe a alternativa das madeiras de reflorestamento. É uma tendência e está em ascensão, mostrando-se uma excelente alternativa sustentável, especialmente nas regiões distantes das áreas com florestas naturais.

No Brasil, um dos tipos de madeira de reflorestamento mais utilizados é o de Eucalipto, devido sua maior disponibilidade em relação às demais, pois as condições climáticas daqui favorecem

o seu rápido crescimento. A madeira roliça permite fácil trabalhabilidade e manuseio e, portanto, acaba não sendo imprescindível o uso de mão-de-obra qualificada para a execução de uma edificação. Além disso, por não ser considerado, equivocadamente, um tipo de madeira “nobre”, grande parte das construções com peças roliças no país não possuem projetos e cálculos estruturais que visem melhor aproveitamento das propriedades dos materiais (BRITO, 2010). Isto não quer dizer, necessariamente, que uma estrutura tenha sido concebida de maneira errada, porém, possivelmente não apresentará eficiência econômica, por exemplo.

Diante disto, neste trabalho pretende-se demonstrar a influência que um dimensionamento adequado pode assumir perante o consumo de materiais e, conseqüentemente, nos custos finais de uma obra ou até mesmo numa análise comparativa, onde o objetivo seja escolher qual tipo de material apresentaria melhor eficiência como componente principal de um sistema construtivo. Para tanto, foi tomado como objeto de estudo uma estrutura real de uma cobertura, construída com madeira de reflorestamento e, posteriormente, serão apresentados possíveis sistemas construtivos que poderiam ser aplicados nesta edificação de referência, não visando apenas um comparativo sobre os custos implicados, mas também sobre os aspectos estruturais e estéticos que cada sistema poderia proporcionar.

2 OBJETIVOS

Este Trabalho de Conclusão de Curso objetiva a avaliação do dimensionamento de uma estrutura real, construída com madeira roliça de Eucalipto. Com isso, um dos intuitos principais está na possibilidade de evidenciar diferenças de dimensões dos elementos estruturais, quando comparada a situação real com o resultado do novo cálculo da estrutura. A probabilidade de isto ocorrer baseia-se no fato de que a maioria das construções em madeira no país, principalmente de coberturas, que é o caso do objeto de estudo deste trabalho, não possuem cálculo estrutural adequado como é visto na engenharia. O que mais ocorre é que o dimensionamento é realizado utilizando uma metodologia mais empírica pelos profissionais que executam estes tipos de obra, podendo resultar em estruturas superdimensionadas ou inadequadas. Outro objetivo deste trabalho é apresentar outras soluções para a edificação de referência, podendo ser a utilização de outro tipo de material ou sistema construtivo. Por fim, serão realizados comparativos gerais entre os resultados dos dimensionamentos.

3 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho, foi realizada inicialmente a coleta de informações a respeito da disposição arquitetônica e das características dos elementos estruturais da edificação de referência, tais como dimensões, o tipo de ligação empregado entre as peças, as espécies de madeira de reflorestamento utilizadas e o tipo de fundação executado. Tais informações foram obtidas diretamente com o profissional responsável pela concepção e execução da estrutura e por meio da observação e realização de medições no próprio local, a fim de que o modelo estrutural de cálculo adotado e os resultados do dimensionamento se apresentassem com maior fidelidade à situação real do objeto de estudo.

Em posse destes dados, foram consultadas prescrições normativas e diversos materiais de apoio para a realização dos dimensionamentos, revisão bibliográfica a respeito do tipo de madeira em questão, ressaltando suas propriedades e vantagens estruturais, além de outros conteúdos sobre sistemas construtivos em madeira comumente utilizados para a composição de coberturas, que poderiam ser aplicados tendo como base alguns aspectos arquitetônicos originais da edificação analisada.

Foi utilizado como ferramenta computacional auxiliar o programa GESTRUT desenvolvido pelo professor orientador deste trabalho, Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo. Foi usado para a geração do modelo estrutural, obtenção dos esforços, dimensionamentos e análises para os Estados Limites. Com os resultados obtidos, foi possível a realização de comparativos entre a situação real da edificação de referência, o novo cálculo da estrutura e as opções construtivas apresentadas.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 A madeira como material construtivo

A madeira é tida como o material mais antigo do mundo. Suas propriedades não passaram despercebidas pelas civilizações ao longo da história, visto que sua utilização possibilitava a obtenção de diversos meios que asseguravam o atendimento das necessidades básicas do ser humano, como o abrigo e proteção. Dado o fato de que estas necessidades estavam condicionadas a agentes próprios de cada época, tais como o clima, desastres ambientais e, principalmente, a própria evolução de uma comunidade, o desenvolvimento dos métodos construtivos em madeira se deu de forma singular e independente em cada período. Logo, cada

civilização se apropriou de forma distinta sobre o uso da madeira, aplicando-a conforme a disponibilidade do material, em sua forma bruta ou em conjunto com outros elementos construtivos.

A valorização da madeira como elemento estrutural obteve maior ou menor destaque dentre os períodos ao longo do tempo. A disponibilidade do material era um fator bastante decisivo, podendo ter influência direta no nível de habilidades desenvolvidas por cada grupo civil no sentido de atribuir o formato das peças, aprimorar as ligações entre elas, por meio das ferramentas e técnicas construtivas criadas. A título de exemplo de tal valorização pode-se citar a civilização egípcia, a qual contava com uma região com escassez de madeira. Com isso, as edificações eram construídas com pedra e argila, enquanto que a madeira era utilizada apenas para a composição de terraços ou, principalmente, na forma de andaimes. Logo, considerava-se que a madeira não oferecia qualidades como material estrutural. Em outras civilizações, as quais contavam com maiores recursos vegetais, para a composição de estruturas destinadas a habitação, a disposição mais usual dos troncos de madeira ocorria na horizontal devido a maior estabilidade estrutural oferecida, e realizava-se a aplicação de telas tecidas como forma de vedação para conter infiltrações, enquanto que, para as moradias mais humildes, era feita a aplicação de argila, musgo ou terra entre os elementos dispostos (RIBEIRO; MELO, 2013).

As primeiras estruturas compostas por meio do processo de triangulação surgiram apenas no período da Idade Média. Este método consistia em unir as peças de madeira horizontais e verticais por meio de uma diagonal ou de outras peças cruzadas, e serviu como base para o surgimento dos métodos construtivos utilizando-se treliças. Neste período, ainda eram inexistentes ferramentas necessárias para conferir a madeira diversos formatos. Logo, predominava-se ainda o uso da madeira em sua forma roliça para a composição de estruturas (RIBEIRO; MELO, 2013).

Por volta dos séculos XI e XII, as construções em madeira começaram a entrar em declínio com o advento da engenharia militar, de caráter principalmente defensivo, dando lugar as edificações construídas com novos materiais, em sua maior parte constituídas por pedras. Nestas predominaram o emprego de elementos arcados, principalmente em portais, utilizando-se aduelas. Tal método construtivo permaneceu durante períodos posteriores. Enquanto que, em algumas localidades este método se tornou o convencional a ser adotado, em outros, os elementos de madeira voltavam a serem incorporados às edificações com finalidade estrutural. Por volta do século XV, haviam sido desenvolvidas novas técnicas de serragem, que permitiram

extrair peças com novos formatos a partir dos troncos de madeira. O que antes consistia num problema, que era a exposição do topo dos elementos à deterioração, foi amenizado com a substituição das peças roliças pelas peças em formato de tábuas ou de seção retangular, que conferiam a edificação uma maior estabilidade e estanqueidade (RIBEIRO; MELO, 2013).

Devido sua flexibilidade, a madeira permite construções altas. Na idade Moderna, os carpinteiros já haviam desenvolvido maiores habilidades quanto ao manuseio do material e, com isso, já era possível a construção de edificações de, em torno, 5 e 6 pisos. Tais edificações apresentavam uma durabilidade equivalente ou até mesmo superior à outras construídas com tijolos e pedras, mesmo sob condições adversas, como a escassez de técnicas que visassem a preservação das peças estruturais de madeira (RIBEIRO; MELO, 2013).

A engenharia moderna baseia-se, estrutural e tecnicamente, nas estruturas antigas. Um método construtivo considerado como ultrapassado, em alguns casos, pode vir a ser empregado novamente como uma solução estrutural. Um exemplo disto, decorre de uma das catástrofes naturais que mais comprometem as edificações: a ação do sismo. Em determinada região de Lisboa, no ano de 1755, instituiu-se um programa de reconstrução utilizando-se estruturas de madeira compostas por quadros contraventados por meio do sistema de triangulação, citado anteriormente – denominadas pela engenharia local como cruces de Santo André, sendo a vedação executada com alvenaria de pedra, em substituição as construções convencionais de alvenaria com tijolos anteriores. Caso ocorresse novamente uma catástrofe do tipo, apenas as vedações cederiam, e a estrutura de madeira se manteria estável, não comprometendo a segurança de seus moradores (RIBEIRO; MELO, 2013). Essa excelente propriedade da madeira já era perceptível e aplicada pela engenharia Oriental, onde é comum a ação de sismos. Especialmente na Ásia, nota-se que as estruturas antigas, que vêm resistindo a ação do tempo até os dias atuais, são em sua maioria construídas em madeira – conhecidas como Pagodas. Em suma, essas estruturas são construídas apenas por meio de encaixes perfeitamente executados entre as peças de madeira. As ligações são promovidas por peças confeccionadas com uma ponta mais afiada que se encaixam nas lacunas existentes em outras. Não são utilizados pregos nem parafusos. Com isso, além de considerar o fato de que a madeira é capaz de suportar significativas deformações sem romper, a falta de conexões rígidas possibilita um maior deslocamento relativo entre as peças. O maior deslocamento relativo promoverá antes uma das principais oscilações do sismo, mantendo a estrutura erguida. A utilização de conexões rígidas levaria à ruína desse tipo de estrutura, pois o próprio deslocamento ocasionaria no rompimento destas ligações (ESTRUTURANDO CIVIL, 2016).

Logo, é perceptível que a arte e a técnica de trabalhar a madeira evolui continuamente, acompanhando a demanda por novas soluções construtivas cada vez mais complexas. Atualmente, nota-se no âmbito da construção uma crescente preocupação com relação ao consumo consciente das matérias-primas direcionadas para a composição das estruturas, visando à busca por técnicas construtivas mais sustentáveis. Com isso, a madeira surge como único material construtivo renovável, além de reunir propriedades técnicas e estéticas dificilmente encontradas em outro material. Encontra-se sob diferentes formas de produtos finais e, portanto, com arranjos internos da estrutura do material distintos, que resultam em comportamentos estruturais das peças bastante variados, o que confere a madeira uma maior versatilidade quanto a sua utilização nas construções em geral.

A madeira pode ser aplicada em sua forma bruta ou roliça, que constituem as peças caracterizadas com pouco ou nenhum processamento; e em sua forma beneficiada, que compreendem as peças em lâminas, tratadas com produtos para aumentar a durabilidade. No Brasil, estima-se que nas construções cerca de 80% da madeira utilizada é direcionada para usos temporários, como fôrmas de concreto e escoramentos, por exemplo. Apenas os 20% restantes são aplicados de maneira definitiva para uso estrutural, na composição de esquadrias e revestimentos. A maioria das estruturas de madeira são empregadas em coberturas, visto que não há a tradição de se construir edifícios de pequeno e médio porte, como ocorre em outros países. Quanto à origem da madeira aplicada na construção civil, de modo geral, estima-se que cerca de 81% são provenientes de reflorestamento, enquanto que o restante compreende as madeiras nativas, o que demonstra que as madeiras de reflorestamento constituem uma excelente alternativa para suprir a crescente demanda pelo material (SEBRAE, 2014).

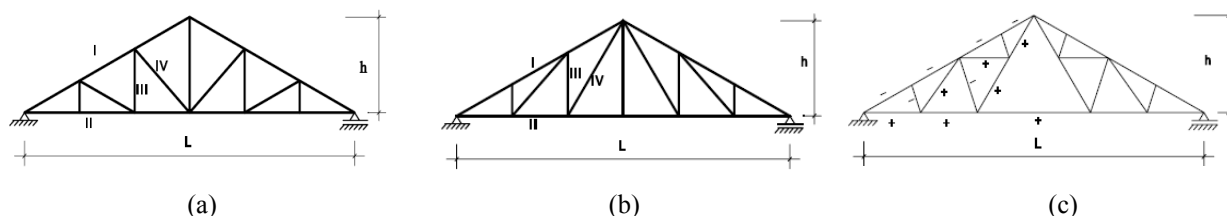
4.1.1 Aplicações em coberturas

Como exposto na seção anterior, a mais antiga e principal forma de aplicação da madeira em obras ocorreu – e ainda ocorre, na composição de estruturas para coberturas. Evoluíram-se as técnicas construtivas e, atualmente, há uma infinidade de possibilidades de arranjos das peças de madeira, resultando em configurações bastante diversas e criativas de estruturas desta tipologia, em resposta ao constante surgimento de desafios arquitetônicos e estruturais.

Dentre os sistemas construtivos mais comuns para coberturas de madeira, destaca-se o emprego das treliças. Segundo Pfeil (2003), no Brasil predomina-se o uso da treliça do tipo *Howe* (Figura 1a), embora também sejam comumente utilizadas as tipologias *Pratt* (Figura 1b) e *Fink* (Figura 1c). A treliça Howe possibilita vencer vãos de pequena e média ordem – até 18 m, enquanto

que as demais são recomendadas para vãos maiores. A *Pratt* é utilizada para vãos da ordem de 18 m a 30 m, e a *Fink* para vãos de 20 m a 30 m (GESUALDO, 2003). Os tipos de telhas mais usuais para a composição da cobertura são as de fibrocimento, cerâmica, metálicas e de concreto.

Figura 1 – Tipologias de treliças comumente empregadas em coberturas



Fonte: GESUALDO (2003).

Além dos sistemas construtivos utilizando-se treliças, as coberturas podem ser compostas a partir de arcos ou pórticos de madeira, sendo que a utilização desta última tipologia, já consolidada em outros países, vem sendo desenvolvida e aplicada aos poucos no Brasil. Para o vencimento de grandes vãos, as estruturas em arco constituem uma solução mais econômica em relação as treliças, sendo que esta condição abrange também outros tipos de materiais. Podem ser utilizados arcos apoiados e espaçados ao longo do comprimento da cobertura (Figura 3) ou os arcos espaciais (PANSIERA, 2010).

Graças aos avanços em pesquisas e tecnologias no sentido de melhorar o comportamento estrutural do material, existem alguns tipos de madeira que conferem aos sistemas construtivos a capacidade de vencer vãos bastante significativos, o que antes era somente viável utilizando-se peças em aço ou concreto protendido. Para a composição dos sistemas em arco e pórticos, destacam-se o emprego da madeira laminada colada (MLC), madeira laminada colada cruzada (MLCC) e as estruturas lamelares. Com esses sistemas é possível vencer vãos de até 177,5 m como é caso do Odate Jukai Dome construído no Japão em 1997 – Figura 2. Existem diversos outros exemplos, tais como, o estádio de Tacoma com 161 m inaugurada em 1983. No Brasil tem-se o exemplo da cúpula de 78,56 m de diâmetro feita de peças laminadas coladas de Pinus – Partel e Ferreira (2010).

Figura 2 – Odate Jukai Dome



Fonte: Odate Jukai Dome (2018).

Os pórticos de madeira podem ser tri-articulados. Este tipo de concepção é bastante vantajoso, devido à inexistência de esforços de flexão nos apoios, o que acarreta em soluções mais simples e econômicas para as fundações. Outra vantagem apresentada diz respeito a fabricação dos pórticos. Devido a tri-articulação, as duas metades podem ser pré-fabricadas na indústria e, posteriormente, transportadas e montadas no local de implantação da obra (PANSIERA, 2010).

Figura 3 – Cobertura em arco de madeira laminada colada



Fonte: CARPINTERIA ESTRUTURAS (2012).

4.1.2 Ligações entre as peças

A facilidade de ligação entre os elementos de madeira sempre constituiu uma vantagem do material. Data-se que as primeiras ligações desenvolvidas eram realizadas utilizando-se tiras tecidas com fibras vegetais, sendo estas caracterizadas como resistentes a condições climáticas extremas, como ventos turbulentos e temporais, devido à grande flexibilidade que apresentavam

(RIBEIRO; MELO, 2013). Novas formas de se realizar a ligação entre as peças foram surgindo conforme evoluía-se o conhecimento acerca do comportamento estrutural da madeira, mesmo que de forma ainda essencialmente empírica.

As primeiras ligações por entalhe desenvolvidas tinham como função principal promover o travamento da estrutura. A transmissão de esforços neste tipo de ligação ocorre essencialmente por contato, resultando em solicitações de compressão entre as peças, além da possibilidade de cisalhamento. Este tipo de ligação constitui até os dias atuais como uma das formas mais simples de se conectar as peças de madeira. Ainda no contexto histórico, após a fase de ligações por entalhes, as ligações por meio da justaposição das peças de madeira voltavam a serem aplicadas. Isso exigiu a criação de novos elementos ligantes, para assegurar a conexão entre as peças. Com isso, o prego surgiu como primeira solução metálica de ligação e, em seguida, o parafuso (RIBEIRO; MELO, 2013).

As ligações constituem os pontos mais críticos de uma estrutura, pois são os locais onde se concentram mais tensões. A falha de uma conexão pode ocasionar no seu colapso. Suas configurações atribuídas influem diretamente no comportamento global de uma estrutura. Segundo a ABNT NBR 7190:1997, as conexões entre as peças de madeira podem ser feitas por meio de variados tipos de elementos: pinos metálicos, cavilhas e conectores. Os pinos metálicos compreendem os pregos e parafusos e, as cavilhas, constituem os pinos de madeira torneados. Já os conectores englobam elementos como anéis ou chapas metálicas. O comportamento mecânico de uma ligação depende da quantidade de elementos ligantes empregados e da pré-furação executada nas peças. Este último fator, bem como os valores mínimos para espaçamentos, é determinado por norma para que a madeira, quando perfurada, não apresente problemas de fendilhamento. Ligações com quatro ou mais parafusos podem ser consideradas rígidas desde que a pré-furação não exceda o diâmetro destes – acrescido de 0,5 mm, e deformáveis caso sejam empregados diâmetros maiores. No caso de utilização de pregos, para que as ligações sejam consideradas rígidas, o diâmetro da pré-furação deve ser equivalente a no máximo 85% do diâmetro efetivo do prego, quando utilizadas peças de madeira de coníferas, e para as de dicotiledôneas, 98%.

Segundo Brito (2010), a confecção de conexões para elementos de madeira roliça é mais complexa que as ligações utilizadas para elementos de madeira serrada, sendo que, em alguns casos, faz-se necessário realizar o corte das peças para facilitar a execução da ligação e assegurar um melhor comportamento estrutural entre estas. São diversas as tipologias de ligação

que podem ser empregadas, sendo que estas podem ser executadas por meio de:

- Entalhes;
- Cavilhas de madeira;
- Barras rosqueadas, arruelas e porcas;
- Barra rosqueada e pino metálico;
- Chapas metálicas externas ou internas parafusadas;
- Consoles metálicos perfurados e parafusados;
- Chapas metálicas galvanizadas perfuradas e pregadas;
- Chapas metálicas galvanizadas com dentes estampados;
- Conectores para treliças espaciais com peças roliças de pequeno diâmetro;
- Anéis, arruelas, barras de aço e porcas;
- Cintas metálicas entrelaçadas, dentre outros.

4.1.3 Vantagens e desvantagens de sua aplicação

Assim como qualquer outro material construtivo, a madeira apresenta algumas vantagens e desvantagens quanto a sua utilização na construção civil.

A madeira além de ser um material renovável, abundante, de fácil manuseio e definição de formas, demanda um baixo consumo energético para sua produção e transporte, se comparado a outros materiais construtivos. Estima-se que para a produção de uma tonelada de aço e de concreto consome-se 3000×10^3 kcal e 780×10^3 kcal de energia, respectivamente, enquanto que, para a madeira, consome-se apenas $2,4 \times 10^3$ kcal (LNEC, 1976). A elevada resistência mecânica apresentada pela madeira associada à sua baixa massa específica, constitui um ótimo atrativo para o uso do material nas construções, pois sua aplicação implica em estruturas menos robustas e, conseqüentemente, na redução das cargas transmitidas para as fundações, resultando em projetos mais econômicos.

Outro benefício de seu uso diz respeito ao conforto térmico e grande aptidão estética que pode ser proporcionado às edificações, além de apresentar uma boa durabilidade, quando tratada e aplicada adequadamente. A madeira apresenta uma ótima estabilidade estrutural quando submetida a longos períodos de exposição a altas temperaturas, o que constitui uma enorme vantagem sobre o aço, por exemplo. Possui boa resistência ao impacto e capacidade de suportar sobrecargas de curta duração sem efeitos nocivos.

Na maioria das vezes, as coberturas em madeira apresentam uma melhor eficiência econômica, principalmente quando estas são direcionadas para uso industrial. Neste tipo de ambiente, onde há a possibilidade de ocorrência de vapores químicos, a madeira apresenta uma boa resistência, ao contrário do concreto armado e do aço (PANSIERA, 2010).

As madeiras roliças de reflorestamento, por serem provenientes de florestas rotativas, promovem um maior sequestro de dióxido de carbono da atmosfera. Outra vantagem apresentada sobre as madeiras nativas ou serradas, diz respeito ao processo de industrialização das peças de madeira roliças tratadas. Além de exigir menos equipamentos e maquinários e, conseqüentemente, menos mão de obra, há um menor desperdício de matéria-prima. Para a transformação da madeira serrada, são gerados cerca de 60% a 70% de resíduos da peça original, para atingir a planicidade desejada das peças (CALIL, 2007). Logo, as peças de madeira roliça apresentam maior resistência média e rigidez que as peças serradas, devido ao menor grau de processamento que passam, assegurando, então, a integridade de sua estrutura interna e uso eficiente de toda seção transversal (BRITO, 2010).

Como principais desvantagens do uso da madeira, destacam-se o seu caráter combustível, a suscetibilidade ao ataque de fungos e insetos, a presença de defeitos nas peças resultantes do processo de crescimento ou de secagem mal executado e a grande sensibilidade às condições ambientais, que acarretam na variabilidade das propriedades e dimensões das peças devido à anisotropia apresentada pelo material. Contudo, algumas destas situações não são mais consideradas como obstáculos à sua aplicação, devido à existência de produtos preservativos e de processos de tratamento que conferem às peças grande durabilidade. A madeira mesmo sendo um material inflamável, apresenta um ótimo comportamento estrutural sob altas temperaturas, como citado anteriormente.

Com relação às madeiras roliças, a principal desvantagem quanto ao seu uso diz respeito à dificuldade de obtenção de peças retilíneas, ou seja, com pouca variabilidade dimensional (BRITO, 2010).

4.2 Panorama brasileiro sobre a construção em madeira

Devido estudos que vêm comprovando o excelente desempenho estrutural apresentado pelas mais variadas espécies de madeira, aliada à necessidade da busca por alternativas construtivas mais sustentáveis, o uso deste material como principal componente de estruturas está em ascensão. Porém, apesar de já consolidada a sua aplicação em diversos países tidos como

referência para a construção civil, a utilização de madeiras provenientes de reflorestamento como elemento construtivo no Brasil ainda enfrenta alguns empecilhos.

Estes, por sua vez, têm origem desde o período colonial, no qual iniciou-se uma forte tradição de construção em alvenaria herdada pelos portugueses e espanhóis. Enquanto isso, as construções em madeira continuavam a serem executadas sem nenhum critério técnico, o que contribuiu para que o material fosse visto como comum, de pouca durabilidade e tido como direcionado para habitações de classes menos favorecidas. Entretanto, a construção de habitações em madeira predominou por um bom tempo nas regiões Sudeste e Sul, principalmente, devido grande disponibilidade de matéria-prima (pinho do Paraná) e maior influência de imigrantes de países onde a aplicação da madeira era – e ainda é – realizada com maior embasamento técnico. Porém, por volta de 1905, o governo de Curitiba proibiu a construção de estruturas habitacionais em madeira na região central da cidade, fato que acabou contribuindo para que o preconceito sobre o material começasse a ser difundido novamente não só entre a população, mas também no meio técnico (MEIRELLES, 2005).

No período entre 1950 e 1960, o estado do Paraná foi líder mundial em produção de madeira de alta qualidade, porém, ainda assim, este fato não influenciou para que alavancassem muitos projetos de exemplares de estruturas com este material no país (DUDEQUE, 2001). Apesar de boa procedência, as técnicas para proporcionar proteção e durabilidade da madeira e o conhecimento acerca das propriedades do material ainda eram insuficientes, fazendo com que o concreto e o aço continuassem a se sobressair como melhores materiais construtivos.

Os avanços tecnológicos no decorrer dos anos auxiliaram no estudo, desenvolvimento e aplicação de métodos mais eficazes no sentido de aumentar a durabilidade e de avaliar e classificar as madeiras quanto as suas propriedades físicas e mecânicas, por parte de diversos laboratórios de pesquisa no país. Desta forma, classificando-se as madeiras de acordo com suas características botânicas, de resistência, de densidade e quanto ao módulo de elasticidade, tal como é apresentada nas prescrições normativas atuais, houve uma melhora na visibilidade da madeira como material estrutural na perspectiva do meio técnico. Porém, para o caso das madeiras roliças de reflorestamento, tal como o Eucalipto, ainda há certa dificuldade por parte dos projetistas de enquadrá-las nas classes de resistências apresentadas na norma, devido grande variabilidade de espécies e, conseqüentemente, propriedades estruturais diversas. Isto, aliada ao pouco conhecimento acerca dos tipos de madeira disponíveis em determinada região, levam à desistência da aplicação deste material como principal elemento construtivo, ou à escolha de

madeiras nativas mais usuais, como a Peroba Rosa, por exemplo. Com isto, a constante procura por este tipo de madeira tida como mais conhecida encarece os custos de uma obra, devido à baixa oferta e possíveis deslocamentos na busca por este material fora da região de implantação do projeto, influenciando negativamente a sua aplicação (CALIL; SALES, 2005).

As classes de resistência definidas em norma objetivam orientar os projetistas na escolha dos materiais estruturais, possibilitando o uso de mais de uma espécie de madeira, desde que atendam as mesmas propriedades mínimas estabelecidas para uma determinada classe (CALIL; SALES, 2005). Porém, é comum no país a concepção e execução de obras por profissionais que desconhecem os parâmetros normativos, bem como os métodos de dimensionamentos abordados na engenharia, adotando, então, cálculos, escolha dos materiais e das ligações entre as peças de forma mais empírica. Isto implica na adoção de mais de um tipo de espécie de madeira com classes de resistências distintas, na maioria das vezes, não havendo uma padronização dos elementos estruturais, como o desejado, e também no emprego de peças superdimensionadas, implicando nos custos finais.

A falta de fiscalização e descaso quanto a necessidade de aprovação dos projetos junto aos órgãos públicos responsáveis, tal como é exigido para construções que empregam aço e concreto, é outro fator que agrava o cenário da construção em madeira no Brasil. Isso, de certa forma, contribui para que diversas obras continuem a serem executadas sem o emprego de cálculo estrutural adequado, comprometendo o desempenho dessas estruturas e, consequentemente, a segurança de seus usuários. A ideia equivocada de que a madeira é menos resistente que os demais materiais construtivos convencionais – apresenta resistência igual ou superior ao concreto padrão – ainda é tão difundida no âmbito social que, quando ocorre algum tipo de dano numa estrutura, a falha é sempre atribuída ao material e quase nunca à inexistência do projeto de cálculo e de tratamento para a preservação das peças.

Outro fator bastante notório no cenário da construção civil com madeira no país, diz respeito a distinção da forma de aplicação do material. Ocorre que, ou o seu uso é direcionado para a composição de elementos provisórios e de estruturas de baixa complexidade ou às edificações consideradas de alta complexidade que, diferentemente do primeiro caso, possuem acompanhamento técnico de profissionais especializados, tal como de arquitetos e engenheiros, desde a concepção, durante e posteriormente a execução do projeto. Não há uma democratização quanto a aplicação do material, ficando restrito a esses dois extremos de tipologias de construção. Isto faz com que a madeira seja vista como um material elitizado

quanto à aplicação mais responsável, enquanto que, nos demais países referência neste setor da construção, não ocorre essa seletividade quanto a necessidade ou não de projetos adequados.

No que se refere ao meio técnico, é evidente a escassez de profissionais especializados no cálculo de estruturas de madeira. É fato que, na maioria das vezes, o próprio meio acadêmico não contempla a madeira como material estrutural, dando maior visibilidade aos sistemas construtivos convencionais. A falta de mão-de-obra especializada torna-se um fator decisivo na adoção de um sistema construtivo. Isto afeta diretamente os projetos os quais preveem o uso das chamadas madeiras engenheiradas, por exemplo, que passam por um processo industrial para melhorar o desempenho das estruturas. A aplicação destas exige um maior conhecimento acerca da metodologia para o cálculo e montagem da estrutura e, a escassez de profissionais que possuem essa qualificação, acaba por encarecer os custos de projeto e execução, fazendo com que o projetista acabe optando por outros sistemas construtivos que sejam economicamente mais viáveis.

Como comentado inicialmente, mesmo em meio a todas essas adversidades apresentadas quanto ao uso da madeira como material estrutural, é crescente a utilização de madeiras de reflorestamento na construção civil. Porém, para que sua aplicação seja efetivamente sustentável, faz-se necessário o conhecimento acerca da origem da matéria-prima, que pode ser legalizada ou certificada. A madeira legalizada é aquela extraída em conformidade com a legislação de exploração, sem exigências quanto a preocupação com o meio ambiente, ao contrário das madeiras certificadas, que além de atender aos aspectos ambientais, atendem parâmetros sociais e econômicos (CASTILHO, 2017). As madeiras de reflorestamento mais plantadas no país são do gênero Pinus e Eucalipto. Em 1966, o governo instituiu um programa de incentivos fiscais que provocaram um aumento significativo das áreas destinadas ao plantio destas (BRITO, 2010). Em 2001 foi criado o Conselho Brasileiro de Manejo Florestal (FSC Brasil) e, atualmente, o país representa a sexta maior área em florestas certificadas no *ranking* global (ZERBINI, 2014).

4.3 Estrutura interna da madeira

Para o entendimento acerca das propriedades físicas e mecânicas da madeira, é importante conhecer-se primeiramente a estrutura interna e de como as condições ambientais influem na formação anatômica desta e, conseqüentemente, no seu comportamento como elemento estrutural.

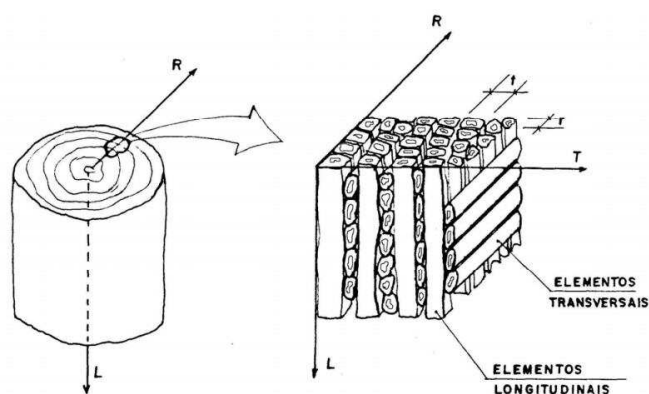
A estrutura interna de uma árvore é formada a partir das substâncias que são transportadas por meio de um sistema de vasos condutores, tanto no sentido longitudinal como radial ao tronco, conforme esquematizado na Figura 4. Nestes são conduzidos a seiva bruta – das raízes até as folhas, e a seiva elaborada – das folhas até o tronco, após o processo de fotossíntese. Os vasos que conduzem a seiva bruta situam-se numa região anatômica mais periférica da árvore, denominado albarno. Este faz parte do lenho, que é o conjunto formado pelos anéis de crescimento da árvore. Parte da seiva elaborada retorna de forma descendente por meio da região interna da casca até as raízes e, a outra, é conduzida radialmente até o centro do tronco, denominado como medula, na qual consta a madeira da fase inicial de crescimento da árvore, geralmente mais fraca e defeituosa. As substâncias transportadas que não são consumidas pelas células da árvore como alimento, depositam-se lentamente no lenho e o modificam, o que resulta numa região de coloração mais escura, conhecida como cerne. Ao contrário do albarno, o cerne apresenta uma maior densidade, uma baixa permeabilidade a líquidos e gases e boa resistência ao ataque de fungos e insetos (BRITO, 2010).

A medida que ocorre o crescimento vertical da árvore, há o aumento do diâmetro do tronco, provocado pelo crescimento das camadas mais externas do lenho, que compõem uma região da seção denominado câmbio. Cada camada constitui um anel de crescimento que, dependendo das condições climáticas, apresentam-se com tonalidades de cor distintas. Durante a primavera e verão, estações nas quais o crescimento das árvores ocorre de forma mais acelerada, predomina-se uma tonalidade de cor mais clara nos anéis de crescimento, sendo que estes apresentam uma baixa densidade e resistência. Nas demais estações, outono e inverno, ocorre o inverso. Tais elementos constituintes da seção do tronco podem ser visualizadas por meio do esquema ilustrativo apresentado pela Figura 5.

As características anatômicas das árvores têm relação direta com a fisiologia da classe botânica a qual pertencem. As diferenças de tonalidade, tanto quanto ao cerne como em relação aos anéis de crescimento, podem ser observadas tomando-se como referência as classes de árvores que são direcionadas especialmente para aplicações estruturais: as coníferas e dicotiledôneas. As coníferas são conhecidas como “madeiras moles”, devido à baixa densidade e resistência que apresentam, sendo que estas se adaptam melhor em regiões de clima mais frio. Já as dicotiledôneas são consideradas “madeiras duras”, pois, evidentemente, são mais densas e resistentes e estas têm preferência por um clima mais quente para o seu desenvolvimento (GESUALDO, 2003).

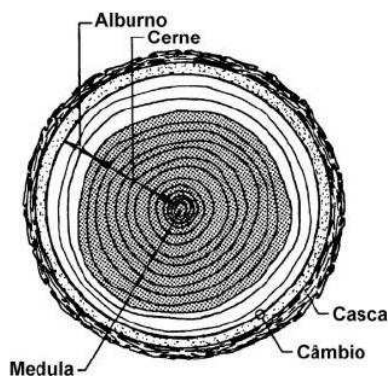
Correlacionando as condições climáticas com as resistências atribuídas as classes de árvores citadas, pressupõe-se que deveria ocorrer o contrário: as coníferas, devido a preferência por um clima mais frio, apresentariam mais anéis de crescimento de tonalidades mais escuras e, portanto, maior resistência e, para as dicotiledôneas, mais anéis de crescimento com tonalidade clara, logo, menor resistência. Porém, conforme Figura 6a, o que se observa é que nas coníferas a delimitação dos anéis de crescimento são bem perceptíveis, devido estas serem provenientes de regiões onde as estações do ano são bem definidas e, como já comentado, durante as estações mais quentes o crescimento das camadas de tonalidade clara é mais acentuado e, portanto, mais predominante em termos de área na seção do tronco, conferindo-lhes a baixa resistência e densidade. Para o caso das dicotiledôneas, a presença de anéis de crescimento de tonalidade mais clara é evidentemente também predominante, devido ao clima mais quente. Porém, o que confere maior densidade e resistência nestas é a presença do cerne de forma mais acentuada na seção, conforme mostra a Figura 6b.

Figura 4 – Esquema do arranjo interno da estrutura do tronco de uma árvore



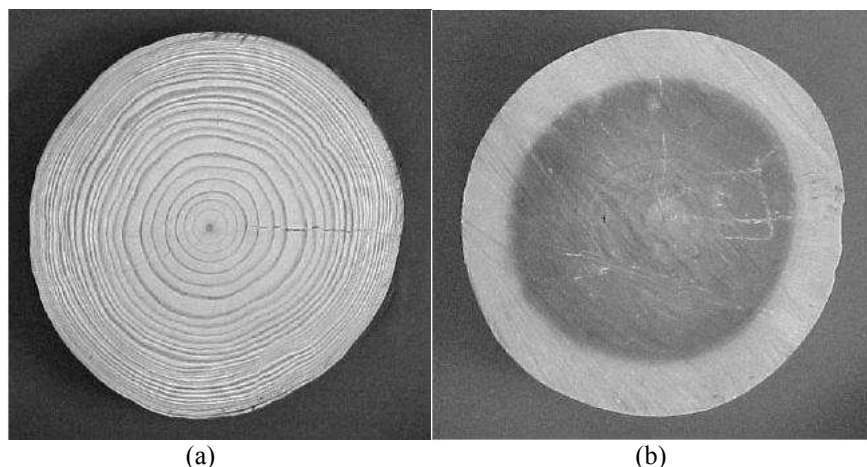
Fonte: ALMEIDA (1990).

Figura 5 – Elementos da seção transversal de uma árvore



Fonte: RITTER (1990) apud BRITO (2010)

Figura 6 – Seção transversal do tronco de uma conífera (a) e de uma dicotiledônea (b)



Fonte: CALIL *et al* (2009).

4.4 Propriedades estruturais

4.4.1 Propriedades físicas

Visto que a madeira é um material com propriedades bastante peculiares, que lhe são conferidas ao longo de seu desenvolvimento e condicionadas à sua fisiologia e clima do ambiente, é evidente que a sua formação interna não ocorre de forma homogênea.

A madeira é considerada um material anisotrópico, o que significa que as propriedades se diferem em relação aos diversos planos ou direções perpendiculares entre si. Não há simetria de propriedades em torno de qualquer eixo (GESUALDO, 2003). Isto é consequência do processo de crescimento da árvore, durante o qual ocorre a definição de uma simetria axial e uma direção preferencial das células que constituem o lenho. Além disso, é também um material higroscópico, ou seja, suas propriedades físicas, químicas e mecânicas também variam em função do teor de umidade do ambiente. O comportamento higroscópico influencia também na trabalhabilidade, preservação e durabilidade da madeira.

É importante salientar que, apesar de apresentar anisotropia, a madeira é considerada hipoteticamente como um material homogêneo para a definição de algumas propriedades relacionadas a umidade e densidade.

4.4.1.1 Umidade

Como a madeira trata-se de um material semiporoso, a absorção de água em maior ou menor grau, devido condições do ambiente, promove uma grande variabilidade das propriedades estruturais. Devido isto, estabeleceu-se como condição padrão de umidade um teor de 12% para

a determinação do peso específico aparente do material e, com isso, o peso próprio dos elementos estruturais para a estimativa das ações permanentes em projetos, bem como para a determinação das classes de resistências previstas normativamente.

A ABNT NBR 7190:1997 – Projetos de estruturas de madeira, define quatro classes de umidade, conforme Tabela 1, com o intuito de auxiliar o projetista quanto ao ajuste das propriedades de resistência e rigidez da madeira em função das condições ambientais onde as estruturas serão implantadas. Este ajuste é considerado durante a definição de um coeficiente de modificação denominado K_{mod} que, além da influência da umidade, considera também a classe de carregamento da estrutura e a qualidade da madeira empregada.

Tabela 1 – 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: ABNT NBR 7190:1997.

4.4.1.2 Densidade

A densidade é o parâmetro físico mais importante para a caracterização das madeiras destinadas a aplicação como elemento estrutural. Conceitualmente, a densidade é definida como a relação entre a quantidade de massa e o volume de uma amostra. Além da parte sólida de uma amostra de material, o volume também engloba a parte líquida, bem como os vazios existentes. Logo, o valor da densidade é influenciado pelo teor de umidade do material. Como a madeira apresenta teores de umidade que variam com o tempo e as condições ambientais impostas, considerados desde o momento de sua extração, podem ser determinadas quatro tipos de densidades com nomenclaturas, valores e aplicações distintas para uma mesma amostra de madeira, as quais são: densidade verde – usada para estimativa de peso para transporte; densidade seca – para a escolha da madeira para fins energéticos; densidade básica – comparação entre propriedades de espécies; e a densidade aparente – utilizada para determinação do peso próprio das estruturas (MELO, 2002).

Para a aplicação em projetos estruturais, a densidade aparente é determinada em função de uma condição padrão de referência de teor de umidade equivalente a 12%, como comentado anteriormente. Seu valor é determinado a partir do quociente entre a massa úmida e o volume úmido da amostra de madeira.

4.4.1.3 Módulos de elasticidade e rigidez

A madeira apresenta diferentes módulos de elasticidade, que variam de acordo com o tipo de solicitação nas direções dos planos preferenciais das fibras em sua estrutura interna. O módulo de elasticidade longitudinal na compressão paralela às fibras (E_{W0} ou E_{C0}) é considerado o valor base para a determinação aproximada dos demais módulos de elasticidade, quando estes não são obtidos por meio de ensaios específicos.

A ABNT NBR 7190:1997 define que se pode admitir igualdade entre os valores médios do módulo de elasticidade longitudinal à compressão e à tração paralela às fibras ($E_{C0, m} = E_{t0, m}$). Além destes, podem ser definidos os módulos de elasticidade longitudinal normal às fibras (E_{90}), o módulo de elasticidade transversal (G) e o módulo de elasticidade na flexão (E_M), sendo o valor deste último dependente da classe botânica da espécie de madeira. Logo, tem-se que, em função do valor de E_{C0} , as seguintes relações:

$$\begin{array}{l} \blacksquare E_{C90} = E_{C0}/20 \end{array} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare G = E_{C0}/20 \end{array} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare E_M = 0,85 \times E_{C0} \quad (\text{para coníferas}) \end{array} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare E_M = 0,90 \times E_{C0} \quad (\text{para dicotiledôneas}) \end{array} \quad (\text{Eq. 4})$$

De acordo com a Seção 6.1.4 desta mesma norma, a rigidez é medida pelo valor médio do módulo de elasticidade, determinado na fase de comportamento elástico linear. A sua caracterização simplificada pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras, conforme Equação 1. Para a verificação do comportamento da estrutura frente aos Estados Limites, a rigidez deve ser estimada tomando-se o valor efetivo do módulo de elasticidade paralelamente às fibras por meio da Equação 5, considerando, novamente, a influência da umidade por meio do coeficiente de modificação K_{mod} , melhor definido na seção 5.4.2 deste relatório.

$$E_{C0,ef} = K_{mod} \times E_{C0,m} \quad (\text{Eq. 5})$$

Para o projeto de estruturas, a rigidez na direção tangencial é desconsiderada.

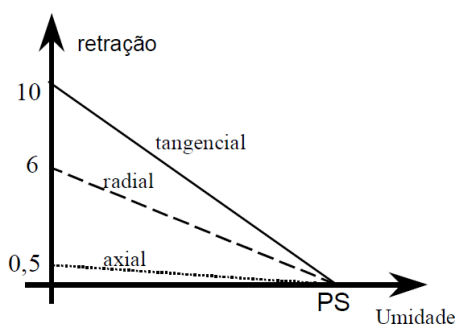
4.4.1.4 Retratabilidade

A retratabilidade é um efeito que provoca a variação das dimensões da madeira, em decorrência da troca de umidade do material com o meio a qual se encontra, até que seja atingida uma condição de equilíbrio, denominada como umidade de equilíbrio higroscópico. Esta variação dimensional se refere às contrações e inchamento do material, e começam a ocorrer quando há a perda ou ganho de umidade abaixo do ponto de saturação das fibras, normalmente situado entre 28% e 30% de umidade (REMADE, Ed. nº 59, 2001).

No entanto, com relação a contração do material, o aumento deste efeito em função do aumento da temperatura não considera simplesmente a redução do teor de umidade, pois este fator contribui em menor parte para a contração efetiva que uma peça sofre. Existem outros fatores que podem estar relacionados à diminuição das dimensões do material. Um deles envolve a possibilidade da presença de colapso na estrutura interna da madeira, decorrente das forças capilares que excedem a resistência em relação a compressão normal às fibras. Os demais têm relação com o processo de secagem a qual a madeira é submetida, produzindo tensões que culminam numa compressão residual na peça, além de uma possível degradação térmica do material (REMADE, Ed. nº 59, 2001).

O comportamento anisotrópico da madeira provoca intensidades distintas de retratabilidade ao longo dos planos preferenciais das fibras. A retratabilidade da madeira é mais acentuada na direção tangencial, seguida pela radial e axial (longitudinal) (GESUALDO, 2003). A intensidade da retração na direção tangencial situa-se em torno de duas vezes o valor encontrado para a direção radial. Para o caso de madeiras das espécies de Eucalipto, este valor pode triplicar. Já em relação a direção axial, a intensidade nesta se apresenta em torno de vinte vezes menor que o valor tangencial (REMADE, Ed. nº 59, 2001). Tais variações podem ser visualizadas por meio do gráfico apresentado na Figura 7.

Figura 7 – Variação da retratabilidade da madeira nos planos preferenciais das fibras



Fonte: GESUALDO (2003).

No entanto, nem sempre estas condições de retratibilidade ocorrem. Segundo alguns autores, a madeira quando submetida ao aumento de temperatura, passa a não seguir totalmente o comportamento anisotrópico. Com isso, nem sempre a contração na direção tangencial será superior ao valor na direção axial. Isto decorre do fato de que, quando uma peça é submetida a uma temperatura elevada, há a restrição da contração da largura das células contidas em sua superfície, devido a presença das camadas inferiores a esta possuírem teor de umidade maior. Porém, a diminuição da espessura não é restringida, se apresentando superior a contração da largura, não importando a direção – tangencial ou radial (REMADE, Ed. nº 59, 2001).

4.4.1.5 Resistência ao fogo

O fato de a madeira ser um material inflamável certamente é um problema, porém, em situações de incêndio apresenta um ótimo comportamento estrutural, se comparado a outros materiais construtivos. A saída de água da estrutura interna da madeira provoca o aumento de sua compacidade, em decorrência da retração das paredes internas dos vasos condutores. A compacidade tem relação direta com outras propriedades, tais como a resistência e rigidez do material. Quando o teor de umidade atinge valores menores que 25% e próximos de 5%, este fenômeno ocorre com maior intensidade. Isto, aliado a exposição a altas temperaturas, melhora significativamente a resistência mecânica, retardando ao máximo o colapso da estrutura. Este retardo decorre do fato de que o aumento da resistência em função do aumento de temperatura é consideravelmente bem superior ao decréscimo de resistência na seção da peça devido ao avanço do fogo. Com isto, a parte interna da seção mantém-se íntegra e absorvendo os esforços atuantes por um tempo maior que o suportado por outros materiais, possibilitando a evacuação da edificação com certa segurança.

4.4.1.6 Condutividade térmica

A propagação de calor na madeira ocorre com maior intensidade no sentido paralelo às fibras e menor no sentido perpendicular (MADY, 2008). A condutividade térmica tem relação direta com o peso específico e teor de umidade para qualquer espécie, ou seja, quanto maior estes dois últimos parâmetros, maior a capacidade da madeira de conduzir calor. Como a madeira é composta em sua grande parte por tecidos com elevada taxa de celulose – caracterizada como um mau condutor, e considerando que em sua estrutura interna há o aprisionamento de inúmeras massas de ar, esta pode ser classificada como um material que apresenta melhor comportamento como isolante do que como condutor térmico.

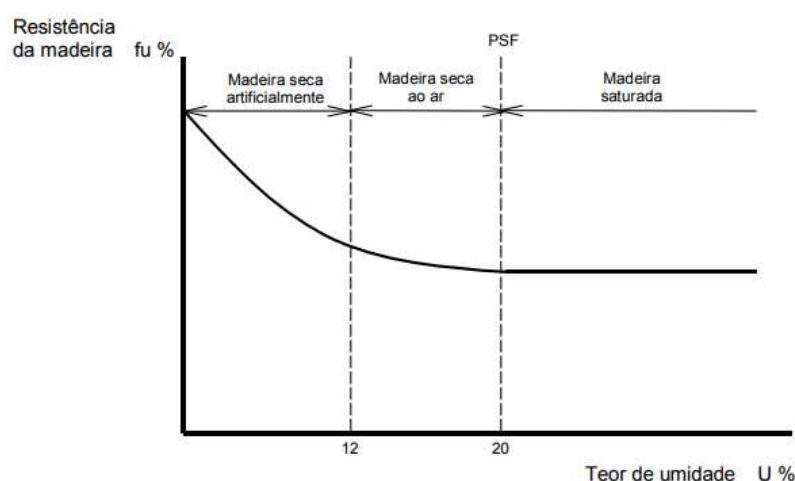
4.4.2 Propriedades mecânicas

As peças de madeira quando submetidas a esforços externos apresentam comportamentos distintos, que variam de acordo com o tipo e direção de aplicação destes em relação à direção das fibras. Logo, a anisotropia da madeira, assim como para as propriedades físicas, também influencia na definição das propriedades mecânicas das mais variadas espécies. Além de anisotrópica, a madeira é considerada também um material ortotrópico, pois suas propriedades de elasticidade e resistência não variam numa só direção, mas sim de uma direção para outra.

O comportamento mecânico pode ser avaliado analisando-se parâmetros como elasticidade, plasticidade e resistência. Além da direção de aplicação dos esforços, tais propriedades também são influenciadas pelo teor de umidade e temperatura do ambiente, pela massa específica da madeira e da duração do carregamento sobre a mesma.

A resistência mecânica da madeira decresce a medida que o teor de umidade aumenta, conforme pode ser observado por meio do gráfico apresentado na Figura 8. Este decréscimo ocorre até o ponto de saturação das fibras (PSF) e, após este, a resistência mantém-se constante. A variação das propriedades da madeira pode ser considerada linear quando a umidade se encontra entre 2% a 25% (BARROS, 2003).

Figura 8 – Resistência da madeira versus teor de umidade

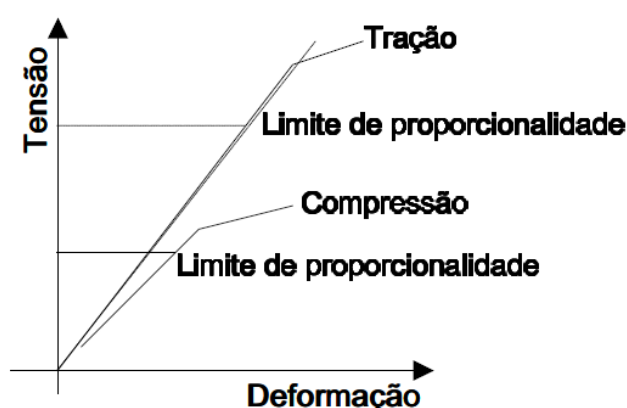


Fonte: ALMEIDA (1998) apud SZÜCS *et al* (2015).

A elasticidade é um parâmetro associado a capacidade de um material retornar à sua configuração original após a retirada da carga que fora aplicada, sem apresentar uma deformação residual. A deformação é caracterizada pela variação das dimensões da peça em decorrência da aplicação da carga. Tal fenômeno pode apresentar proporcionalidade ou não à

carga aplicada. Quando ocorre proporcionalidade, significa que a peça analisada se encontra no regime elástico, no qual as deformações causadas são consideradas reversíveis. Quando não há esta proporção, conclui-se que a peça está situada no regime plástico e, portanto, perde-se a capacidade de retornar às suas dimensões originais. A delimitação entre um regime e outro é denominado como limite de proporcionalidade, conforme pode ser observado na Figura 9. Apesar da madeira apresentar uma deformação residual, é considerada um material elástico para a maioria das aplicações em estruturas (MELLO, 2007).

Figura 9 – Representação gráfica da resistência da madeira à tração e compressão paralela às fibras

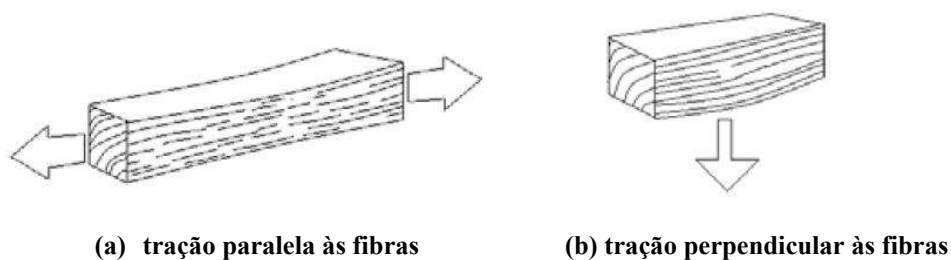


Fonte: MELO (2002).

A madeira pode ser submetida a três tipos de tensões: tração, compressão, cisalhamento e flexão.

Como indicado na Figura 10, o comportamento da madeira a tração pode ser analisado quanto a duas formas de solicitações: paralelamente e perpendicularmente às fibras, sendo que, para o primeiro caso, a madeira apresenta maior resistência. Quando a madeira é submetida à uma solicitação de tração perpendicular às fibras, há a tendência destas se separarem e afetar a integridade estrutural da peça, conferindo-lhe, portanto, uma baixa resistência a este tipo de esforço. Os ensaios para a obtenção destas propriedades apresentam uma execução complicada, pois para o caso de solicitação de tração paralela às fibras, há grandes chances de esmagamento destas pelas garras da máquina de ensaio (MELO, 2002). Para o caso de solicitação perpendicular, os resultados apresentam muitas variações. Logo, ambos não apresentam valores de resistências muito confiáveis.

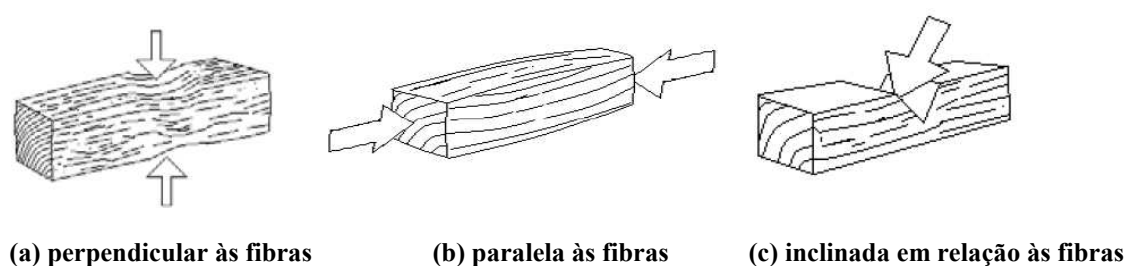
Figura 10 – Esforços de tração na madeira



Fonte: RITTER (1990) apud SZÜCS *et al* (2015).

Com relação aos esforços de compressão, estes podem ocorrer segundo três orientações: paralela, perpendicular e inclinada em relação às fibras, conforme Figura 11.

Figura 11 – Esforços de compressão na madeira



Fonte: RITTER (1990) apud SZÜCS *et al* (2015).

Dentre estes casos, a madeira apresenta um melhor desempenho mecânico quando solicitada a compressão paralelamente às fibras, pois como o esforço se desenvolve ao longo do comprimento das células, estas reagem em conjunto e acabam por conferir uma grande resistência à madeira quanto a esta solicitação.

Para o caso de compressão perpendicular às fibras, a resistência apresentada pela madeira a este esforço corresponde a 25% da resistência à compressão paralela às fibras ($f_{c90,k}/f_{c0,k} = 0,25$).

Apesar de apresentar um aumento da capacidade de carga, devido à compactação das fibras e eliminação dos vazios, a baixa resistência à compressão normal está condicionada às altas deformações apresentadas pela madeira quando submetida a este tipo de esforço. Para efeito de aplicação em projetos estruturais, considera-se, então, a resistência até o limite de proporcionalidade, ou seja, durante o regime elástico (MELLO, 2007).

Quando a compressão ocorre de forma inclinada em relação às fibras, a madeira encontra-se submetida a tensões de compressão paralela e perpendicular, simultaneamente. Este comportamento é considerado para fins de dimensionamento das peças, sendo que, de acordo com a ABNT NBR 7190:1997 – Seção 7.2.9, a redução da resistência da peça quanto a este

tipo de solicitação pode ser estimada por meio da fórmula de *Hankinson* (Equação 6).

$$f_{\alpha} = \frac{f_{c0} \times f_{c90}}{f_{c0} \sin^2 \alpha + f_{c90} \cos^2 \alpha} \quad (\text{Eq. 6})$$

Na qual:

f_{c0} : resistência à compressão paralela às fibras;

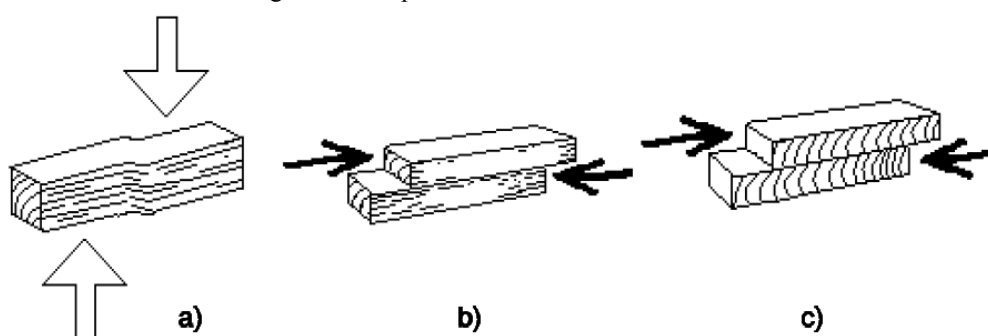
f_{c90} : resistência à compressão perpendicular às fibras;

α : o ângulo de aplicação da tensão em relação às fibras.

Para tensões normais em relação às fibras com inclinações de até 6°, tal redução pode ser desconsiderada.

Com relação ao comportamento mecânico da madeira frente ao cisalhamento, também denominado como esforço cortante, são analisados três casos de solicitação. O primeiro é quando a ação se dá perpendicularmente às fibras (Figura 12a), o segundo considera o esforço atuando no sentido longitudinal às fibras (cisalhamento horizontal no plano radial ou tangencial) (Figura 12b) e, por último, a força estando aplicada perpendicularmente às linhas dos anéis de crescimento (Figura 12c), denominado como cisalhamento “*rolling*” (CALIL, 1999).

Figura 12 – Tipos de cisalhamento na madeira



Fonte: RITTER (1990) apud SZÜCS *et al* (2015).

Devido à alta resistência ao corte apresentado pelas fibras, a atuação do esforço cortante na direção perpendicular a estas não é considerada crítica. Antes de ocorrer a ruptura da peça por cisalhamento, outras falhas ocorrem antes, como, por exemplo, o esmagamento das fibras. O segundo caso é o mais crítico. A peça rompe devido a separação e escorregamento entre as células da madeira. O cisalhamento do tipo “*rolling*” é nomeado desta forma devido a tendência que as células têm de rolarem umas sobre as outras, de forma transversal em relação ao eixo

longitudinal. Para o dimensionamento de vigas, elementos de ligação e caracterização das espécies, o comportamento da madeira ao cisalhamento é de suma importância (SZÜCS *et al*, 2015).

No que se refere à flexão simples – Figura 13, são considerados quatro tipos de esforços: compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, cisalhamento horizontal e compressão perpendicular às fibras, na região dos apoios (MELLO, 2007).

Figura 13 – Comportamento mecânico da madeira à flexão simples



Fonte: RITTER (1990) apud SZÜCS *et al* (2015).

Devido a diferença de intensidade entre a resistência à tração e à compressão paralela às fibras, conforme o gráfico da Figura 9, a madeira apresenta um comportamento bem peculiar quando submetida à flexão. Ocorre que, inicialmente há a formação de pequenas falhas de compressão que, atuando em conjunto, culminam no esmagamento em maior escala na região comprimida. Com isso, a área comprimida na peça aumenta significativamente em relação a área tracionada, o que ocasiona no acréscimo de tensões nesta última. Logo, o rompimento da peça pode ocorrer por tração (SZÜCS *et al*, 2015).

Além da análise da resistência da madeira quanto aos tipos de solicitações já citadas, pode-se avaliar também o seu comportamento mecânico quanto a dureza, fendilhamento, resistência ao impacto e à torção, sendo que, em relação a este último, há pouca investigação pelo meio técnico.

Diante disso, a ABNT NBR 7190:1997 recomenda evitar a torção de equilíbrio, pois esta ocasiona em um estado múltiplo de tensões sobre a peça, aumentando o risco de ruptura devido ao surgimento de esforços de tração normal às fibras (SZÜCS *et al*, 2015).

A madeira apresenta uma ótima resistência ao impacto, que é um parâmetro definido como a capacidade do material em absorver rapidamente energia pela deformação. A aferição desta resistência pode ser efetuada por meio de dois tipos de ensaios: ensaio de flexão dinâmica,

previsto pela ABNT NBR 7190:1997, e ensaio de tenacidade, considerado como o mais confiável no fornecimento de seus resultados.

Com relação à dureza da madeira, a sua aferição, assim como para outros materiais construtivos, assume grande importância na definição de seu uso final como, por exemplo, para a composição de pisos, onde não se admite a formação de marcas em decorrência de ações externas. Tal propriedade é obtida a partir da introdução de uma semiesfera nas direções normal e paralela às fibras. O resultado deste procedimento também é utilizado para fins comparativos entre as espécies de madeira.

O fendilhamento é definido por meio da capacidade apresentada por uma peça de madeira com ranhura em resistir à rachadura, quando submetida a uma força para afastar as bordas de tal ranhura (MORESHI, 2010). O conhecimento acerca desta propriedade é relevante para prever o comportamento da madeira quanto a introdução e extração de pregos ou parafusos, entalhes, dentre outros tipos de ligações.

A resistência ao embutimento é outra propriedade bastante importante para a caracterização da madeira do ponto de vista estrutural. Segundo a Seção 8.2 da norma, esta pode ser definida por meio de ensaio padronizado ou a partir relações aproximadas abaixo, na falta de determinação experimental específica:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$f_{e90,d} = 0,25 \times f_{c0,d} \times \alpha_e \quad (\text{Eq. 8})$$

Sendo α_e um coeficiente que depende do diâmetro do pino empregado. Os valores para este são apresentados na Tabela 14 da referida norma.

5 ASPECTOS GERAIS SOBRE A EDIFICAÇÃO DE REFERÊNCIA

A edificação de referência deste trabalho trata-se de uma estrutura de cobertura – de duas águas – de um estabelecimento comercial construída com madeira roliça de reflorestamento, situada na zona Leste da cidade de Uberlândia. Segundo informações passadas pelo profissional responsável pela execução da obra, a concepção arquitetônica e cálculo do material empregado no projeto é de sua total autoria. Diante disso, supôs-se que a estrutura foi projetada por meio de uma metodologia empírica, o que não significa que esta tenha sido mal executada. A obra possui cerca de 7 anos e seus elementos estruturais encontram-se em bom estado de conservação, não apresentando nenhum tipo de deformação perceptível. Observou-se o cuidado

com relação a proteção e durabilidade das peças, havendo a aplicação de produtos para tal feito. A Figura 14 apresenta uma ilustração esquemática da edificação em questão.

Figura 14 – Esquema ilustrativo da estrutura de referência

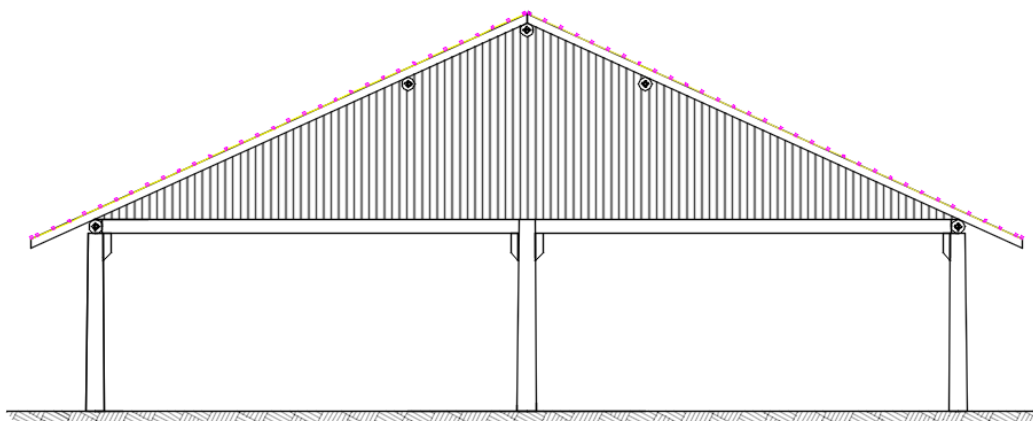


Fonte: Autora.

5.1 Disposição arquitetônica dos elementos e suas dimensões

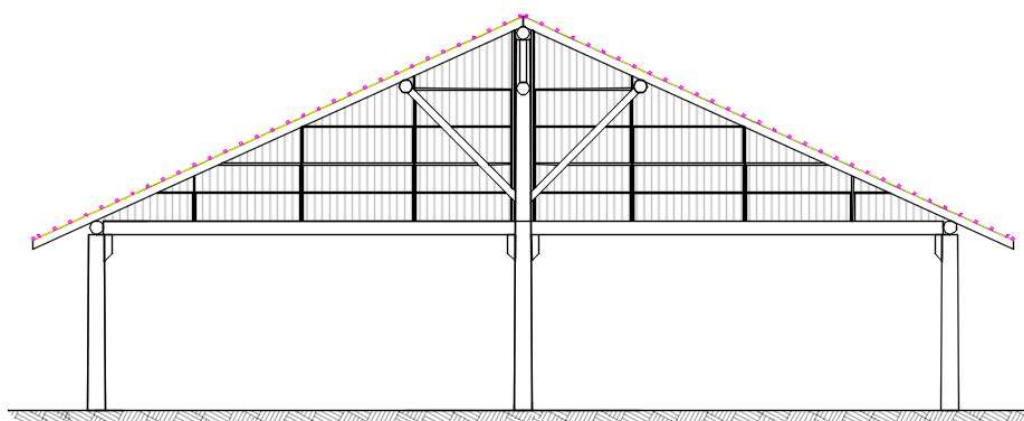
Quanto à disposição arquitetônica dos elementos, a estrutura é formada por oito pórticos regularmente espaçados a cada 5 m, sendo a distância entre os eixos dos pilares de cada pórtico equivalente a 8 m. Em planta, a cobertura possui um comprimento total de 36,2 m e largura de 18,4 m, já considerando um beiral de 1,20 m a partir do eixo dos pilares das extremidades, exceto para o fundo da edificação. As Figuras 15 e 16 apresentam os cortes esquemáticos referentes aos pórticos das extremidades, do ponto de vista externo e interno à edificação, respectivamente. A configuração estrutural dos demais pórticos pode ser visualizado por meio da Figura 22.

Figura 15 – Esquema ilustrativo dos pórticos das extremidades – externamente à edificação



Fonte: Autora.

Figura 16 – Esquema ilustrativo dos pórticos das extremidades – internamente à edificação



Fonte: Autora.

A cobertura possui um telhado com inclinação de 45%, o que corresponde a 24°. Para a composição deste, foram utilizadas telhas de concreto da marca Eurotop®. Suas características quanto as dimensões e peso podem ser visualizadas por meio da Figura 17. O conjunto de ripas, caibros e terças é denominado como trama da cobertura. As ripas atuam como suportes para as telhas, sendo que, a dimensão dessas, influem no valor dos espaçamentos que devem ser adotados entre as ripas e, conforme dados da Figura 16, este espaçamento corresponde a 32 cm. As ripas utilizadas na estrutura analisada são de madeira Garapa, com dimensões da seção transversal de 4,50 cm × 4,50 cm. Estas se apoiam nos caibros que, por sua vez, transmitem os esforços às terças e vigas que se apoiam nos pilares das extremidades ao longo do comprimento

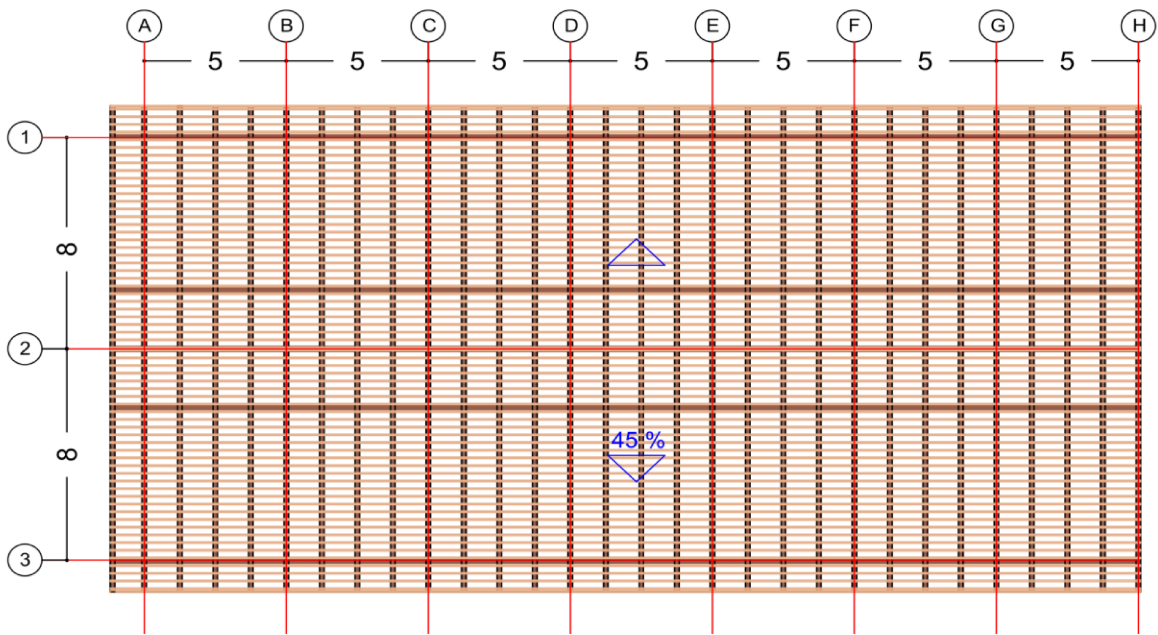
da estrutura. A configuração geral da trama da cobertura é apresentada na Figura 18, bem como a localização e espaçamentos dos eixos dos pilares. Na Figura 19 constam os espaçamentos entre os caibros e entre terças. Os valores são apresentados em metros.

Figura 17 – Características das telhas de concreto empregadas

Comprimento médio	420 mm
Largura média	330 mm
Telhas por m²	10,4 pçs
Peso médio por telha	4,5 Kg
Peso médio por m²	46,8 Kg
Distância máxima entre ripas	32 cm
Absorção de água	< 10%
Resistência	>2500 N
Inclinação mínima	Vide Fig. 1
Embalagem	240 telhas
Medida de pallet	1,15x1,20m
Unidade operativa	Itu/SP

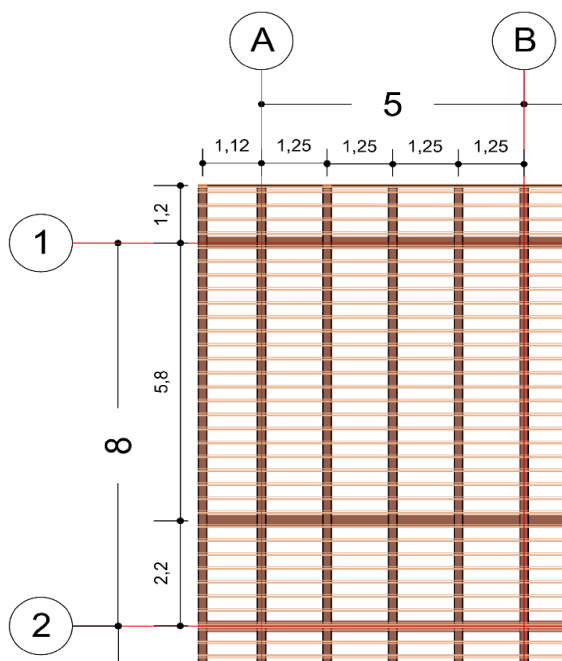
Fonte: EUROTOP ® (2018).

Figura 18 – Configuração da trama da cobertura e eixos dos pilares



Fonte: Autora.

Figura 19 – Espaçamentos em planta entre elementos da trama da cobertura



Fonte: Autora.

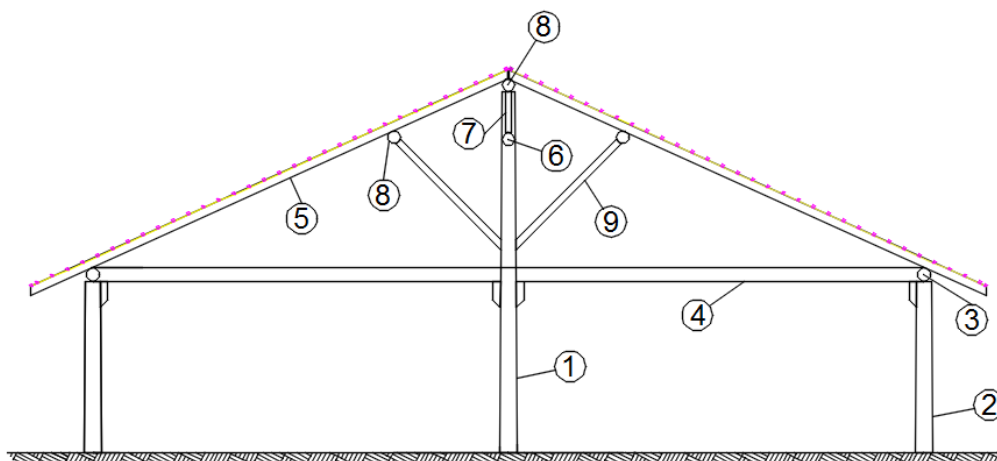
Na Tabela 2 consta um resumo geral dos dados coletados referentes às dimensões dos elementos estruturais de madeira roliça da edificação em questão, que serão úteis aos dimensionamentos. Foram atribuídas numerações como forma de identificação dos elementos, os quais podem ser relacionados com base nas Figuras 20 e 21. Com relação as peças fixadas junto aos pilares dos pórticos das extremidades, para auxiliar na sustentação das vigas, estas possuem cerca de 0,40 m de comprimento e diâmetro em torno de 16 cm. O detalhe desta ligação é apresentado na Seção 5.3.

Tabela 2 – Dados gerais coletados sobre os elementos estruturais

Identificação	Elementos de madeira roliça	Altura sobre o nível do piso (m)	Diâmetro na base (cm)	Diâmetro no topo (cm)
1	Pilares centrais	6,95	35	26
2	Pilares das extremidades	3,30	34	28
		Comprimento (m)	Diâmetro varia entre (cm)	
3	Vigas sobre os pilares extremos laterais	5,00	24	26
4	Vigas sobre os pilares dos pórticos ext.	7,72	24	26
5	Vigas inclinadas (Caibros)	10,10	14	16
6	Viga detalhe entre pilares centrais	4,83	22	24
7	Peças verticais da viga de detalhe	0,80	10	12
8	Terças	5,00	22	24
9	Peça mão-francesa	2,88	12	14

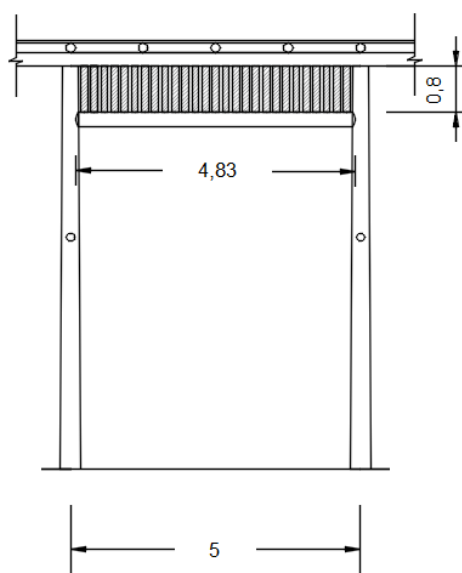
Fonte: Autora.

Figura 20 – Elementos de madeira roliça da obra de referência



Fonte: Autora.

Figura 21 – Viga detalhe entre os pilares centrais

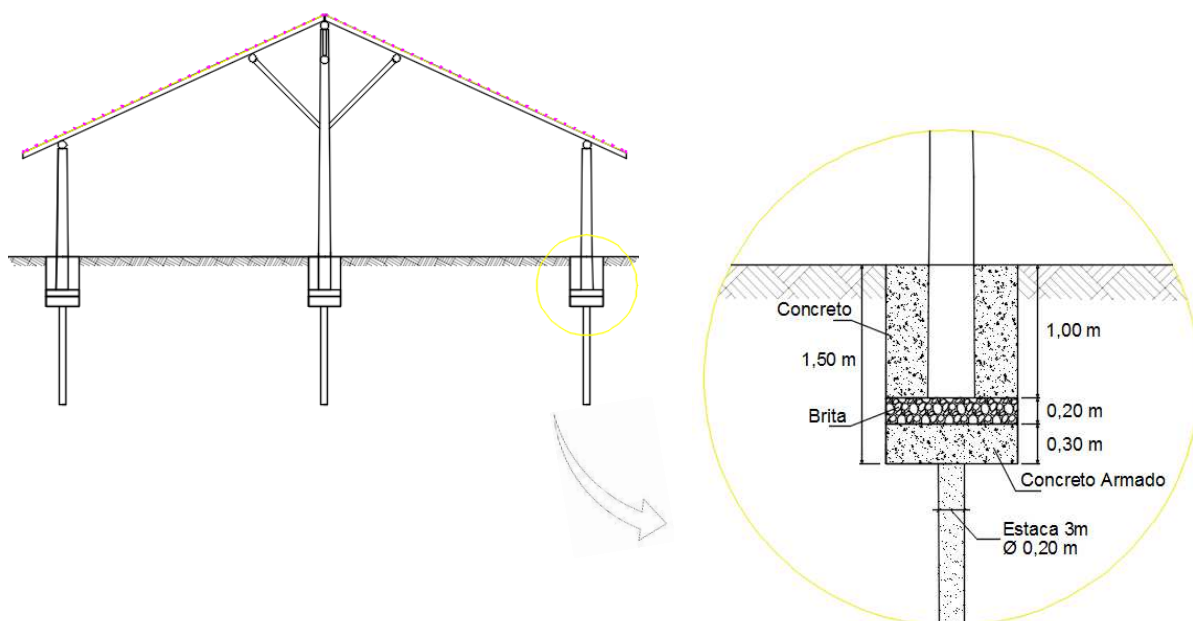


Fonte: Autora.

Segundo informações passadas pelo profissional responsável pela concepção da estrutura, para a execução das bases dos pilares foi realizada uma abertura no solo com dimensão de $1,00 \text{ m}^2$ em planta e $1,50 \text{ m}$ de profundidade. Em cada abertura cravou-se uma estaca de concreto de 3 m de comprimento, com diâmetro de 20 cm . Em seguida, foi aplicada uma camada de 30 cm de concreto armado e, posteriormente, sobre esta, uma camada de 20 cm de brita para o assentamento do pilar. A fundação foi finalizada após a concretagem para o $1,00 \text{ m}$ de profundidade restante, em torno de cada elemento. A camada de agregados é recomendada devido ao fato de que o efeito de dilatação se manifesta com intensidades distintas em cada tipo de material – madeira e concreto. Esta camada também é útil para garantir que haja o

escoamento da água que percola entre o pilar e o concreto, devido à falta de aderência entre os materiais, evitando assim o apodrecimento da madeira. A Figura 22 apresenta um esquema ilustrativo da base executada para as colunas da estrutura em questão.

Figura 22 – Fundações executadas para a base dos pilares



Fonte: Autora.

Sobre as vedações utilizadas nos pórticos das extremidades, estas são constituídas por forro de Lambri – madeira Angelim. Cada estrutura de vedação possui uma área em torno de 29 m².

5.2 Espécies de Eucalipto utilizadas

Para a composição da estrutura foram empregadas duas espécies de madeira de reflorestamento – Eucalipto Cloeziana e Eucalipto Urophylla.

O Eucalipto Cloeziana caracteriza-se por ser uma madeira de resistência média e de densidade elevada. Apresenta uma boa durabilidade natural, ou seja, um bom desempenho quanto ao ataque de fungos e insetos. Esta característica é comum a várias espécies de Eucalipto, que dificilmente apresentam problemas de apodrecimento. No entanto, o tratamento preservativo das peças é recomendado e, como a Cloeziana apresenta baixa permeabilidade, há uma maior dificuldade de impregnação das substâncias preservantes nestas em comparação com as demais espécies. Além da caracterização quanto a permeabilidade, a quantidade de alburno é fator determinante para definir as formas de aplicação do material. O Eucalipto Cloeziana apresenta uma baixa quantidade de alburno, o que impede a preservação de forma efetiva das peças,

tornando difícil a obtenção destas para a aplicação em locais com maiores riscos de ataque de organismos xilófagos. O Eucalipto Cloeziana apresenta bom desempenho como pontaletes, andaimes, porteiras, moirões e elementos de cobertura, como vigas, caibros e ripas (REMADE, Ed. nº59, 2001).

Já o Eucalipto Urophylla apresenta, geralmente, propriedades de resistência e elasticidade baixas. A sua aplicação deve ser realizada em locais com proteção a umidade e a incidência de cupins, devido sua baixa durabilidade natural. Apesar de apresentar uma densidade relativamente alta, sua aplicação com finalidade estrutural não é recomendada (REMADE, Ed. nº59, 2001).

5.3 Características das ligações empregadas

Como exposto anteriormente, na Seção 4.1.2, são diversas as possibilidades de conexões entre peças de madeira roliça. Para a edificação em questão, notou-se o emprego de chapas metálicas externas parafusadas para promover a ligação entre as peças do tipo ‘mão francesa’ e as terças, conforme mostra a Figura 23. Nesta também é possível observar a ocorrência de fendilhamento em uma das peças sustentadas.

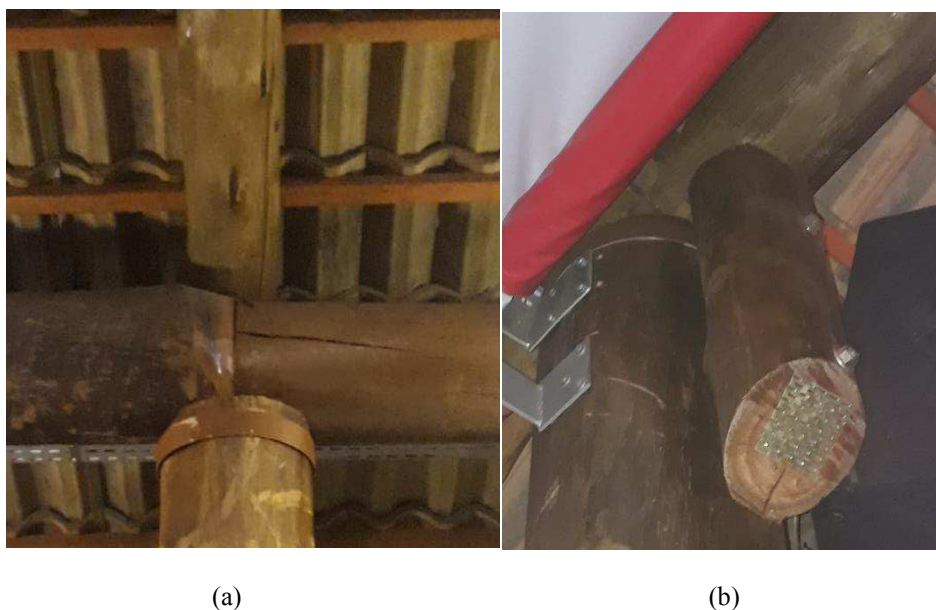
As vigas das extremidades, dispostas ao longo do comprimento da estrutura, encontram-se simplesmente apoiadas e fixadas sobre as colunas por meio de parafusos, sendo o topo destas envoltas por cintas metálicas também parafusadas, conforme Figura 24a. Já as vigas dos pórticos das extremidades encontram-se apoiadas em parte do topo dos pilares laterais e sobre as peças fixadas junto a estes para auxiliar na sustentação, como pode ser visualizado por meio da Figura 24b.

Figura 23 – Ligação entre terças e 'mãos francesas'



Fonte: Autora.

Figura 24 – Ligação entre pilares e vigas



Fonte: Autora.

Para a conexão entre as vigas próximo ao topo dos pilares centrais e de seus elementos verticais, supõe-se que foram executados entalhes. Estas peças, referidas pelo carpinteiro responsável pelo projeto como vigas com finalidade apenas estética (Figura 25), acabam por contribuir para o travamento entre os pilares, diminuindo o comprimento de flambagem destes. A mesma tipologia de ligação pôde ser observada no encontro entre as peças do tipo ‘mão francesa’ e pilares centrais, como mostra a Figura 26.

Figura 25 – Viga detalhe entre pórticos



Fonte: Autora.

Figura 26 – Ligação entre pilares centrais e peça 'mão francesa'



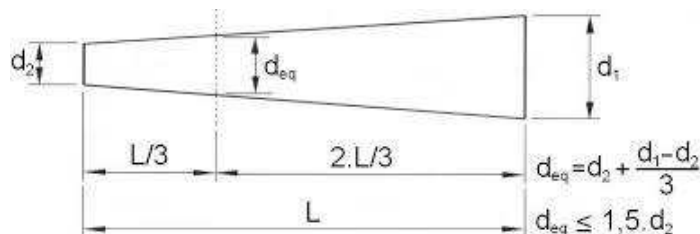
Fonte: Autora.

Para as conexões entre os caibros e ripas foram utilizados pregos simples e, entre os caibros e terças e demais peças roliças, parafusos de $\frac{1}{2}$ ". Devido a impossibilidade de visualização detalhada de algumas ligações e, portanto, a conclusão quanto ao tipo de comportamento mecânico apresentado por estas – rígidas ou deformáveis, foram consideradas algumas simplificações na representação das vinculações entre as peças no modelo estrutural lançado no programa computacional GESTRUT, a ser apresentado na Seção 6.3.

5.4 Disposições normativas para o dimensionamento

A ABNT NBR 7190:1997 prescreve para peças de seção circular de madeira dois métodos simplificados para a obtenção da área da seção transversal, para efeito de cálculo dos pesos próprios e definição das demais propriedades mecânicas necessárias ao dimensionamento. O primeiro método define para peças de seção transversal uniforme a possibilidade de considerar estas como se fossem de seção quadrada, de área equivalente. Já para as peças com seção variável ao longo do comprimento, como é o caso de aplicação das madeiras roliças de reflorestamento, a seção pode ser considerada como se fosse uniforme, sendo determinada a partir do valor do diâmetro equivalente da peça. Tal diâmetro deve ser tomado a uma distância igual a $\frac{1}{3}$ do comprimento total, a partir da extremidade mais delgada. Caso o valor encontrado seja 1,5 vezes superior ao diâmetro desta extremidade, este não deve ser considerado, conforme Figura 27.

Figura 27 – Definição do diâmetro equivalente de peças de seção circular variável

Fonte: CALIL *et al* (2003).

5.4.1 Classes de resistência

Conforme a Seção 6.3.5 da norma, as espécies de madeira são classificadas quanto a resistência à compressão e ao cisalhamento no sentido paralelo às fibras, quanto ao módulo de elasticidade (E_{C0}) e aos pesos específicos básico e aparente. São apresentadas duas tabelas de classes, uma especialmente para as madeiras de coníferas (Tabela 3) e a outra para as dicotiledôneas (Tabela 4).

Como já citado, para a edificação em análise foi empregada madeira roliça de Eucalipto para a composição da estrutura, que é uma madeira mais densa e resistente e, portanto, caracteriza-se como dicotiledônea. Porém, tomando-se como base as classes de resistências apresentadas em norma, houve uma dificuldade de enquadrar-se nestas as espécies que foram empregadas – *Cloeziana* e *Urophylla*. Consultando-se diversos materiais de apoio elaborados a partir de pesquisas que objetivavam a obtenção das propriedades físicas e mecânicas destas e de outras espécies de Eucalipto, observou-se que os resultados que foram obtidos para propriedades como peso específico aparente e resistência a compressão paralela às fibras, não se enquadravam em uma única classe de resistência. Em outras palavras, o peso específico aparente de determinada espécie pertencia a classe C40 enquanto que, sua resistência, a classe C30, por exemplo.

Tabela 3 – Classes de resistência das coníferas

Coníferas					
(Valores na condição padrão de referência $U = 12\%$)					
Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0, m}$ MPa	$\rho_{bas, m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	8500	450	550
C30	30	6	14500	500	600

Fonte: ABNT NBR 7190:1997.

Tabela 4 – Classes de resistência das dicotiledôneas

Dicotiledôneas					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0, m}$ MPa	$\rho_{bas, m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C60	60	8	24500	800	1000

Fonte: ABNT NBR 7190:1997.

Diante disto, para a obtenção do peso próprio das peças de madeira roliça por meio da densidade aparente, bem como das demais propriedades necessárias para o dimensionamento da estrutura em questão, optou-se por não utilizar os dados para dicotiledôneas previstas na norma. Utilizou-se como referência os dados apresentados para as classes de resistências propostas especialmente para os Eucaliptos, conforme Tabela 5. Tal classificação é resultado de uma pesquisa realizada por Carlito Calil Júnior e Almir Sales. Segundo os autores, as propriedades físicas e mecânicas para a posterior classificação apresentada foram obtidas por meio de ensaios realizados em amostras de mais de 16 espécies de Eucalipto, inclusive para a *Cloeziaria* e a *Urophylla*. Tais estudos realizados constituem uma proposta de contribuição para a revisão da ABNT NBR 7190:1997 (7190:2005), para auxiliar na elaboração de projetos estruturais, bem como com o intuito de dar maior visibilidade para as madeiras de reflorestamento, contribuindo para favorecer o seu uso como elemento estrutural.

Os resultados da classificação das espécies analisadas podem ser visualizados por meio da Figura 28.

Tabela 5 – Classes de resistência para Eucaliptos

Eucaliptos					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0, m}$ MPa	$\rho_{bas, m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C25	25	4	9500	500	750
C30	30	5	14500	650	900
C35	35	5,5	17500	700	950
C40	40	6	19500	750	1000

Fonte: CALIL e SALES (2005).

Figura 28 – Classificação dos Eucaliptos quanto a resistência

Espécie	C25	C30	C35	C40
E. Alba				
E. Camaldulensis				
E. Citriodora				
E. Cloeziana				
E. Grandis				
E. Maculata				
E. Maidene				
E. Microcorys				
E. Paniculata				
E. Propinqua				
E. Punctata				
E. Saligna				
E. Tereticornis				
E. Triantha				
E. Umbra				
E. Urophylla				

Fonte: CALIL e SALES (2005).

5.4.2 Coeficientes de modificação e de ponderação das resistências

Segundo a Seção 6.4.4 da ABNT NBR 7190:1997, os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da qualidade da madeira empregada e da classe de umidade admitida. O coeficiente de modificação k_{mod} é obtido por meio da multiplicação dos coeficientes parciais $k_{mod,1}$, $k_{mod,2}$ e $k_{mod,3}$. O valor do $k_{mod,1}$ depende da classe de carregamento e o do $k_{mod,2}$, da classe de umidade, sendo que ambos consideram o tipo de material empregado. Já o $k_{mod,3}$ leva em conta se a madeira é de primeira – $k_{mod,3} = 1,0$, ou segunda categoria – $k_{mod,3} = 0,8$. Ainda conforme a mesma seção, a madeira é considerada como de primeira categoria somente quando todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos por meio de método visual normalizado e após passarem por uma classificação mecânica que assegura a homogeneidade quanto a rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser utilizado.

Para o caso em questão, tem-se que $k_{mod,1} = 0,70$ – valor referente a classe de carregamento de longa duração, $k_{mod,2} = 1,00$ – referente a classe de umidade 1, e $k_{mod,3} = 0,8$. Logo:

$$k_{mod} = 0,70 \times 1,00 \times 0,80 = 0,56 \quad (\text{Eq. 9})$$

Com relação aos coeficientes de ponderação ou de minoração das resistências (γ_w), estes variam de acordo com o tipo de solicitação e com o Estado Limite analisado. Para o Estado Limite Último, tem-se $\gamma_{wc} = 1,4$ – para tensões de compressão paralela às fibras, $\gamma_{wt} = 1,8$ – para tensões de tração paralela às fibras, e $\gamma_{wv} = 1,8$ – para tensões de cisalhamento paralelo às

fibras. Para o Estado Limite de Utilização, tem-se o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

Em posse dos valores dos coeficientes citados, torna-se possível, por meio da Equação 10, a obtenção dos valores de cálculo da resistência.

$$f_{wd} = k_{mod} \times \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad (\text{Eq. 10})$$

5.4.3 Combinações de ações

Serão consideradas para o dimensionamento três ações atuantes sobre a estrutura: ação de carga permanente (peso próprio) e de cargas acidentais (vento e sobrecarga). Com isso, a ABNT NBR 7190:1997 prescreve para carregamento composto por uma carga permanente (G) e duas acidentais (Q), inclusive a proveniente da ação do vento (W), a utilização da mais crítica das duas combinações a seguir, para análise frente ao Estado Limite Último:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} G_{i,k} + \gamma_Q (Q_k + \Psi_{0w} W_k) \quad (\text{Eq. 11})$$

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} G_{i,k} + \gamma_Q (0,75 \times W_k + \Psi_{0Q} Q_k) \quad (\text{Eq. 12})$$

Para o caso em questão, tem-se os coeficientes de acompanhamento $\Psi_{0w} = 0,5$ e o $\Psi_{0Q} = 0,4$ – valor referente ao caso de locais em que não há predominância de pesos e equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas. Tais valores constam na Tabela 2 da norma. E, para os coeficientes de ponderação, tem-se $\gamma_{Gi} = 1,4$ – para o caso de ações permanentes de grande variabilidade com efeito desfavorável e, $\gamma_Q = 1,4$, definidos por meio das Tabelas 4 e 6.

Nestas combinações são consideradas as cargas atuantes de cima para baixo (peso próprio, sobrecarga e vento de sobrepressão). Para considerar-se a ação do vento de sucção com o peso próprio, deve ser aplicada a seguinte combinação:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} G_{i,k} + \gamma_Q (0,75 \times W_k) \quad (\text{Eq. 13})$$

Sendo $\gamma_{Gi} = 0,9$, pois, neste caso, a carga permanente é considerada favorável.

Para análise frente ao Estado Limite de Utilização, será considerada a combinação de ações de longa duração determinada pela Equação 14, na qual $\Psi_2 = 0,2$.

$$F_{d,útil} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (\text{Eq. 14})$$

6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Os dimensionamentos foram realizados com auxílio do programa GESTRUT considerando-se a análise do comportamento da estrutura para as duas espécies de Eucalipto empregadas, visto a impossibilidade de mapeamento destas dentro as peças. Foram consultados, além da ABNT NBR 7190:1997 – Projetos de estruturas de madeira, os seguintes documentos normativos:

- ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

6.1 Determinação das ações

6.1.1 Ações variáveis

Ação do vento

Os valores dos carregamentos oriundos da ação do vento sobre a cobertura analisada são determinados a partir de uma série de parâmetros definidos pela ABNT NBR 6123:1988. O primeiro parâmetro diz respeito a velocidade característica (V_K), a qual é determinada por meio da multiplicação dos valores referentes a velocidade básica do vento (V_0), aos fatores topográfico (S_1) e estatístico (S_3) e ao fator S_2 , que engloba os efeitos devido a rugosidade do terreno, a variação da velocidade em função da altura acima deste e das dimensões da edificação. A Seção 5.1 da norma define a velocidade básica como sendo a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. O valor desta varia em função do local onde a edificação encontra-se situada. Para o caso em questão, tem-se para o município de Uberlândia a velocidade básica de 34 m/s, aproximadamente. Com relação ao S_1 , fator topográfico, atribuiu-se o valor 1,00, correspondente a terreno plano ou fracamente acidentado. Por se tratar de uma edificação comercial, o fator estatístico – S_3 , também é unitário.

Com relação ao fator S_2 , foi atribuída a categoria de rugosidade IV e classificação B (edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 e 50 m). Com isso, o valor de S_2 pode ser definido por meio da Equação 15.

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (\text{Eq. 15})$$

Sendo o fator de rajada $F_r = 0,98$, $b = 0,85$, $p = 0,125$ – valores fornecidos pela tabela 1 da

referida norma, sendo F_r sempre correspondente a categoria II de rugosidade do terreno, e $z = 7,50$ m, que corresponde a altura da cobertura desde o piso. Logo, S_2 vale 0,80.

Portanto, multiplicando-se a velocidade básica com os fatores S_1 , S_2 e S_3 , tem-se uma velocidade característica de 27,32 m/s.

A partir do valor da velocidade característica é possível determinar a pressão dinâmica, por meio da Equação 16.

$$q = 0,613 \times V_K^2 \quad (\text{Eq. 16})$$

Logo, a pressão dinâmica vale 0,46 kN/m².

Os próximos parâmetros a serem definidos são os coeficientes de forma externos (C_e) e os coeficientes de pressão internos (C_{pi}), para a posterior combinação entre estes e o cálculo das pressões efetivas no telhado da cobertura. Para isto, os coeficientes de pressão internos serão considerados atuando uniformemente sobre a superfície.

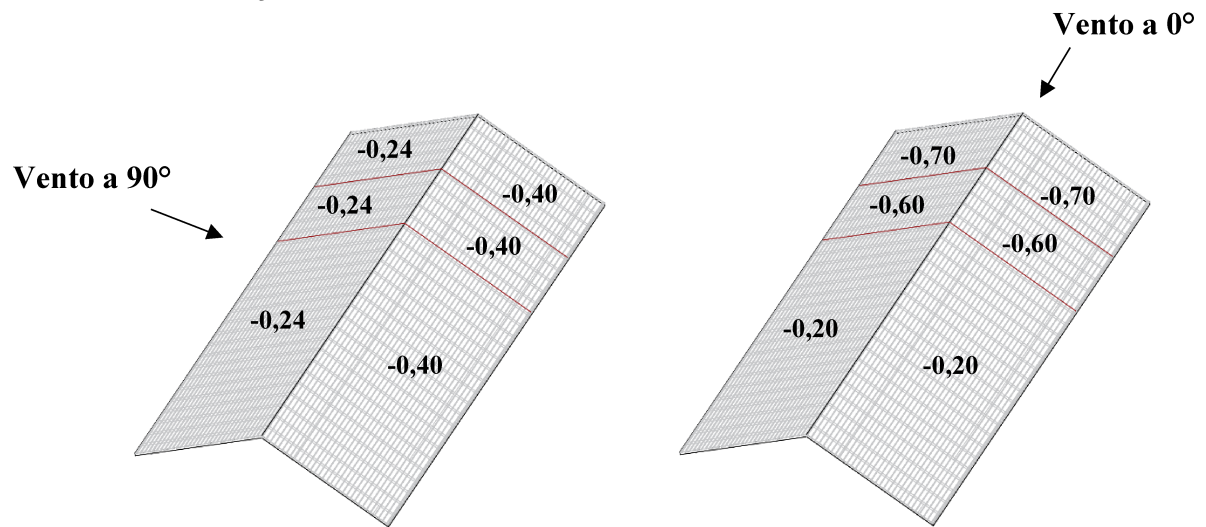
Para a definição dos coeficientes de forma externos, é necessário conhecer-se o valor da relação h/b , onde h corresponde a altura do piso até o beiral do telhado e b é a largura da edificação. Para o caso da cobertura analisada, tem-se $h = 3,19$ m e $b = 16$ m, o que resulta numa relação $h/b = 0,2$ e, portanto, menor de 0,5, que corresponde ao primeiro caso apresentado na tabela 5 da ABNT NBR 6123:1988. Os coeficientes externos são dados em função da inclinação do telhado e direção de incidência do vento na cobertura. Logo, para uma inclinação de 24°, tem-se os valores de C_e apresentados na Tabela 6 e indicados na Figura 29. O valor de - 0,2 para o caso de vento a 0° é devido ao fato da relação entre comprimento e largura da cobertura ser maior que dois. Caso fosse menor, teria o mesmo valor que a faixa FH (- 0,6).

Tabela 6 – Coeficientes de forma externos

Θ	$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$	
	EF	GH	EG	FH
20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6
24°	-0,24	-0,4	-0,7	-0,6
30°	0	-0,4	-0,7	-0,6

Fonte: Autora.

Figura 29 – Valores dos coeficientes de forma externos na cobertura



Fonte: Autora.

Para a definição dos coeficientes de pressão internos, foi considerado o caso referente a quatro faces igualmente permeáveis, com valores de $c_{pi} = -0,3$ ou 0 , devendo-se escolher o mais nocivo dos valores.

Os valores das pressões efetivas são obtidos por meio da Equação 17.

$$\Delta p_{ei} = (C_e - C_{pi}) \times q \quad (\text{Eq. 17})$$

Na Tabela 7 constam os valores encontrados para as pressões efetivas no telhado, em kN/m^2 , após realizadas as possíveis combinações entre os coeficientes de forma externos e os coeficientes de pressão internos, para a verificação da situação mais nociva.

Tabela 7 – Combinações para pressões efetivas no telhado

C_{PI} C_E	Vento a 90°		Vento a 0°		
	-0,24	-0,4	-0,7	-0,6	-0,2
0	-0,110	-0,183	-0,320	-0,275	-0,092
-0,3	0,027	-0,046	-0,183	-0,137	0,046

Fonte: Autora.

Logo, de acordo com a Tabela 7, têm-se os valores críticos de pressões efetivas: $-0,32 \text{ kN/m}^2$ (vento de sucção) e $0,046 \text{ kN/m}^2$ (vento de sobrepressão). Como trata-se de uma cobertura com telhado composto por telhas de concreto, ou seja, encontram-se, em sua maioria, apenas justapostas, na análise das combinações de ações o vento de sucção pode ser desconsiderado.

Sobrecarga de manutenção

Para coberturas adota-se geralmente o valor de sobrecarga equivalente a $0,25 \text{ kN/m}^2$, assim como ocorre para as estruturas metálicas (GESUALDO, 2003). Na Seção 2.2.1.4 da ABNT NBR 6120:1980, a norma dispõe que todo elemento isolado de coberturas – ripas, terças e barras de banzo superior de treliças, deve ser dimensionado para receber uma carga vertical de 1 kN, além da carga permanente, na posição mais desfavorável. Para o caso em questão, será aplicada a sobrecarga de $0,25 \text{ kN/m}^2$ para o modelo estrutural e, portanto, a carga vertical de 1 kN não necessita ser atribuída aos elementos isolados.

6.1.2 Ação permanente

A ação permanente refere-se ao peso próprio da estrutura – determinado a partir do peso específico aparente da madeira para o teor de umidade padronizado de 12%, e ao peso das partes fixas não estruturais. A ABNT NBR 7190:1997 define que, para estruturas pregadas ou parafusadas, o peso próprio das peças metálicas de união pode ser estimado em 3% do peso próprio da madeira.

Conforme a Tabela 5 e a Figura 28 apresentadas na Seção 5.4.1 desse relatório, o Eucalipto Cloeziana se enquadra na classe de resistência C35, enquanto que, o Eucalipto Urophylla, na classe C30. Logo, os pesos específicos aparentes (ρ_{aparente}) correspondem a 950 kg/m^3 e 900 kg/m^3 , respectivamente. Segundo Sales (2004), com relação a madeira Garapa, que constitui as ripas da cobertura da estrutura analisada, esta pertence a classe de resistência C50 para dicotiledôneas e, portanto, apresenta um peso específico aparente em torno de 970 kg/m^3 . Em posse desses dados torna-se possível a determinação dos valores das ações permanentes sobre a estrutura.

Na Tabela 8 são apresentados os elementos estruturais de madeira roliça e seus respectivos valores de peso próprio, considerando-se as duas espécies de Eucalipto e a estimativa de peso das peças de ligação metálicas, sendo os valores dos diâmetros equivalentes definidos conforme Seção 5.4. Na Tabela 9 consta o peso próprio das telhas, definido de acordo com os dados apresentados na Figura 17 da Seção 5.1 do presente relatório, já considerando a absorção de água por estas – peso mais crítico, para fins de simplificação do processo de atribuição dos carregamentos sobre a estrutura.

Tabela 8 – Estimativa do peso próprio dos elementos de madeira roliça para fins de dimensionamento

Elemento estrutural	Comprimento (m)	Diâmetro equivalente (m)	Área da seção (m ²)	Eucalipto Cloeziana			Eucalipto Urophylla		
				Peso próprio			Peso próprio		
				(kg/m)	(kN/m)	(kN)	(kg/m)	(kN/m)	(kN)
Pilares centrais (acima do nível do solo)	6,95	0,29	0,066	64,6	0,633	4,40	61,2	0,600	4,17
Pilares das extremidades (acima do nível do solo)	3,30	0,30	0,071	69,2	0,678	2,24	65,5	0,642	2,12
Vigas sobre os pilares laterais	5,00	0,25	0,048	46,8	0,458	2,29	44,3	0,434	2,17
Vigas sobre os pilares frontais	7,72	0,25	0,048	46,8	0,458	3,54	44,3	0,434	3,35
Vigas inclinadas (Caibros)	10,10	0,15	0,017	16,5	0,162	1,64	15,7	0,153	1,55
Viga detalhe entre pilares centrais	4,83	0,23	0,040	39,5	0,387	1,87	37,4	0,367	1,77
Peças verticais da viga de detalhe	0,80	0,11	0,009	8,70	0,086	0,07	8,30	0,081	0,06
Terças principais	5,00	0,23	0,040	39,5	0,387	1,93	37,4	0,367	1,83
Peça mão-francesa	2,88	0,13	0,013	12,3	0,121	0,35	11,7	0,114	0,33

Fonte: Autora.

Tabela 9 – Peso próprio das telhas

	kg	kN
Peso médio por telha	4,50	0,044
Peso médio por telha saturada	4,95	0,049
Peso médio por m ²	46,80	0,459
Peso médio saturado por m ²	51,48	0,505

Fonte: Autora.

Para o modelo estrutural adotado, as ações permanentes e variáveis serão atribuídas aos caibros da cobertura. Para tanto, é necessário conhecer-se as faixas de influência para cada um destes elementos, a fim de que sejam determinados os valores dos carregamentos que realmente incidem sobre estas peças. No caso, as ações permanentes a serem definidas são devidas aos pesos próprios das telhas e das ripas, visto que o programa GESTRUT calcula automaticamente o peso próprio dos caibros e demais elementos estruturais.

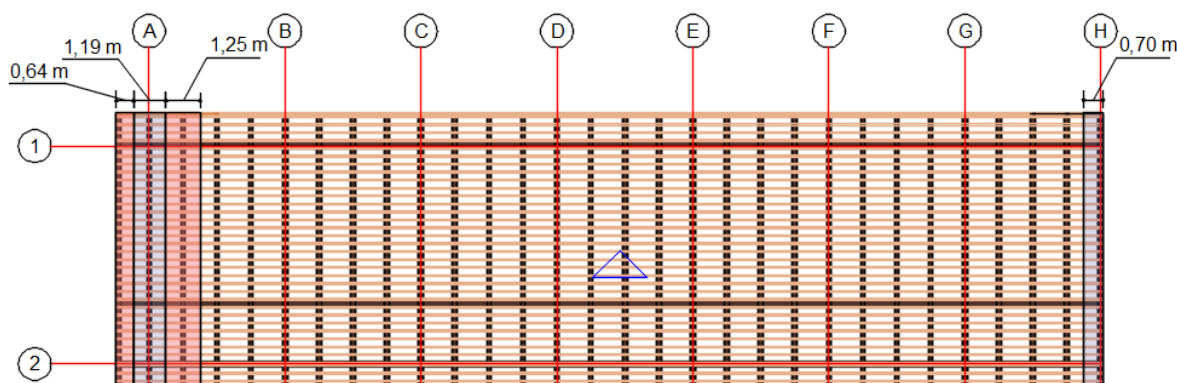
Com relação ao peso próprio das ripas, este valor pode ser determinado por meio da Equação 18, na qual e_r corresponde ao espaçamento entre as peças.

$$G_{\text{ripas}} = \frac{\rho_{\text{aparente}} \times b \times h}{e_r} \quad (\text{Eq. 18})$$

Sendo $e_r = 0,32 \text{ m}$, $b = 0,045 \text{ m}$, $h = 0,045 \text{ m}$ e $\rho_{\text{aparente}} = 970 \text{ kg/m}^3$, tem-se que o peso próprio das ripas equivale a $6,14 \text{ kg/m}^2$, ou seja, em torno de $0,06 \text{ kN/m}^2$. Logo, como o peso próprio saturado das telhas corresponde a $0,505 \text{ kN/m}^2$, tem-se uma ação permanente total de $0,565 \text{ kN/m}^2$.

Na Figura 30 consta um esquema ilustrativo das faixas de influência dos caibros, com seus respectivos valores, que variam de acordo com a posição ao longo da cobertura.

Figura 30 – Faixas de influência dos caibros



Fonte: Autora.

Na Tabela 10 constam os valores das ações permanentes e variáveis atribuídos as barras referentes aos caibros, no modelo estrutural criado (apresentado na Seção 6.3 desse relatório). As ações variáveis devidas ao vento de sucção não foram consideradas, como comentado anteriormente.

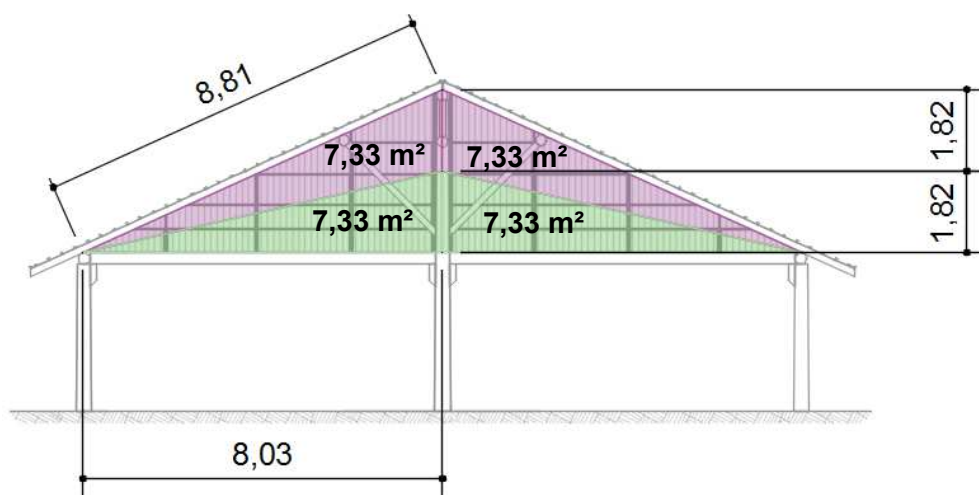
Tabela 10 – Ações permanentes e variáveis sobre os caibros

Largura da faixa de influência (m)	Ação permanente (kN/m)	Ações variáveis (kN/m)		
		Sobrecarga (Q)	Vento sobrepressão (W)	Vento sucção (W)
0,64	0,36	0,16	0,029	-0,205
1,19	0,67	0,30	0,055	-0,381
1,25	0,71	0,31	0,058	-0,400
0,70	0,40	0,18	0,032	-0,224

Fonte: Autora.

Com relação aos forros de Lambri – madeira Angelim, utilizados como vedações em parte dos pórticos das extremidades, estes possuem um peso específico aparente correspondente a 710 kg/m^3 , e espessura de 1 cm (MACAL MADEIRAS, 2016). Logo, alguns elementos estruturais que constituem estes pórticos recebem parte do carregamento proveniente do peso próprio do forro. Para a estimativa deste valor, foram consideradas áreas de influência – Figura 31, assim como foi realizado para os caibros. As peças utilizadas para a fixação dos forros aos caibros e vigas são de madeira Garapa, com dimensões da seção transversal em torno de $4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$.

Figura 31 – Faixas de influência para definição dos carregamentos provenientes do forro de vedação



Fonte: Autora.

O peso próprio do forro de Lambri resulta em um carregamento distribuído não uniforme (triangular) estimado em $12,9 \text{ kg/m}$, ou seja, $0,126 \text{ kN/m}$, para cada elemento que recebe tal carga. Tal valor foi definido multiplicando-se a espessura do forro pelo peso específico e altura máxima da faixa de influência. Para a estimativa do carregamento devido ao peso das peças as quais o forro encontra-se fixado, foi realizada uma simplificação. Para a faixa de influência

referente a cada caibro, foi contabilizado a quantidade em metro linear de madeira Garapa utilizada – 18,9 m. Multiplicou-se o valor encontrado pela dimensão das peças e peso específico aparente e, posteriormente, dividiu-se pela área de influência referente a cada caibro, que corresponde a 7,33 m². Com isso, foi estimado o carregamento por m² proveniente do peso destas peças. Tal valor corresponde a 4,0 kg/m² (0,04 kN/m²). Considerando-se a altura máxima da faixa de influência (1,82 m), tem-se um carregamento distribuído não uniforme em torno de 0,073 kN/m em cada caibro. Do mesmo modo, chegou-se a um carregamento de 0,084 kN/m para cada viga, considerando-se uma quantidade em metro linear de madeira Garapa de 22,2 m em cada faixa de influência.

Portanto, tem-se para os caibros um carregamento total distribuído não uniforme em torno de 0,205 kN/m e, para cada viga, 0,216 kN/m, devido ao peso da estrutura do forro, já considerando o acréscimo de 3% do peso próprio, referentes as peças metálicas utilizadas para as conexões.

6.2 Estimativa da rigidez e resistências de cálculo

Segundo a Seção 6.4.9 da ABNT NBR 7190:1997, o módulo de elasticidade paralelamente às fibras deve ser tomado com o valor efetivo, determinado por meio da Equação 5 – Seção 4.4.1.3, nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira. O módulo de elasticidade transversal efetivo (G_{ef}) pode ser determinado como sendo 5% do valor de $E_{C0,ef}$.

Conforme Seção 5.4.2 do presente relatório, $K_{mod} = 0,56$. E, de acordo com a Tabela 5 apresentada na Seção 5.4.1, para o Eucalipto Cloeziana tem-se um módulo de elasticidade à compressão paralela às fibras de 17500 MPa e, para o Eucalipto Urophylla, 14500 MPa. Logo, tem-se que:

- E. Cloeziana: $E_{C0,ef} = 9800$ MPa (980 kN/cm²) e $G_{ef} = 490$ MPa (49 kN/cm²);
- E. Urophylla: $E_{C0,ef} = 8120$ MPa (812 kN/cm²) e $G_{ef} = 406$ MPa (40,6 kN/cm²).

Com relação aos valores de resistência de cálculo, estes podem ser definidos conforme a Equação 10 – Seção 5.4.2 desse relatório. Para carregamentos de longa duração, a ABNT NBR 7190:1997 permite considerar o valor da resistência de cálculo a tração paralela às fibras equivalente à resistência de cálculo a compressão paralela às fibras ($f_{t0,d} = f_{c0,d}$) ou, ainda, na falta de determinação experimental, $f_{c0,k} / f_{t0,k} = 0,77$.

Na Tabela 11 constam os valores das resistências de cálculo para a análise frente ao Estado

Limite Último e de Utilização, tanto para o Eucalipto Cloeziana quanto para o Eucalipto Urophylla, sendo a unidade em MPa.

Tabela 11 – Valores de resistências de cálculo

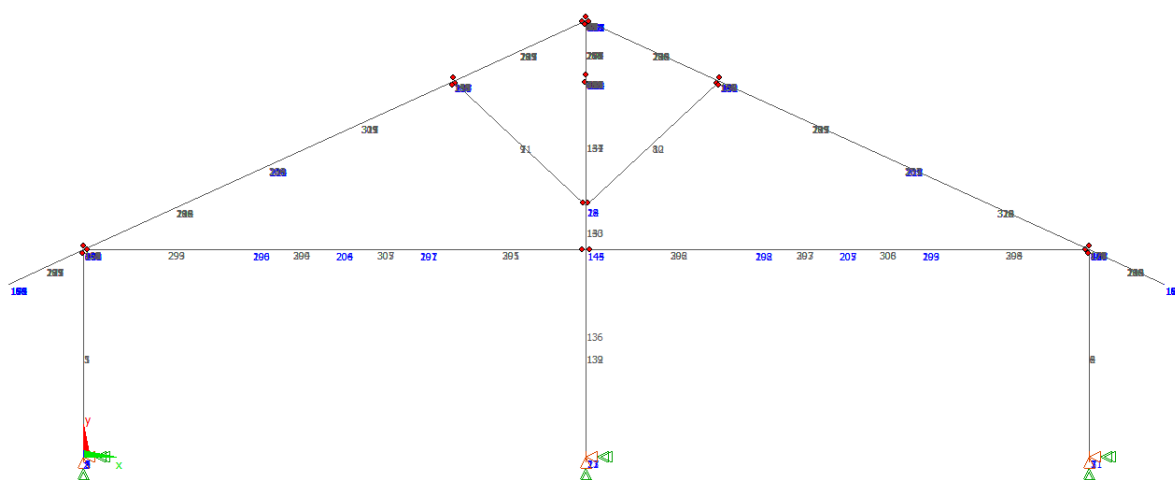
	Estado Limite Último				Estado Limite de Utilização			
	$E_{c0,ef}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{c90,d}$	$f_{c0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{c90,d}$
E. Cloeziana	9800	14,14	1,71	3,50	19,60	25,50	3,08	4,90
E. Urophylla	8120	12,12	1,56	3,00	16,80	21,80	2,81	4,20

Fonte: Autora.

6.3 Modelo estrutural adotado

A edificação foi analisada como estrutura reticulada tridimensional. De modo geral, no modelo estrutural adotado considerou-se as barras referentes aos pilares engastadas na base e rotuladas no topo. Com relação as vigas, terças, peças do tipo ‘mão francesa’, vigas ‘detalhe’ entre os pilares centrais dos pórticos e as respectivas peças verticais fixadas a estas, ambas as extremidades das barras foram rotuladas. Os caibros foram inseridos como barras rotuladas apenas nas extremidades que se encontram na cumeeira da cobertura. As Figuras 32 e 33 apresentam o modelo estrutural lançado, do ponto de vista no plano e tridimensional, respectivamente.

Figura 32 – Modelo estrutural no plano adotado – pórticos das extremidades



Fonte: Autora.

Como exposto anteriormente, na Seção 5.4.3 deste relatório, a norma define duas combinações de ações para construções correntes com duas cargas acidentais de naturezas diferentes, para a verificação da segurança em relação ao Estado Limite Último. Para o caso em questão, tem-se que a combinação mais crítica corresponde à definida na Equação 11 – $F_d = 1,4 G_{i,k} + 1,4 (Q_k + 0,5 W_k)$.

Para ambos os casos de análise da edificação – considerando-se o emprego do Eucalipto Cloeziana e do Eucalipto Urophylla, os resultados obtidos quanto a verificação de resistência das peças frente ao Estado Limite Último, demonstraram que as terças – exceto as da cumeeira; caibros e as vigas que recebem os carregamentos provenientes destes, não apresentam seções adequadas.

Os caibros constituem peças da cobertura submetidos a solicitações tanto de flexotração como de flexocompressão e, portanto, o índice de esbeltez é um fator determinante para o dimensionamento. Além de não satisfazerem a condição de verificação quanto a resistência, a dimensão atribuída as seções dos caibros (14,7 cm) induz a um valor de índice de esbeltez (λ) muito acima do limite estabelecido por norma, que é de 140. O índice de esbeltez apresentado pelas peças corresponde a 176. Como a definição deste índice considera o raio de giração mínimo da seção transversal e o comprimento teórico de referência da peça, a configuração arquitetônica adotada para a edificação não é considerada ideal, na qual o vão máximo entre apoios dos caibros equivale a 6,46 m. Além de influenciar nas dimensões dos caibros, o valor deste vão, assim como o vão devido ao espaçamento entre pórticos – 5,00 m, é determinante para a definição das seções das terças, o que, neste caso, induz a seções transversais maiores que as definidas pelo carpinteiro. As demais peças atenderam as condições de verificações de estabilidade. Quanto a verificação da tensão tangencial, todas as peças mostraram-se adequadas.

Com relação aos deslocamentos, verificados para o Estado Limite de Utilização, apenas as terças sustentadas pelas peças ‘mão francesa’ e os caibros apresentaram valores acima do limite. Segundo a Seção 9.2.1 da ABNT NBR 7190:1997, o valor do deslocamento não pode superar $1/200$ dos vãos e nem $1/100$ do comprimento dos balanços correspondentes. Sendo assim, o limite de deslocamento para as terças equivale a 2,50 cm e, para os caibros, 3,23 cm. Estes elementos estruturais apresentaram deslocamentos em torno de 2,54 cm e 6,13 cm, respectivamente, considerando-se as propriedades do Eucalipto Cloeziana. Para o caso de emprego do Eucalipto Urophylla, os deslocamentos para estas peças correspondem a 3,02 cm

e 7,32 cm.

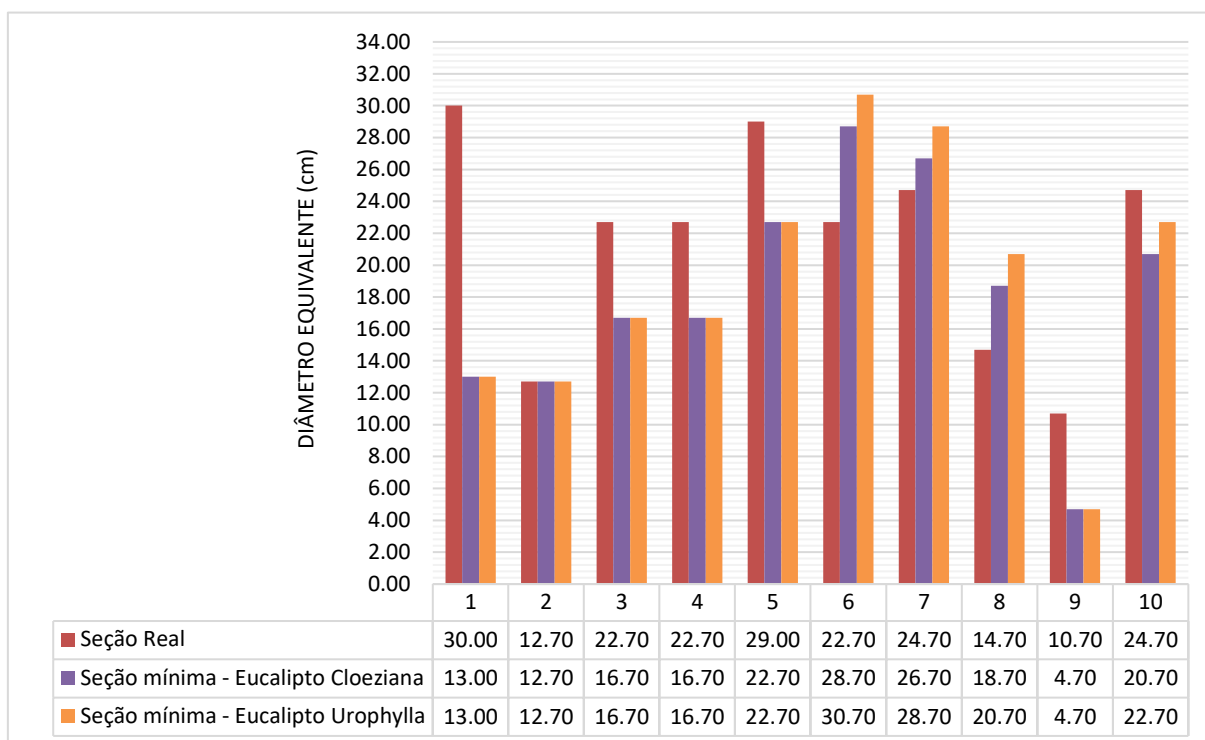
Na Figura 34 é apresentado um gráfico para fins comparativos entre as dimensões reais das seções transversais e os resultados para as dimensões mínimas requeridas. Os diâmetros equivalentes foram definidos com base nas bitolas comerciais existentes e considerando-se a variação das dimensões ao longo do comprimento, principalmente para a definição das seções dos pilares. Os índices numéricos – 1 a 10, indicados na parte inferior do gráfico, correspondem aos seguintes elementos estruturais:

1. Pilares das extremidades dos pórticos;
2. Peças ‘mãos francesas’;
3. Terça cumeeira;
4. Viga detalhe entre pilares centrais;
5. Pilares centrais;
6. Terças;
7. Vigas sobre os pilares das extremidades;
8. Caibros;
9. Peças verticais que compõem a viga detalhe;
10. Vigas dispostas nos pórticos das extremidades.

Para ambas espécies de Eucalipto, os valores das dimensões mínimas das seções transversais foram limitados segundo alguns parâmetros em comum, sendo:

- Pilares, peças ‘mão francesa’, terças da cumeeira, vigas detalhe e caibros: pela condição de verificação da estabilidade – Estado Limite Último;
- Terças e vigas sobre os pilares das extremidades: pela condição de verificação da resistência – Estado Limite Último;
- Caibros e vigas dispostas nos pórticos das extremidades: pela verificação dos deslocamentos – Estado Limite de Utilização.

Figura 34 – Comparativo entre seções transversais reais e seções mínimas requeridas



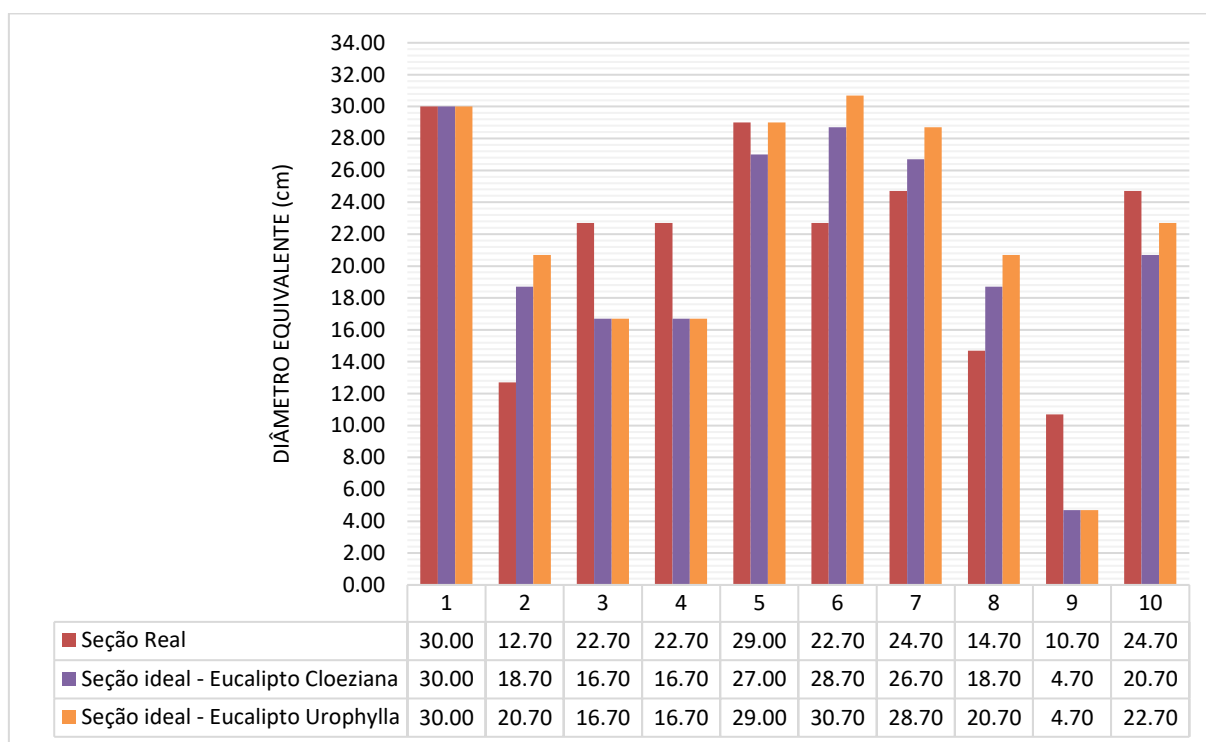
Fonte: Autora.

Para as peças verticais que compõem a viga de detalhe foi atribuída a dimensão mínima comercial – 4 cm a 6 cm, pois estas encontram-se submetidas a esforços de tração e compressão irrisórios. O diâmetro equivalente mínimo de 13,0 cm atribuído para os pilares das extremidades compreende a suposição da utilização de uma peça com medidas da base para a bitola comercial de 16 a 18 cm, com topo em torno de, no mínimo, 12,0 cm. Para os pilares centrais, o diâmetro equivalente de 22,7 cm corresponde a utilização de uma peça com medidas na base de 28,0 cm – bitola comercial de 28 a 30 cm, e medida no topo em torno de 22,0 cm. Considerando-se estes valores dos diâmetros para as seções transversais mínimas dos pilares, a condição de segurança com relação a resistência das peças foi atendida com folga, devido ao ótimo comportamento mecânico apresentado frente as solicitações de compressão paralelamente às fibras, característica comum a todas espécies de madeira.

Na Figura 35 consta um gráfico que relaciona as seções transversais reais dos elementos com as seções transversais ideais definidas com base em aspectos construtivos, como comentado anteriormente. Neste caso, manteve-se as dimensões definidas pelo carpinteiro para todos os pilares. Para os pilares das extremidades dos pórticos, a consideração da seção transversal real como adequada justifica-se pelo tipo de ligação empregado e pelo aumento do diâmetro das vigas dispostas sobre estes. Do mesmo modo, manteve-se as dimensões originais para os pilares

centrais devido ao aumento das seções transversais das peças ‘mão francesa’ – em função do aumento das seções das terças, considerando-se também que o diâmetro do pilar diminui ao longo da altura e que a ligação entre estas peças é promovida por meio de entalhes, o que provoca certa redução da seção do pilar nos pontos de conexão.

Figura 35 – Comparativo entre seções transversais reais e seções ideais



Fonte: Autora.

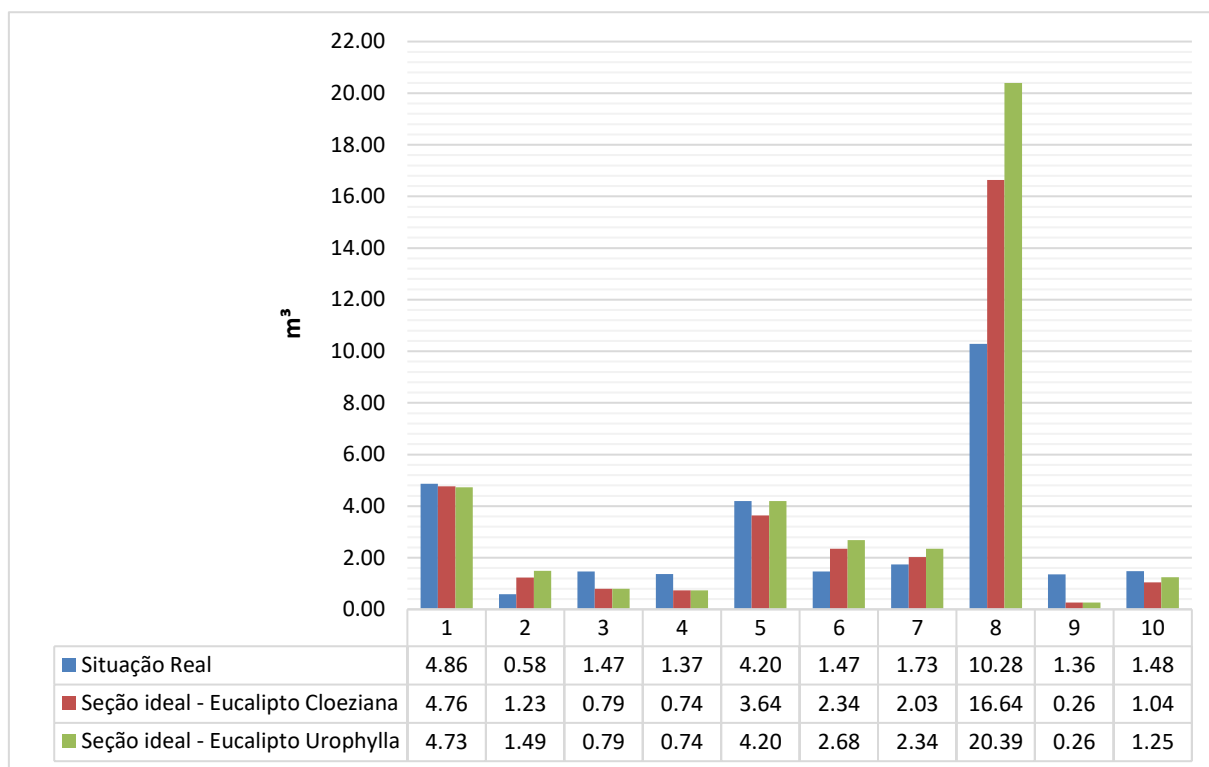
Nota-se na Figura 34 que a seção atribuída pelo carpinteiro para a peça do tipo ‘mão francesa’ (2) é a única considerada adequada como seção mínima segundo as disposições normativas, para o caso de emprego de ambas espécies de eucalipto. Conforme dados da Figura 35, para o caso do Eucalipto Cloeziana, as dimensões atribuídas aos pilares centrais – diâmetro equivalente de 27 cm, corresponde ao emprego de uma peça com medidas de 33 cm na base e para o topo, no mínimo, 24 cm.

No gráfico mostrado na Figura 36 constam dados relativos ao consumo de madeira. Neste é apresentado um comparativo entre a situação real da cobertura e a situação ideal, definida pelos dimensionamentos realizados. A contabilização do volume foi feita considerando-se a mudança das dimensões lineares de alguns elementos em cada caso, com o intuito de preservar a inclinação original da cobertura.

Os valores calculados para o volume constituem apenas uma estimativa, pois o consumo do

material em si resulta num valor um pouco superior, já que a consideração dos diâmetros equivalentes não representa com fidelidade a pouca uniformidade dimensional apresentada pelas peças de Eucalipto empregadas.

Figura 36 – Consumo de madeira



Fonte: Autora.

Comparando-se com a situação real, o consumo de Eucalipto Cloeziana mostrou-se em torno de 16,2% superior e, considerando-se o emprego de Eucalipto Urophylla, tem-se um aumento do consumo em torno de 35%.

Estas diferenças tornam-se mais apuradas quando realizado um comparativo de custos entre os casos expostos. Para isto, foi feita uma estimativa de custos junto a uma empresa que fornece Eucalipto Cloeziana. Foi considerada apenas essa espécie para o orçamento básico de materiais devido ao fato de o Eucalipto Urophylla não ser recomendado para fins estruturais. Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 12 e 13. É importante salientar que se trata apenas de uma estimativa para fins comparativos, uma vez que os preços variam em função da disponibilidade do material no mercado e do local onde efetua-se a compra. O diâmetro comercial refere-se a medida na base da peça.

Tabela 12 – Estimativa de custos da madeira - Situação real da cobertura

Diâmetro comercial (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário	Quantidade	Custo total
32 a 34	5,00	R\$ 311,47	16	R\$ 4.983,52
12 a 14	3,00	R\$ 14,90	16	R\$ 238,40
22 a 24	5,00	R\$ 149,90	13	R\$ 1.948,70
22 a 24	7,00	R\$ 189,78	1	R\$ 189,78
34 a 36	8,00	R\$ 625,04	8	R\$ 5.000,32
22 a 24	5,00	R\$ 149,90	12	R\$ 1.798,80
22 a 24	7,00	R\$ 189,78	2	R\$ 379,56
24 a 26	5,00	R\$ 179,90	12	R\$ 2.158,80
24 a 26	7,00	R\$ 220,08	2	R\$ 440,16
14 a 16	10,00	R\$ 102,00	60	R\$ 6.120,00
10 a 12	1,60	R\$ 5,50	95	R\$ 522,50
24 a 26	8,00	R\$ 292,11	4	R\$ 1.168,44
				R\$ 24.948,98

Fonte: Autora.

Tabela 13 – Estimativa de custos da madeira para situação ideal de projeto

Diâmetro comercial (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário	Quantidade	Custo total
32 a 34	5,00	R\$ 311,47	16	R\$ 4.983,52
18 a 20	3,00	R\$ 59,50	16	R\$ 952,00
16 a 18	5,00	R\$ 69,90	13	R\$ 908,70
16 a 18	7,00	R\$ 99,90	1	R\$ 99,90
32 a 34	8,00	R\$ 533,42	8	R\$ 4.267,36
28 a 30	5,00	R\$ 225,71	12	R\$ 2.708,52
28 a 30	7,00	R\$ 319,68	2	R\$ 639,36
26 a 28	5,00	R\$ 197,67	12	R\$ 2.372,04
26 a 28	7,00	R\$ 258,27	2	R\$ 516,54
18 a 20	10,00	R\$ 198,30	60	R\$ 11.898,00
4 a 6	1,60	R\$ 2,23	95	R\$ 211,85
20 a 22	8,00	R\$ 199,90	4	R\$ 799,60
				R\$ 30.357,39

Fonte: Autora.

Com base nos dados apresentados, conclui-se que o dimensionamento adequado implica num acréscimo em torno de 21,68% sobre o custo estimado para a situação real da cobertura analisada.

Os resultados referentes as verificações quanto a resistência e estabilidade para os casos apresentados constam no Anexo A.

7 PRIMEIRA PROPOSTA DE SISTEMA CONSTRUTIVO

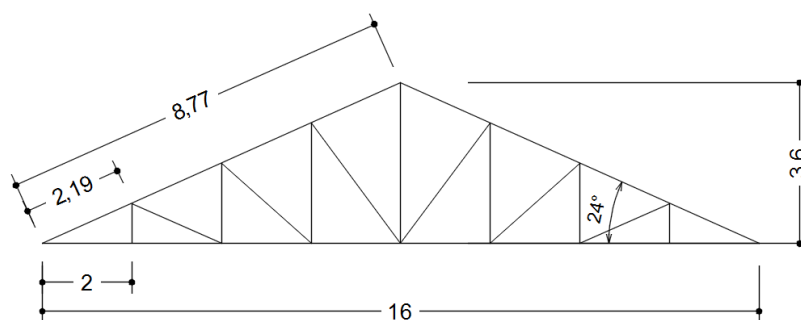
A tipologia construtiva apresentada nesta seção trata-se do sistema mais empregado para a composição de coberturas, ou seja, utilizando-se treliças. São diversas as possibilidades de configurações geométricas, sendo algumas já pré-determinadas para o vencimento de intervalos específicos de valores de vãos. Para o caso em questão, no qual o vão máximo entre pilares extremos da cobertura analisada compreende 16 m, a configuração recomendada para a disposição das barras é a apresentada pela treliça *Howe*. Além desta, foi considerada para análise de dimensionamento o emprego da treliça formada pela junção entre os modelos *Howe* e *Fink*, recomendadas para vãos em torno de 20 m. A geometria deste tipo de treliça induz a comprimentos menores para as barras comprimidas – o que reduz os problemas referentes a flambagem, e comprimentos maiores para as barras tracionadas, constituindo, então, condições que favorecem o dimensionamento e resultam em estruturas mais leves (GESUALDO, 2003).

Foram considerados para os dimensionamentos o emprego de madeiras distintas quanto à forma e propriedades: Eucalipto Cloeziana, em sua forma roliça, e madeira serrada pertencente a classe C40, o que corresponde a uma resistência média.

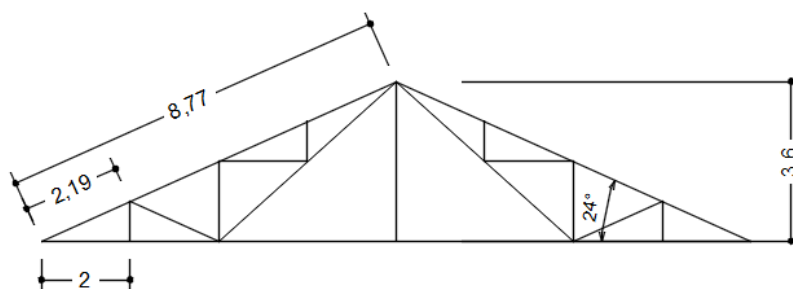
Adotou-se para os pórticos um espaçamento de 5 m e inclinação do telhado igual a 24° , assim como o observado para a situação da cobertura analisada. Para o caso de emprego do Eucalipto Cloeziana, manteve-se a configuração da trama da cobertura real – espaçamento entre caibros igual a 1,25 m. Para o caso de utilização de madeira serrada, adotou-se para a trama um espaçamento de 0,50 m entre os caibros – valor mais usual em projetos.

As disposições geométricas das barras das treliças são apresentadas na Figura 37 e 38, bem como suas dimensões principais.

Figura 37 – Dimensões atribuídas para as treliças *Howe*



Fonte: Autora.

Figura 38 – Dimensões atribuídas para as treliças *Howe + Fink*

Fonte: Autora.

7.1 Dimensionamento dos caibros e terças

Madeira serrada

Para madeira serrada de classe de resistência C40 tem-se que o módulo de elasticidade paralelamente às fibras efetivo ($E_{C0,ef}$) vale 1092 kN/cm² e o módulo de elasticidade transversal efetivo (G_{ef}) vale 54,6 kN/cm². Na Tabela 14 constam os valores de resistência de cálculo para verificação de ambos Estados Limites, sendo a unidade em MPa.

Tabela 14 – Valores de resistências de cálculo para madeira dicotiledônea C40

Estado Limite Último				Estado Limite de Utilização			
$f_{C0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{C90,d}$	$f_{C0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{C90,d}$
16,00	16,20	1,90	4,00	22,40	29,12	3,40	5,60

Fonte: Autora.

Com relação às ações permanentes e variáveis, serão considerados os mesmos valores definidos na Seção 6.1 desse relatório, as quais são:

- Ação permanente devida ao peso próprio das ripas e das telhas de concreto: 0,565 kN/m²;
- Ação variável devida sobrecarga: 0,25 kN/m²;
- Ação variável devido ao vento de sobrepressão: 0,046 kN/m².

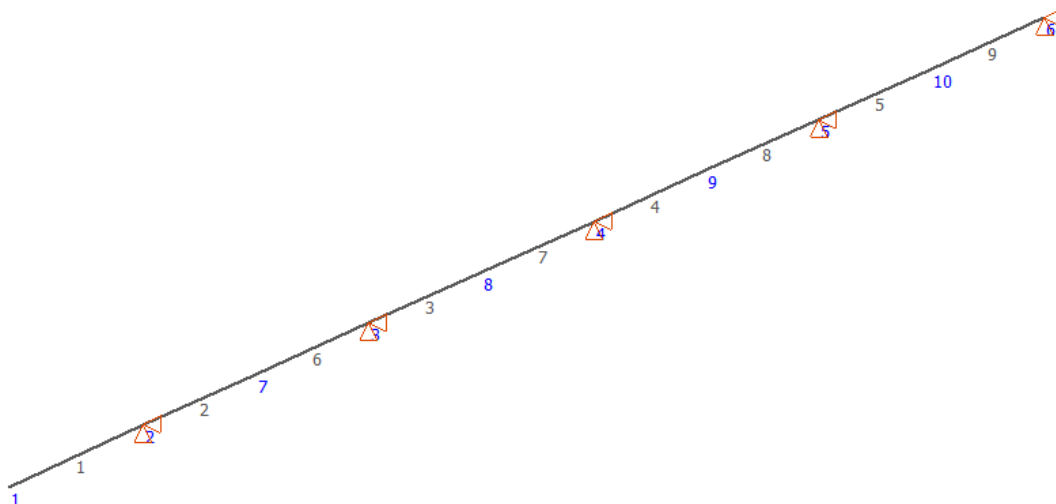
Como manteve-se a inclinação de 24° da cobertura real, além da consideração dos beirais e do mesmo valor da altura da edificação para o presente dimensionamento, não foi necessário realizar um novo cálculo para a determinação da ação do vento.

Dimensionamento dos caibros

Na Figura 39 é apresentado o modelo estrutural adotado no programa GESTRUT para a

obtenção dos esforços e deslocamentos. O valor do peso próprio da peça é gerado automaticamente pelo programa.

Figura 39 – Modelo estrutural adotado para o dimensionamento dos caibros



Fonte: Autora.

Propriedades da seção transversal

- Seção transversal: (6×12) cm;
- Área (A): 72,00 cm²;
- Momento de inércia em relação ao eixo x (I_x): 864,00 cm⁴;
- Momento de inércia em relação ao eixo y (I_y): 216,00 cm⁴;
- Módulo de resistência em x (I_x/y): 144,00 cm³;
- Módulo de resistência em y (I_y/x): 77,00 cm³;
- Raio de giração mínimo em relação ao eixo x ($i_{\min, x}$): 3,46 cm;
- Raio de giração mínimo em relação ao eixo y ($i_{\min, y}$): 1,73 cm;
- Índice de esbeltez em relação à x (λ_x): 63,22 – Medianamente esbelta;
- Índice de esbeltez em relação à y (λ_y): 126,44 – Esbelta;
- Coeficiente k_M de correção: 0,50.

Ações

Sendo a faixa de influência dos caibros igual a 0,50 m, tem-se uma ação permanente (G) de 0,283 kN/m e ações variáveis equivalentes a 0,125 kN/m e 0,023 kN/m, devido sobrecarga (Q) e vento (W), respectivamente.

Verificações frente ao Estado Limite Último

Os valores dos esforços fornecidos pelo programa, por meio da combinação de ações mais crítica, definida por meio da Equação 11 – Seção 5.4.3 desse relatório, são:

- Máximo momento fletor ($M_{d,x}$): 54,23 kN×cm;
- Força normal de tração ($F_{d,t}$): 0,34 kN;
- Força normal de compressão ($F_{d,c}$): - 0,28 kN;
- Força cisalhante ($F_{d,v}$): 0,80 kN.

Verificação da resistência

Segundo a Seção 7.3.5 da ABNT NBR 7190:1997, a condição de segurança quanto a solicitação de flexotração é expressa pela mais rigorosa das expressões definidas na Equação 19 e Equação 20, nas quais $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devidas as componentes de flexão segundo os eixos principais.

$$\left(\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}}\right) + \left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}}\right) + k_M \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}}\right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 19})$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}}\right) + k_M \left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}}\right) + \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}}\right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 20})$$

E, de acordo com a Seção 7.3.6, a condição de segurança quanto a flexocompressão compreende a mais rigorosa das expressões definidas na Equação 21 e Equação 22.

$$\left(\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}}\right) + k_M \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}\right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 21})$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}}\right) + \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}\right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 22})$$

Sendo $\sigma_{Nt,d} = 0,0047 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{Nc,d} = - 0,0039 \text{ kN/cm}^2$ e $\sigma_{Mx,d} = 0,377 \text{ kN/cm}^2$, obteve-se os seguintes resultados:

- Flexotração: $0,2359 \leq 1$
- Flexocompressão: $0,2354 \leq 1$

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Segundo a Seção 7.4.1 da norma, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais, para peças retangulares, é satisfeita por meio da relação definida na Equação 23.

$$\tau_d = \frac{1,5 \times V_d}{b \times h} \leq f_{V0,d} \quad (\text{Eq. 23})$$

Logo, tem-se que o valor da tensão cisalhante equivale a 0,0167 kN/cm², valor inferior a $f_{V0,d} = 0,19$ kN/cm².

Portanto, foram atendidas as condições de segurança quanto as verificações de resistência.

Verificação da estabilidade

De acordo com as Seções 7.5.5 e 7.5.6 da ABNT NBR 7190:1997, a verificação da estabilidade para peças comprimidas é realizada por meio da condição apresentada na Equação 24.

$$\left(\frac{\sigma_{Nd}}{f_{Co,d}} \right) + \left(\frac{\sigma_{Md}}{f_{Co,d}} \right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 24})$$

Na qual:

σ_{Nd} : valor de cálculo da tensão de compressão;

σ_{Md} : valor de cálculo devida ao momento fletor M_d , calculado pela expressão definida na Equação 25, para o caso de peças classificadas como medianamente esbeltas ($40 < \lambda < 80$), e pela Equação 26, para peças consideradas esbeltas ($80 < \lambda < 140$).

$$M_d = N_d \times e_d \quad (\text{Eq. 25})$$

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (\text{Eq. 26})$$

Os termos apresentados para a definição de M_d , são calculados segundo as equações:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{Co,ef} \times I}{L_0^2} \quad (\text{Eq. 27})$$

$$e_a = L_0 / 300 \quad (\text{Eq. 28})$$

$$e_a = h / 30 \quad (\text{Eq. 29})$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \quad (\text{Eq. 30})$$

Para peças comprimidas medianamente esbeltas:

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (\text{Eq. 31})$$

$$e_1 = e_i + e_a \quad (\text{Eq. 32})$$

Para peças comprimidas esbeltas:

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c \quad (\text{Eq. 33})$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}} \quad (\text{Eq. 34})$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{gk} + (0,3 + 0,2)N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (0,3 + 0,2)N_{qk}]} \right] - 1 \right\} \quad (\text{Eq. 35})$$

Nas quais:

N_{gd} : Valor de cálculo da força normal de compressão devido apenas ações permanentes;

$M_{1g,d}$: Momento fletor de cálculo devido apenas ações permanentes;

ϕ : Coeficiente de fluência = 0,80 (fornecido pela Tabela 15 da ABNT NBR 7190:1997);

e_a : Excentricidade acidental mínima, com valor $\geq h/30$;

e_i : Excentricidade de primeira ordem, com valor $\geq h/30$;

e_c : Excentricidade suplementar de primeira ordem;

N_{gk} : Valor característico da força normal de compressão devido apenas ações permanentes;

N_{qk} : Valor característico da força normal de compressão devido apenas ações variáveis (devida sobrecarga – considerado como caso mais crítico).

Neste caso, $M_{1g,d}$ assume valor nulo, devido ao fato da peça ser considerada esbelta somente em relação ao eixo y, no qual não ocorre momento fletor (caso de flexão composta reta). Sendo $N_{gd} = - 0,20$ kN, $N_{gk} = - 0,14$ kN, $N_{qk} = - 0,06$ kN, obteve-se os resultados apresentados na

Tabela 15.

Tabela 15 – Verificação da estabilidade dos caibros de madeira serrada C40

Parâmetro	Estabilidade em x	Estabilidade em y
F _E (kN)	194,15	48,54
e _i (cm)	193,68	0,20
e _a (cm)	0,73	0,73
e _{ig} (cm)	—	0,00
e _c (cm)	—	0,00206
e _{1, ef} (cm)	—	0,93
e _l (cm)	194,41	—
e _d (cm)	194,69	—
M _d (kN×cm)	54,51	0,26
$\sigma_{Nd}/f_{C0,d}$	0,002	0,0024
$\sigma_{Md}/f_{C0,d}$	0,237	0,0023
$\sigma_{Nd}/f_{C0,d} + \sigma_{Md}/f_{C0,d}$	0,239	0,005

Fonte: Autora.

Estabilidade lateral

Além das condições de segurança quanto a estabilidade expostas anteriormente, deve-se verificar a estabilidade lateral da peça por meio da Equação 36, definida na Seção 7.5.6 da norma.

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{C0,ef}}{\beta_M \times f_{C0,d}} \quad (\text{Eq. 36})$$

Sendo $L_1 = 219$ cm, $b = 6$ cm e $\beta_M = 8,8$ (coeficiente de correção para relação $h/b = 2$ – valor fornecido pela Tabela 16 da ABNT NBR 7190:1997), tem-se para o primeiro termo da expressão o valor de 36,5 e, para o segundo, 77,56.

Portanto, a peça satisfaz as condições de segurança quanto a estabilidade.

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

A verificação do deslocamento vertical no meio do vão entre apoios do caibro é expressa pela condição apresentada na Equação 37.

$$u_{y,ef} = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E_{C0,ef} \times I_x} + 0,2 \times \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E_{C0,ef} \times I_x} \leq L/200 \quad (\text{Eq.37})$$

Substituindo-se os valores na equação, tem-se:

$$u_{y,ef} = \frac{5 \times 0,00283 \times 219^4}{384 \times 1092 \times 864} + 0,2 \times \frac{5 \times 0,00125 \times 219^4}{384 \times 1092 \times 864} \leq 219/200$$

$$u_{y,ef} = 0,0978 \text{ cm} \leq 1,095 \text{ cm}$$

Portanto, a condição de segurança frente ao Estado Limite de deformação foi atendida. A seção de (6 × 12) cm atribuída para os caibros foi considerada adequada.

Dimensionamento das terças

Propriedades da seção transversal:

- Seção transversal: (15 × 20) cm;
- Área (A): 300,00 cm²;
- Momento de inércia em relação ao eixo x (I_x): 10000,00 cm⁴;
- Momento de inércia em relação ao eixo y (I_y): 5625,00 cm⁴;
- Módulo de resistência em x (I_x/y): 1000,00 cm³;
- Módulo de resistência em y (I_y/x): 750,00 cm³;
- Coeficiente k_M de correção: 0,50.

Definição das ações

A ação permanente devido ao peso próprio dos caibros foi definida por meio da Equação 38, na qual e_c corresponde ao valor do espaçamento adotado – 0,50 m.

$$G_{\text{caibros}} = \frac{\rho_{\text{aparente}} \times A}{e_c} \quad (\text{Eq. 38})$$

Sendo $\rho_{\text{aparente}} = 950 \text{ kg/m}^3$ e $A = 0,0072 \text{ m}^2$, obteve-se o valor de 13,68 kg/m², o que equivale a 0,134 kN/m².

Logo, somando-se com a ação devido ao peso próprio do telhado e das ripas de 0,565 kN/m², anteriormente definido, tem-se que a ação permanente total que incide sobre as terças vale 1,69 kN/m, considerando-se para estas uma faixa de influência crítica de 2,415 m – metade do espaçamento entre terças somado com o comprimento do beiral de 1,32 m. A ação variável devida sobrecarga corresponde a 1,00 kN aplicada na posição mais desfavorável, ou seja, no meio do vão, como recomendado pela ABNT NBR 6120:1980 para o dimensionamento de

peças isoladas.

O modelo estrutural adotado é o mesmo para uma viga isostática bi-apoiada, com vão de 5 m, com rotação dos eixos principais da seção transversal a um ângulo de 24°, devido inclinação da cobertura – o que resulta numa solicitação de flexão simples oblíqua à peça. Obteve-se os seguintes resultados para os esforços de cálculo:

- Máximo momento fletor em torno do eixo x ($M_{d,x}$): 941,80 kN×cm;
- Máximo momento fletor em torno do eixo y ($M_{d,y}$): 282,16 kN×cm;
- Força cisalhante em x ($F_{d,vx}$): 1,13 kN;
- Força cisalhante em y ($F_{d,vy}$): 6,72 kN.

Verificações frente ao Estado Limite Último

Verificação da resistência

De acordo com a Seção 7.3.4 da norma, para peças submetidas a flexão simples oblíqua, a verificação da segurança é realizada por meio da mais rigorosa das expressões definidas nas Equações 39 e 40.

$$\left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} \right) + k_M \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 39})$$

$$k_M \left(\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} \right) + \left(\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \right) \leq 1 \quad (\text{Eq. 40})$$

Sendo $\sigma_{Mx,d} = 0,942 \text{ kN/cm}^2$ e $\sigma_{My,d} = 0,376 \text{ kN/cm}^2$, tem-se que a primeira condição é a mais crítica e resulta num valor de 0,706. Portanto, a condição de segurança foi satisfeita.

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Substituindo-se os valores na Equação 23, tem-se que a tensão de cisalhamento no eixo x vale:

$$\tau_{dx} = \frac{1,5 \times 0,41}{25 \times 10} = 0,006 \text{ kN/cm}^2$$

E, no eixo y:

$$\tau_{dy} = \frac{1,5 \times 9,24}{10 \times 25} = 0,034 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, atendeu-se a condição de segurança com relação as tensões tangenciais para ambos

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

Estabilidade lateral

Sendo $L_1 = 500 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$ e $h/b = 1,33$, tem-se que o coeficiente de correção β_M vale 6,92. Logo, substituindo-se estes valores na Equação 36, obtêm-se:

$$\frac{500}{10} \leq \frac{1092}{6,92 \times 1,6}$$

$$50,0 \leq 98,63$$

Portanto, não ocorre perda de estabilidade lateral da peça.

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Segundo dados fornecidos pelo programa GESTRUT, por meio da combinação de ações definida para o Estado Limite de Utilização (Equação 14 – $F_{d,\text{útil}} = G + 0,2 \times Q$), tem-se que o máximo valor de deslocamento vertical observado no meio do vão corresponde a 1,475 cm e, portanto, inferior ao valor limite de 2,50 cm (500/200).

Logo, considerou-se adequada a seção transversal de (15 × 20) cm atribuída às terças.

Eucalipto Cloeziana

Os valores referentes às propriedades de rigidez e de resistências de cálculo, necessários às verificações de segurança nos Estados Limites, são os mesmos especificados na Seção 6.2 do presente relatório.

Dimensionamento dos caibros

Propriedades da seção transversal:

- Diâmetro equivalente: 12,70 cm;
- Área: 126,68 cm²;
- Momento estático ($S_x = S_y$): 170,70 cm³;
- Momento de inércia ($I_x = I_y$): 1276,98 cm⁴;
- Módulo de resistência ($W_x = W_y$): 201,10 cm³;
- Raio de giração mínimo ($i_{\text{mín}, x} = i_{\text{mín}, y}$): 3,175 cm;
- Índice de esbeltez ($\lambda_x = \lambda_y$): 68,98 – Medianamente esbelta;

- Coeficiente k_M de correção: 1,00.

Ações

Os valores das ações permanentes e variáveis correspondem aos mesmos definidos para o caso de análise do dimensionamento da cobertura real, já que o espaçamento original entre caibros foi mantido. Portanto, as ações correspondem a 0,71 kN/m, 0,31 kN/m e 0,058 kN/m, devido ao peso próprio, sobrecarga e vento de sobrepressão, respectivamente.

Verificações frente ao Estado Limite Último

Adotando-se o mesmo modelo estrutural apresentado na Figura 38, obteve-se os seguintes resultados:

- Máximo momento fletor de cálculo ($M_{d,x}$): 129,98 kN×cm;
- Força normal de tração ($F_{d,t}$): 0,83 kN;
- Força normal de compressão ($F_{d,c}$): - 0,68 kN;
- Força cisalhante ($F_{d,v}$): 1,95 kN.

Verificação da resistência

Sendo $\sigma_{Nt,d} = 0,0066$ kN/cm², $\sigma_{Nc,d} = - 0,0054$ kN/cm² e $\sigma_{Mx,d} = 0,646$ kN/cm², substituindo-se esses valores nas Equações 19, 20, 21 e 22, obteve-se os seguintes resultados para as condições de segurança frente à:

- Flexotração: $0,461693 \leq 1$
- Flexocompressão: $0,461691 \leq 1$

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Segundo Brito (2010), para peças roliças de madeira, a condição de segurança com relação às tensões tangenciais pode ser verificada por meio da expressão definida na Equação 41.

$$\tau_d = \frac{V_d \times S}{b \times I} \leq f_{V0,d} \quad (\text{Eq. 41})$$

Sendo b igual ao valor do diâmetro equivalente da peça, substituindo-se os valores nos termos da equação, tem-se que a máxima tensão de cisalhamento corresponde a um valor de 0,0205 kN/cm² e, portanto, inferior a $f_{V0,d} = 0,171$ kN/cm².

Verificação da estabilidade

Utilizando-se as expressões citadas anteriormente para a verificação das peças comprimidas, tanto para peças medianamente esbeltas quanto para as consideradas esbeltas, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Verificação da estabilidade dos caibros de Eucalipto Cloeziana

Parâmetro	Estabilidade em x	Estabilidade em y
F _E (kN)	257,53	257,53
e _i (cm)	191,15	0,42
e _a (cm)	0,73	0,73
e _{ig} (cm)	—	—
e _c (cm)	—	—
e _{l, ef} (cm)	—	—
e _l (cm)	191,88	1,153
e _d (cm)	192,39	1,156
M _d (kN×cm)	130,82	0,79
$\sigma_{Nd}/f_{c0,d}$	0,004	0,004
$\sigma_{Md}/f_{c0,d}$	0,465	0,013
$\sigma_{Nd}/f_{c0,d} + \sigma_{Md}/f_{c0,d}$	0,469	0,017

Fonte: Autora.

Portanto, as verificações de segurança frente ao Estado Limite Último foram satisfeitas.

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Utilizando-se a expressão definida na Equação 37, tem-se que:

$$u_{y,ef} = \frac{5 \times 0,0071 \times 219^4}{384 \times 980 \times 1276,98} + 0,2 \times \frac{5 \times 0,0031 \times 219^4}{384 \times 980 \times 1276,98} \leq 219/200$$

$$u_{y,ef} = 0,1847 \text{ cm} \leq 1,095 \text{ cm}$$

Logo, o diâmetro equivalente de 12,70 cm adotado para os caibros foi considerado adequado.

Dimensionamento das terças

Propriedades da seção transversal:

- Diâmetro equivalente: 20,70 cm;

- Área: 336,54 cm²;
- Momento estático ($S_x = S_y$): 739,15 cm³;
- Momento de inércia ($I_x = I_y$): 9012,62 cm⁴;
- Módulo de resistência ($W_x = W_y$): 870,78 cm³;
- Raio de giração mínimo ($i_{\min, x} = i_{\min, y}$): 5,175 cm;
- Coeficiente k_M de correção: 1,00.

Definição das ações

Sendo o espaçamento entre caibros (e_c) igual a 1,25 m e $A = 0,0127 \text{ m}^2$, utilizando-se a Equação 38, obteve-se um valor de ação permanente devido ao peso próprio dos caibros em torno de 9,63 kg/m², ou seja, 0,094 kN/m². Somando-se este valor com a ação permanente de 0,565 kN/m², devido ao peso próprio das ripas e das telhas, e considerando-se a faixa de influência crítica para as terças igual a 2,415 m, o valor obtido para a ação permanente que incide sobre estas corresponde a 1,59 kN/m. A ação variável devida sobrecarga vale 1,00 kN, aplicada no meio do vão.

Segundo Brito (2010), a consideração do diâmetro equivalente para o dimensionamento de peças de madeira roliça conduz ao caso de flexão simples para as terças, ou seja, não ocorre flexão oblíqua como para o caso de utilização de peças de seção transversal retangular.

Desse modo, tem-se que os resultados obtidos por meio da combinação de ações, fornecidos pelo programa GESTRUT, são:

- Máximo momento fletor de cálculo ($M_{d, x}$): 1010,50 kN·cm;
- Força cisalhante ($F_{d, v}$): 6,82 kN.

Verificações frente ao Estado Limite Último

Verificação da resistência

Sendo $\sigma_{Mx,d} = 1,160 \text{ kN/cm}^2$, tem-se que a relação $\sigma_{Mx,d} / f_{c0,d}$ resulta em 0,829 e, portanto, $\leq 1,00$. Logo, a condição de segurança foi atendida.

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Utilizando-se a Equação 41, obteve-se o valor da máxima tensão de cisalhamento – 0,0270

kN/m^2 , inferior a $f_{v0,d} = 0,171 \text{ kN/m}^2$. Portanto, a condição de segurança foi satisfeita.

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Segundo dados fornecidos pelo programa GESTRUT, o máximo deslocamento para o meio do vão da terça corresponde a 1,760 cm, valor inferior ao limite de 2,50 cm.

Portanto, a seção transversal atribuída para as terças, com diâmetro equivalente de 20,7 cm, foi considerada adequada.

7.2 Definição das ações sobre os nós das treliças

Como o espaçamento entre terças corresponde a 2,19 m e a área das seções transversais assumem valores de $0,0300 \text{ m}^2$ e $0,0337 \text{ m}^2$, para madeira serrada C40 e Eucalipto Cloeziana, respectivamente, utilizando-se a Equação 38 obteve-se as ações permanentes devido ao peso próprio destas peças, as quais são:

- Terças de $15 \times 20 \text{ cm}$: $13,01 \text{ kg/m}^2 - 0,128 \text{ kN/m}^2$,
- Terças de $20,70 \text{ cm}$: $14,60 \text{ kg/m}^2 - 0,143 \text{ kN/m}^2$.

Na Tabela 17 são apresentados os resultados obtidos para as ações permanentes totais devidos pesos próprios dos elementos que constituem a trama da cobertura, enquanto que, na Tabela 18, constam os valores das ações aplicadas nos nós dos banzos superiores das treliças. A identificação dos nós refere-se às numerações atribuídas na Figura 40. A ação variável devida sobrecarga foi definida com base no valor de $0,25 \text{ kN/m}^2$. A ação variável devido vento de sobrepressão – $0,046 \text{ kN/m}^2$, foi atribuída perpendicularmente aos banzos superiores na forma de carregamento linearmente distribuído, com valor de $0,23 \text{ kN/m}$. O programa GESTRUT transforma automaticamente esta força distribuída em forças concentradas nos nós, projetando-as nas direções desejadas – x e y.

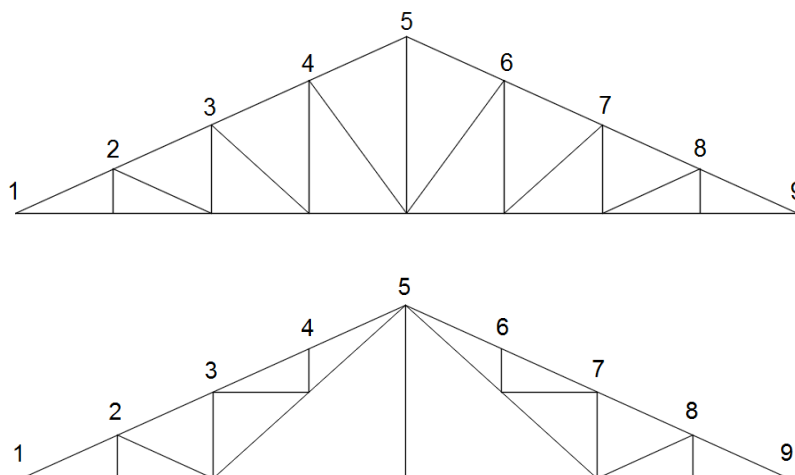
Tabela 17 – Ações permanentes devido peso próprio da trama da cobertura e contraventamentos

Elementos da trama da cobertura	(continua) Ações permanentes (kN/m^2)	
	Madeira Serrada C40	Eucalipto Cloeziana
Telhas de concreto + ripas	0,565	0,565
Caibros	0,134	0,094
Terças	0,128	0,143
Subtotal	0,827	0,803

3% do peso próprio da madeira devido conexões	0,025	0,024
Peças de contraventamento e conexões (valor usual)	0,070	0,070
Total	0,922	0,897

Fonte: Autora.

Figura 40 – Identificação dos nós dos banzos superiores



Fonte: Autora.

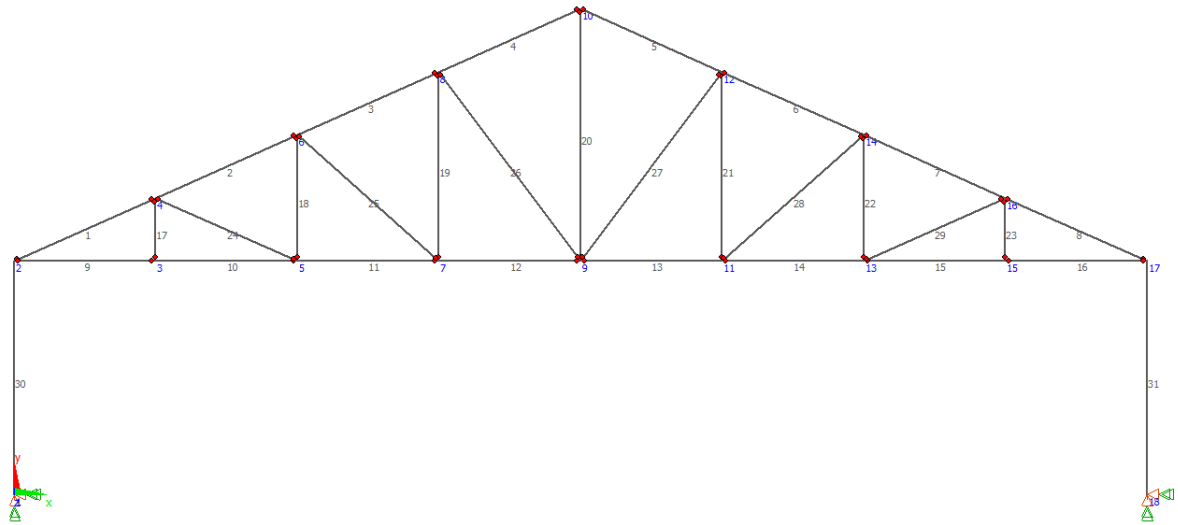
Tabela 18 – Ações aplicadas nos nós das treliças

Madeira serrada C40				
Nó	Faixa de influência (m)	Espaçamento entre treliças (m)	Ação permanente (G) (kN)	Sobrecarga (Q) (kN)
1 e 9	2,20	5,00	10,14	2,75
2 e 8	2,00	5,00	9,22	2,50
3 e 7	2,00	5,00	9,22	2,50
4 e 6	2,00	5,00	9,22	2,50
5	2,00	5,00	9,22	2,50
Eucalipto Cloeziana				
1 e 9	2,20	5,00	9,86	2,75
2 e 8	2,00	5,00	8,97	2,50
3 e 7	2,00	5,00	8,97	2,50
4 e 6	2,00	5,00	8,97	2,50
5	2,00	5,00	8,97	2,50

Fonte: Autora.

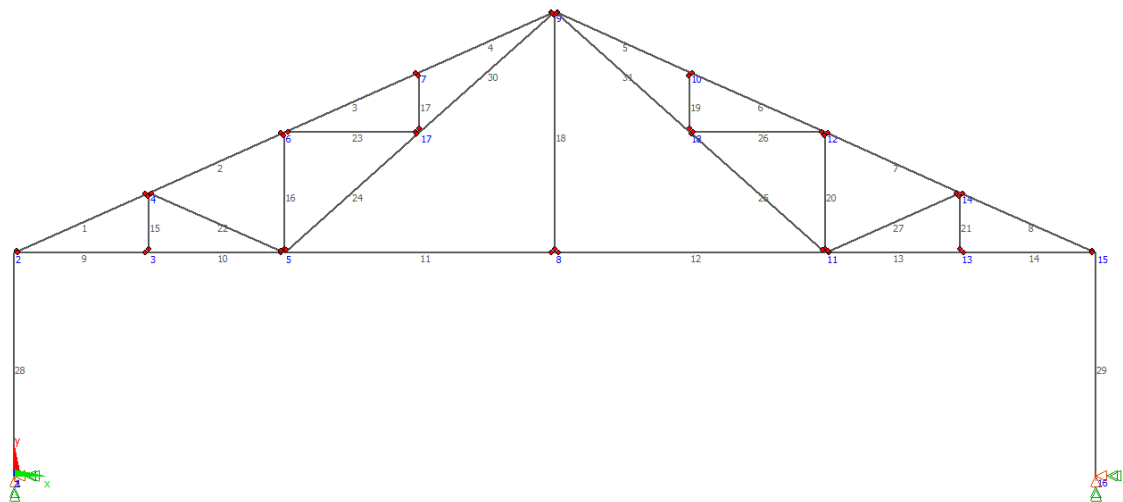
Os modelos estruturais adotados são apresentados na Figuras 41 e na Figura 42, sendo a altura dos pilares igual a 3,30 m, mantendo-se, então, o mesmo valor observado para os pilares das extremidades da cobertura real analisada.

Figura 41 – Modelo estrutural adotado para o pórtico com treliça Howe



Fonte: Autora.

Figura 42 – Modelo estrutural adotado para o pórtico com treliça do tipo Howe + Fink



Fonte: Autora.

7.3 Resultados dos dimensionamentos

Na Tabela 19 e Tabela 21 constam os valores dos esforços de cálculo atuantes nas barras das treliças e nos pilares, obtidos por meio da combinação de ações referente ao Estado Limite Último, para o caso de aplicação do modelo de treliça *Howe* e *Howe + Fink*, respectivamente. As dimensões das seções transversais definidas são apresentadas na Tabela 20 e Tabela 22, sendo m o número de intervalos entre pontos de contato ao longo do comprimento da peça, ou

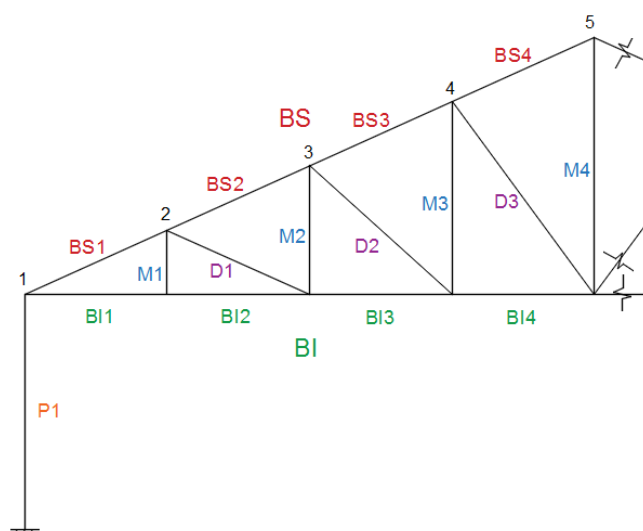
seja, para $m = 2$ significa que é necessário a disposição de uma peça (espaçador) entre as peças isoladas na metade do comprimento da barra analisada, com o intuito de diminuir o comprimento de flambagem e, conseqüentemente, melhorar a estabilidade da peça em torno do eixo mais crítico, que, no caso, corresponde ao eixo y .

As identificações dos pilares, montantes, diagonais, banzos superiores e inferiores das treliças, que constam nas tabelas anteriormente citadas, foram realizadas com base nas Figuras 43 e 44.

As seções transversais das peças de madeira serrada foram definidas com base nas dimensões padronizadas e comerciais existentes (PFEIL, 2003, p. 194). Na Figura 45 são apresentadas as formas de disposição destas peças.

A dimensão atribuída para os pilares de Eucalipto Cloeziana – 21 cm, corresponde ao valor do diâmetro equivalente supondo-se o emprego de uma peça com medidas na base em torno de 25 cm e para o topo, no mínimo, 19 cm.

Figura 43 – Identificação dos pilares, banzos, montantes e diagonais da treliça *Howe*



Fonte: Autora.

Tabela 19 – Esforços nas barras para o modelo de pórtico com treliça *Howe*

(continua)

Treliça <i>Howe</i>							
Identificação	L (cm)	Madeira serrada C40			Eucalipto Cloeziana		
		N_d (kN)	$V_{d,y}$ (kN)	$M_{d,x}$ (kN × cm)	N_d (kN)	$V_{d,y}$ (kN)	$M_{d,x}$ (kN × cm)
BS1	219,00	-170,12	—	—	-159,61	—	—
BS2	219,00	-146,81	—	—	-137,32	—	—
BS3	219,00	-122,90	—	—	-114,75	—	—

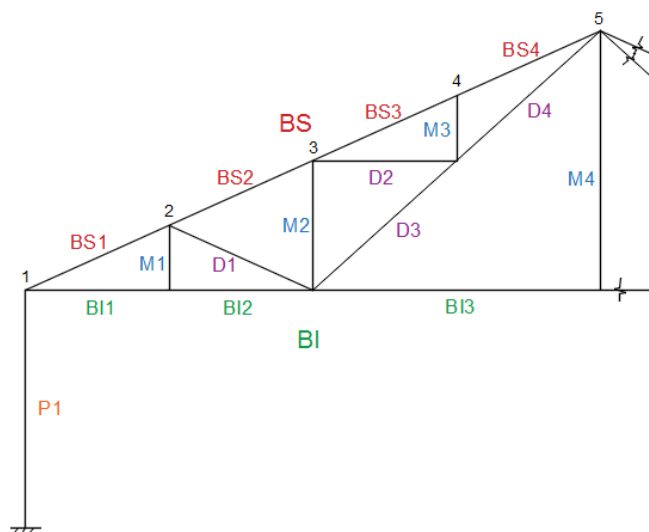
BS4	219,00	-98,59	—	—	-91,99	—	—
BI1	200,00	154,34	—	—	145,44	—	—
BI2	200,00	154,34	—	—	145,44	—	—
BI3	200,00	132,90	—	—	124,93	—	—
BI4	200,00	110,92	—	—	104,17	—	—
M1	90,00	0,89	—	—	0,78	—	—
M2	180,00	10,97	—	—	10,15	—	—
M3	270,00	21,19	—	—	19,60	—	—
M4	360,00	62,22	—	—	57,44	—	—
D1	219,00	-23,47	—	—	-22,45	—	—
D2	269,00	-29,43	—	—	-27,80	—	—
D3	336,00	-37,3	—	—	-34,93	—	—
P1	330,00	-89,61	1,00	330,31	-84,26	0,30	99,58

Fonte: Autora.

Tabela 20 – Seções transversais dos pilares e das treliças *Howe*

Treliça <i>Howe</i>				
Madeira serrada C40			Eucalipto Cloeziana	
Identificação	Dimensões cm × cm	m	Diâmetro equivalente cm	Diâmetro comercial cm
BS1	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BS2	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BS3	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BS4	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BI1	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BI2	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BI3	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
BI4	15,00 × 20,00	—	18,70	18 a 20
M1	5,00 × 16,00 × 15,00	1,00	10,70	10 a 12
M2	5,00 × 16,00 × 15,00	1,00	10,70	10 a 12
M3	5,00 × 16,00 × 15,00	1,00	10,70	10 a 12
M4	5,00 × 16,00 × 15,00	1,00	10,70	10 a 12
D1	15,00 × 20,00	—	12,70	12 a 14
D2	15,00 × 20,00	—	12,70	12 a 14
D3	15,00 × 20,00	—	12,70	12 a 14
P1	25,00 × 25,00	—	21,00	24 a 26

Fonte: Autora.

Figura 44 – Identificação dos pilares, banzos, montantes e diagonais da treliça *Howe + Fink*

Fonte: Autora.

Tabela 21 – Esforços nas barras para o modelo de pórtico com treliça *Howe + Fink*

Identificação	L (cm)	Treliça <i>Howe + Fink</i>						
		Madeira serrada C40			Eucalipto Cloeziana			
		N _d (kN)	V _{d,y} (kN)	M _{d,x} (kN × cm)	N _d (kN)	V _{d,y} (kN)	M _{d,x} (kN × cm)	
BS1	219,00	-167,02	—	—	-158,50	—	—	
BS2	219,00	-144,26	—	—	-136,27	—	—	
BS3	219,00	-167,87	—	—	-158,29	—	—	
BS4	219,00	-168,03	—	—	-158,45	—	—	
BI1	200,00	150,15	—	—	144,46	—	—	
BI2	200,00	150,15	—	—	144,46	—	—	
BI3	400,00	85,52	—	—	82,50	—	—	
M1	90,00	0,73	—	—	0,78	—	—	
M2	180,00	-27,56	—	—	-26,36	—	—	
M3	90,00	-17,58	—	—	-17,30	—	—	
M4	360,00	1,73	—	—	1,67	—	—	
D1	219,00	-22,92	—	—	-22,39	—	—	
D2	200,00	21,43	—	—	19,98	—	—	
D3	269,00	58,50	—	—	55,58	—	—	
D4	269,00	87,20	—	—	82,33	—	—	
P1	330,00	-88,74	2,36	779,07	-83,81	0,26	86,93	

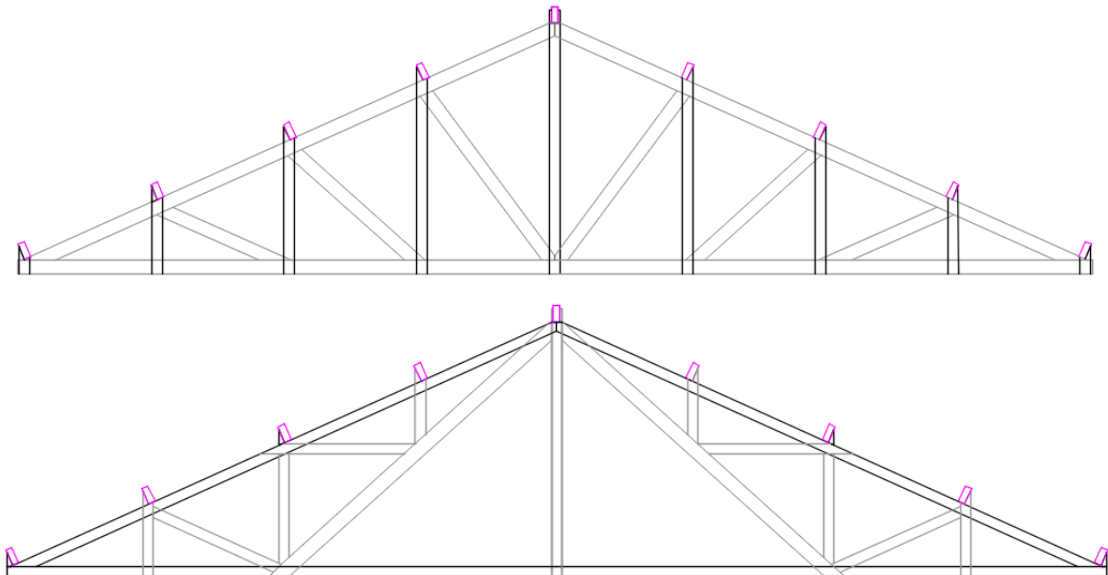
Fonte: Autora.

Tabela 22 – Seções transversais dos pilares e das treliças *Howe + Fink*

Treliza <i>Howe + Fink</i>				
Madeira serrada C40			Eucalipto Cloeziana	
Identificação	Dimensões	m	Diâmetro equivalente	Diâmetro comercial
BS1	7,50 × 15,00 × 15,00	2,00	18,70	18 a 20
BS2	7,50 × 15,00 × 15,00	2,00	18,70	18 a 20
BS3	7,50 × 15,00 × 15,00	2,00	18,70	18 a 20
BS4	7,50 × 15,00 × 15,00	2,00	18,70	18 a 20
BI1	7,50 × 15,00 × 15,00	1,00	18,70	18 a 20
BI2	7,50 × 15,00 × 15,00	1,00	18,70	18 a 20
BI3	7,50 × 15,00 × 15,00	1,00	18,70	18 a 20
M1	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
M2	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
M3	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
M4	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
D1	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
D2	15,00 × 15,00	–	10,70	10 a 12
D3	15,00 × 20,00	–	10,70	10 a 12
D4	15,00 × 20,00	–	10,70	10 a 12
P1	30,00 × 30,00	–	21,00	24 a 26

Fonte: Autora.

Figura 45 – Disposições das peças das treliças de madeira serrada

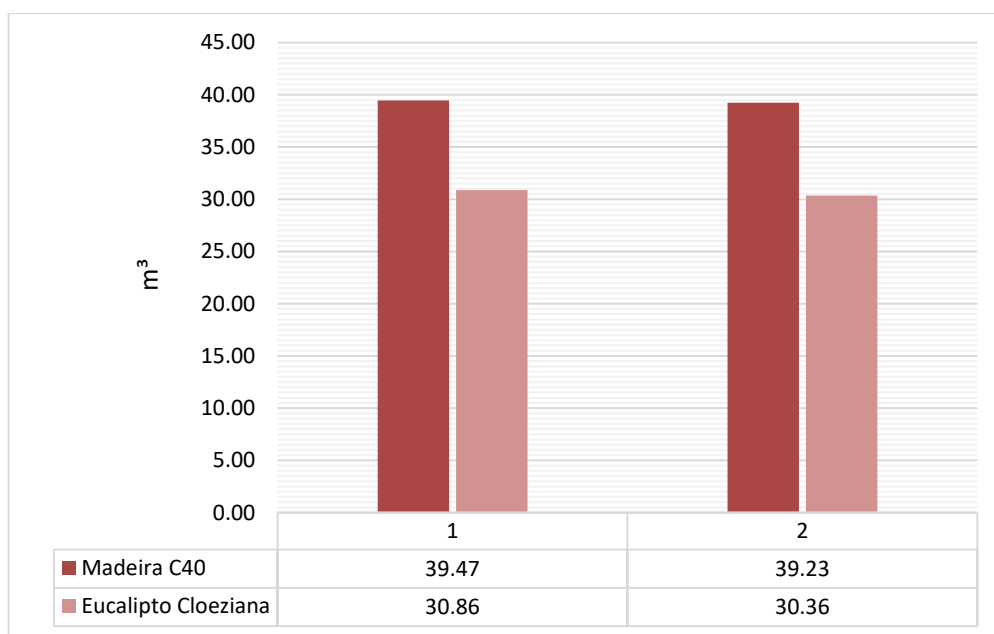


Fonte: Autora.

Os resultados para o consumo total de madeira – estimado com base nas características e

dimensões da cobertura real analisada, são apresentados no gráfico da Figura 46. O consumo de madeira referente às ripas não foi considerado nesta estimativa. O índice numérico 1 na parte inferior do gráfico refere-se ao emprego da treliça *Howe*, enquanto que o 2 refere-se à treliça *Howe + Fink*.

Figura 46 – Consumo de madeira para coberturas empregando-se treliças



Fonte: Autora.

Nota-se por meio dos resultados apresentados que a diferença de consumo entre as duas tipologias de treliças empregando-se o mesmo tipo de material é irrisória. No entanto, é perceptível que a utilização do Eucalipto Cloeziana se destaca como opção mais satisfatória em termos de consumo, mesmo apresentando propriedade de resistência (35 MPa) um pouco inferior à madeira de classe C40. Isto é consequência da possibilidade de utilização da seção transversal das peças de madeira roliça de forma efetiva. Ressalta-se que na estimativa do volume não foram consideradas as peças da estrutura de contraventamento.

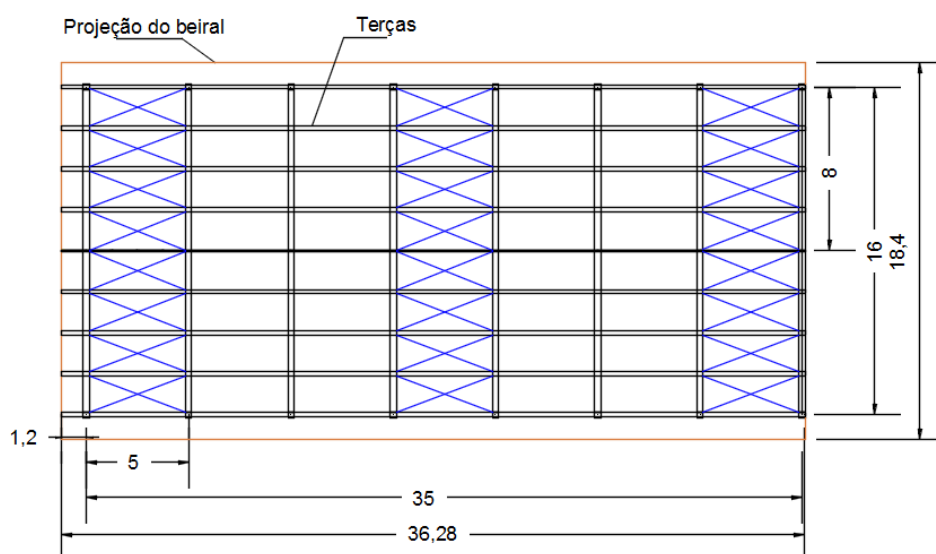
7.3.1 Estrutura de contraventamento

Quando os planos de maior rigidez das estruturas transversais são dispostos paralelamente entre si, estas ficam sujeitas à perda de estabilidade global. Para evitar tal efeito, emprega-se o sistema de contraventamento, que consiste na disposição de estruturas com seu plano de maior rigidez perpendicularmente ao plano das treliças (CALIL; MOLINA, 2010).

As estruturas devem ser dispostas no plano do telhado e no plano vertical. Considera-se como

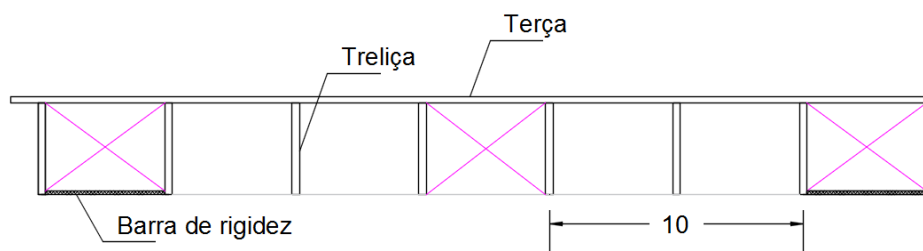
elementos de contraventamento no plano do telhado os banzos superiores, terças e tirantes metálicos. Para o plano vertical geralmente são dispostas barras cruzadas em 'X' de aço com diâmetro de 10 mm ou peças de madeira de seções simples, além da consideração das terças como peças de contraventamento (CALIL; MOLINA, 2010). A barra de rigidez é utilizada para os casos em que os banzos inferiores das treliças apresentam esforços de compressão. As formas de disposição destas estruturas são apresentadas nas Figuras 47 e 48.

Figura 47 – Sistema de contraventamento no plano do telhado



Fonte: Autora.

Figura 48 – Sistema de contraventamento vertical



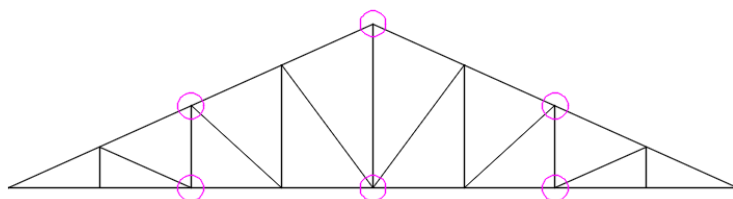
Fonte: Autora.

A quantidade de planos de contraventamento verticais é definida a partir do cálculo do índice de esbeltez dos banzos superiores e inferiores. Inicialmente, admite-se apenas um plano vertical de contraventamento disposto no eixo central das treliças. Desta forma, de acordo com as seções transversais definidas anteriormente, tem-se que:

- L_0 : 8,80 m e 8,00 m, para os banzos superiores e inferiores, respectivamente;
- Área (A) = 300 cm², $I_x = 10000$ cm⁴, $I_y = 5625$ cm⁴; $i_{\min, y} = 4,33$ cm – propriedades referentes aos banzos superiores e inferiores da treliça *Howe* de madeira serrada C40;
- $A = 225$ cm², $I_x = 4218,75$ cm⁴, $I_y = 29531,25$ cm⁴; $i_{\min, y} = 11,46$ cm – banzos superiores e inferiores da treliça *Howe + Fink* de madeira serrada C40;
- $A = 274,65$ cm², $I_x = I_y = 6002,56$ cm⁴, $i_{\min, y} = 4,675$ cm – banzos superiores e inferiores das treliças *Howe* e *Howe + Fink* de Eucalipto Cloeziana.

Com base nestes dados, tem-se que o índice de esbeltez ($L_0/i_{\min}$) para os banzos das treliças *Howe* para ambos tipos de madeira e *Howe + Fink* empregando-se eucalipto, ultrapassam o valor limite de 140 estabelecido por norma. Portanto, são necessários no mínimo três planos de contraventamento vertical para que o valor do índice de esbeltez esteja adequado, ou seja, admite-se L_0 igual a 4,40 m e 4,00 m, para os banzos superiores e inferiores, respectivamente, como apresentado na Figura 49.

Figura 49 – Pontos de contraventamentos verticais



Fonte: Autora.

Diante disso, conclui-se que o consumo de material de contraventamento é menor para o caso de emprego da treliça *Howe + Fink* de madeira serrada, pois é necessário apenas um plano vertical – λ_y corresponde a 76,81 para os banzos superiores.

Estabilidade local das treliças

A verificação dos contraventamentos dos banzos superiores das treliças foi realizada de acordo com a Seção 7.6.2 da ABNT NBR 7190:1997.

O primeiro parâmetro necessário à verificação diz respeito a rigidez mínima da barra de contraventamento, definida por meio da Equação 42, na qual α_m é calculado a partir da Equação 43 e possui valores já determinados em função de m na tabela 17 da referida norma.

$$K_{br,1,min} = 2\alpha_m \times \frac{\pi^2 \times E_{co,ef} \times I_2}{L_1^3} \quad (\text{Eq. 42})$$

$$\alpha_m = 1 + \cos \frac{\pi}{m} \quad (\text{Eq. 43})$$

Sendo m o número de intervalos de comprimento L_1 , que corresponde a distância entre elementos de contraventamento e I_2 o momento de inércia da seção da peça principal a ser contraventada, obteve-se os seguintes resultados da Tabela 23.

Tabela 23 – Rigidez mínima das barras de contraventamento

Treliça	Material	Seção BS. (cm)	I_y (cm ⁴)	L_1 (cm)	$E_{co,ef}$ (kN/cm ²)	m	α_m	$K_{br,1,min}$ (kN/cm)
Howe	Madeira C40	15,0 × 20,0	5625,00	440,0	1092,0	4	1,7	2,42
Howe + Fink	Madeira C40	7,5 × 15,0 × 15,0	1596,28	880,0	1092,0	2	1,0	0,05
Howe	E. Cloeziana	18,70	6002,56	440,0	980,0	4	1,7	2,32
Howe + Fink	E. Cloeziana	18,70	6002,56	440,0	980,0	4	1,7	2,32

Fonte: Autora.

Neste caso, admitem-se as terças da cumeeira como barras de contraventamento. A rigidez efetiva destas foi determinada utilizando-se a Equação 44. Os resultados são apresentados na Tabela 24.

$$K_{br,1} = \frac{E_{co,ef} \times A}{L} \quad (\text{Eq. 44})$$

Tabela 24 – Rigidez efetiva das terças

Material	Seção da terça (cm)	Área (cm ²)	L (cm)	$E_{co,ef}$ (kN/cm ²)	$K_{br,1}$ (kN/cm)
Madeira C40	15,0 × 20,0	300,00	500,0	1092,0	655,20
E. Cloeziana	20,70	274,65	500,0	980,0	538,31

Fonte: Autora.

Portanto, a estabilidade local das treliças está garantida, pois $K_{br,1} \gg K_{br,1,min}$.

Estabilidade global

De acordo com a Seção 7.6.4 da norma, as estruturas de contraventamento devem apresentar valores de rigidez que assegurem que o nó mais deslocável atenda a condição de rigidez mínima, estabelecida pela Equação 45, na qual n compreende o número de trechos estabilizados que, no caso, é igual a 3, conforme ilustram as Figuras 47 e 48.

$$K_{br} \geq \frac{2}{3} \times n \times K_{br,1,min} \quad (\text{Eq. 45})$$

Logo, substituindo-se os valores na equação, tem-se que K_{br} vale:

- 4,84 kN/cm: treliça *Howe* – madeira C40;
- 0,10 kN/cm: treliça *Howe + Fink* – madeira C40;
- 4,64 kN/cm: ambas treliças – Eucalipto Cloeziana.

Portanto, com base nos resultados da Tabela 24, a condição de estabilidade global dos elementos em paralelo foi satisfeita.

Verificação das terças como elementos de contraventamento

Conforme Seção 7.6.2 da norma, as forças atuantes nos nós do contraventamento são definidas por meio da Equação 46.

$$F_{1d} = N_d / 150 \quad (\text{Eq. 46})$$

Com base na Tabela 20 e Tabela 21, os esforços críticos de compressão nos banzos superiores para os nós do contraventamento correspondem a 170,12 kN ($F_{1d} = 1,134$ kN) e 159,61 kN ($F_{1d} = 1,064$ kN), para madeira serrada e eucalipto, respectivamente.

Considerando-se $L_0 = 500$ cm, ambos tipos de terças apresentam índice de esbeltez acima de 80, ou seja, são consideradas peças esbeltas. A terça de madeira C40 apresenta $\lambda_y = 115,5$ e, a de eucalipto, $\lambda = 96,6$. Os esforços característicos críticos necessários para a verificação da estabilidade são:

- $N_{gk} = 98,02$ kN ($F_{1d} = 0,65$ kN) e $N_{qk} = 21,51$ kN ($F_{1d} = 0,14$ kN) – para madeira C40;
- $N_{gk} = 90,52$ kN ($F_{1d} = 0,60$ kN) e $N_{qk} = 21,51$ kN ($F_{1d} = 0,14$ kN) – para eucalipto.

A estabilidade foi verificada conforme os parâmetros definidos para peças esbeltas comprimidas, expostos na Seção 7.1 do presente relatório e 7.5.5 da ABNT NBR 7190:1997. Para ambos os casos, obteve-se o valor de 0,004.

Portanto, foram satisfeitas todas as condições de estabilidade da estrutura empregando-se os modelos de treliças apresentadas.

Os resultados das verificações quanto a resistência e estabilidade das barras das treliças e pilares

constam no Anexo B.

Verificação Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Segundo dados fornecidos pelo programa GESTRUT, os máximos deslocamentos verificados para os nós das treliças foram:

- *Howe* (Madeira C40): 1,091 cm;
- *Howe + Fink* (Madeira C40): 1,6965 cm;
- *Howe* (Eucalipto Cloeziana): 1,327 cm;
- *Howe + Fink* (Eucalipto Cloeziana): 1,832 cm.

Sendo o limite igual a 8 cm (1600/200), os deslocamentos mostraram-se adequados.

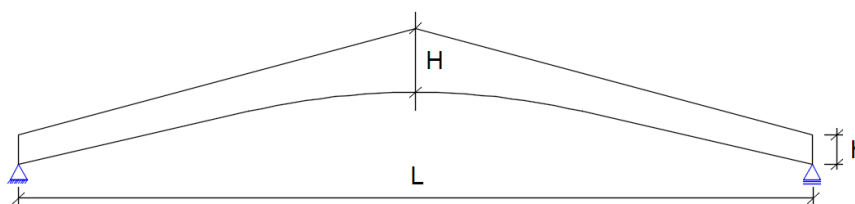
8 SEGUNDA PROPOSTA DE SISTEMA CONSTRUTIVO

O sistema construtivo apresentado nesta seção tem como principal componente a madeira laminada colada (MLC). Adotou-se o modelo estrutural composto por vigas simplesmente apoiadas nos pilares. Assim como para a utilização de treliças, existem geometrias diferentes de vigas que são recomendadas para valores específicos de vãos. Para o caso em questão, no qual o vão entre pilares das extremidades da cobertura analisada compreende 16 m, foi adotada a tipologia de viga denominada como *Boomerang*, em função do seu formato. Suas principais restrições quanto ao dimensionamento são:

- Inclinação: 3° a 15°;
- Comprimento do vão (L): 10 a 20 m;
- Altura mínima do feixe (H): $L/16$;
- Altura mínima da viga na região dos apoios (h): $L/30$.

Os parâmetros descritos acima referem-se as medidas indicadas na Figura 50.

Figura 50 – Parâmetros geométricos para o dimensionamento da viga de MLC



Fonte: Autora.

Como a inclinação do telhado restringe-se até 15°, valor inferior ao da cobertura de referência – 24°, a ação variável devido vento foi recalculada. Logo, os únicos aspectos arquitetônicos originais conservados referem-se ao vão total, espaçamento entre pórticos, beirais e altura dos pilares (3,30 m).

Para o dimensionamento dos caibros e terças foram seguidos os parâmetros da ABNT NBR 7190:1997. Para as vigas e pilares, o dimensionamento desenvolveu-se com base nos aspectos normativos do *EUROCODE 5:1995-1-1* e utilizou-se como material de referência os livros intitulados como “Manual da Madeira Laminada Colada” (*Limträhandbok*), do autor *Johan Fröbel*.

A madeira laminada colada é composta por lâminas ou tábuas justapostas e conectadas por meio da aplicação de colas altamente resistentes. Apresenta, geralmente, maior resistência média e menor dispersão das propriedades de resistência do que a madeira convencional aplicada nas construções. Para o dimensionamento foram consideradas dois tipos de MLC, sendo que, para as terças considerou-se a caracterizada como homogênea e, para os pilares e vigas, combinada. As peças de MLC combinada são, em suma, compostas pela junção de madeiras de resistências diferentes. As lâminas com resistência inferior são dispostas na região mais interna e as de resistência superior nas extremidades, sendo que cada extremo deve compor ao menos 17% da altura total da seção transversal. Para elementos retos emprega-se, geralmente, lâminas de 4,5 cm e, para os elementos curvos, 3,3 cm (FRÖBEL, 2016).

As principais características físicas e mecânicas dos materiais considerados para o dimensionamento são apresentadas na Tabela 25, sendo as resistências e módulos de elasticidades fornecidos em MPa e o valor do peso específico aparente em kg/m³. As seções transversais foram definidas com base em dimensões comerciais existentes e usuais em países onde este tipo de sistema construtivo é mais disseminado.

O tipo de MLC é restringido pelas dimensões das peças. Para peças com largura superior a 9 cm e altura inferior a 18 cm, emprega-se MLC homogênea. Para altura acima de 18 cm, recomenda-se a utilização de MLC combinada (FRÖBEL, 2016).

Tabela 25 – Propriedades físicas e mecânicas da MLC empregada no dimensionamento

	MLC 30h	MLC 30c
$f_{m,k}$	30,0	30,0
$f_{t0,k}$	24,0	19,5
$f_{t90,k}$	0,50	0,50
$f_{C0,k}$	30,0	24,5
$f_{C90,k}$	2,50	2,50
$f_{v,k}$	3,50	3,50
$E_{0,m}$	13600,0	13000,0
$E_{0,05}$	11300,0	10800,0
$G_{0,m}$	650,0	650,0
$G_{0,05}$	540,0	540,0
ρ_{ap}	480,0	430,0

Fonte: Adaptado de FRÖBEL (2013).

8.1 Dimensionamento dos caibros e terças

Para o dimensionamento dos caibros foram considerados os mesmos parâmetros de material, dimensões e espaçamentos adotados para o sistema construtivo utilizando-se treliças. Portanto, utilizou-se madeira dicotiledônea C40, espaçamento de 0,50 m e seção transversal de (6×12) cm. Para as terças foi empregada MLC 30h, com seção transversal de $(16,5 \times 16,5)$ cm, 5 m de comprimento e espaçamento de 2,07 m.

Definição das ações

Como exposto anteriormente, devido a mudança da inclinação da cobertura e, consequentemente, redução da altura total, fez-se necessário recalcular a pressão efetiva devida ação do vento. Portanto, os parâmetros necessários para este cálculo – com significados já definidos na Seção 6.1.1 deste relatório, são:

- Altura da cobertura: 6,40 m;
- Altura do beiral: 3,80 m;
- F_r : 0,98;
- b : 0,85;
- p : 0,125;
- V_0 : 34 m/s;
- S_1 e S_3 : 1,00.

De acordo com a Equação 15, tem-se que o fator S_2 vale 0,79. Logo, multiplicando-o pelos valores de V_0 , S_1 e S_3 , obteve-se a velocidade característica V_k de 26,79 m/s. Portanto,

substituindo-se este valor na Equação 16, tem-se que a pressão dinâmica do vento vale 0,44 kN/m².

Sendo a relação h/b igual a 0,24, os coeficientes de forma externos (C_e) foram definidos conforme o primeiro caso apresentado pela tabela 5 da ABNT NBR 6123:1988. Para uma inclinação de 15°, tem-se valores de C_e expostos na Tabela 26.

Tabela 26 – Coeficientes de forma externos para coberturas com inclinação de 15°

Θ	$\alpha = 90^\circ$			$\alpha = 0^\circ$	
	EF	GH	EG	FH	IJ
15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-0,2

Fonte: Autora.

Na Tabela 27 constam os resultados das combinações entre os valores de C_e e C_{pi} – coeficientes de pressão internos, considerando-se o caso de quatro faces igualmente permeáveis ($C_{pi} = 0$ ou $C_{pi} = -0,3$), para a definição das pressões efetivas.

Tabela 27 – Combinações para pressões efetivas no telhado

$C_{pi} \mid C_e$		Vento 90°		Vento 0°		
		-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-0,2
0		-0,440	-0,176	-0,352	-0,264	-0,088
-0,3		-0,308	-0,044	-0,220	-0,132	0,044

Fonte: Autora.

Logo, a pressão efetiva crítica vale 0,044 kN/m², devido vento de sobrepressão.

Adotou-se o mesmo valor de ação permanente – 0,565 kN/m², devido peso próprio das ripas e telhas de concreto.

Dimensionamento dos caibros

Foram consideradas as mesmas propriedades listadas na Seção 7.1 para seção transversal de (6×12) cm.

Verificações frente ao Estado Limite Último

Considerando-se a faixa de influência para os caibros de 0,50 m, tem-se que as ações sobre estes correspondem a 0,2825 kN/m, 0,125 kN/m e 0,022 kN/m, devida ação permanente, sobrecarga e vento de sobrepressão, respectivamente. Utilizando-se um modelo estrutural

similar ao apresentado na Figura 38 da Seção 7.1, obteve-se os seguintes esforços fornecidos pelo programa GESTRUT:

- Máximo momento fletor ($M_{d, x}$): 51,11 kN×cm;
- Força normal de tração ($F_{d, t}$): 0,21 kN;
- Força normal de compressão ($F_{d, c}$): - 0,17 kN;
- Força cisalhante ($F_{d, v}$): 0,80 kN.
- F_{gk} : -0,09 kN;
- F_{qk} : -0,03 kN.

Verificação da resistência

Sendo $\sigma_{Nt,d} = 0,0029$ kN/cm², $\sigma_{Nc,d} = - 0,0024$ kN/cm² e $\sigma_{Mx,d} = 0,355$ kN/cm², substituindo-se estes valores nas equações 19, 20, 21 e 22, obteve-se os resultados críticos:

- Flexotração: $0,2214 \leq 1$
- Flexocompressão: $0,2218 \leq 1$

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Conforme Equação 23, obteve-se o valor de 0,0167 kN/cm² para a tensão tangencial, inferior a 0,19 kN/cm². Portanto, a condição de segurança foi satisfeita.

Verificação da estabilidade

Na Tabela 28 constam os resultados obtidos referentes a verificação da estabilidade.

Tabela 28 – Verificação da estabilidade dos caibros

(continua)

Parâmetro	Estabilidade em x	Estabilidade em y
F_E (kN)	217,32	54,33
e_i (cm)	300,65	0,20
e_a (cm)	0,69	0,69
e_{ig} (cm)	—	0,00
e_c (cm)	—	0,00107
$e_{l, ef}$ (cm)	—	0,89
e_l (cm)	301,34	—
e_d (cm)	301,57	—
M_d (kN×cm)	51,27	0,15
$\sigma_{Nd} / f_{c0,d}$	0,001	0,0015

$\sigma_{Md}/f_{c0,d}$	0,223	0,0013
$\sigma_{Nd}/f_{c0,d} + \sigma_{Md}/f_{c0,d}$	0,224	0,003

Fonte: Autora.

Logo, conforme resultados finais apresentados na Tabela 28, ambos valores são inferiores a 1,00. A estabilidade lateral também foi verificada e, conforme expressão da Equação 36, obteve-se: $34,50 < 77,56$.

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Conforme Equação 37, tem-se que:

$$u_{y,ef} = \frac{5 \times 0,002825 \times 207^4}{384 \times 1092 \times 864} + 0,2 \times \frac{5 \times 0,00125 \times 207^4}{384 \times 1092 \times 864} \leq 207/200$$

$$u_{y,ef} = 0,0779 \text{ cm} < 1,035 \text{ cm}$$

Portanto, foram satisfeitas todas as condições de segurança.

Dimensionamento das terças

Propriedades da seção transversal:

- Seção transversal: $(16,5 \times 16,5) \text{ cm}$;
- Área (A): $272,25 \text{ cm}^2$;
- Momento de inércia ($I_x = I_y$): $6176,67 \text{ cm}^4$;
- Módulo de resistência (W): $748,69 \text{ cm}^3$;
- Coeficiente k_M de correção: 0,50.

Verificações frente ao Estado Limite Último

A ação permanente total devido peso das telhas, ripas e caibros resulta em $0,70 \text{ kN/m}^2$. Multiplicando-se pelo valor mais crítico para a faixa de influência das terças – 2,36 m: metade do espaçamento (2,07 m) somado com o comprimento do beiral (1,32 m), tem-se que a ação permanente total corresponde a $1,65 \text{ kN/m}$. O modelo estrutural adotado compreende o mesmo para uma viga bi-apoiada com rotação dos eixos principais da seção transversal a um ângulo de 15° , com ação variável devida sobrecarga de $1,00 \text{ kN}$ aplicada no meio do vão. Foram obtidos os seguintes valores de esforços:

- Máximo momento fletor em torno do eixo x ($M_{d,x}$): 885,69 kN×cm;
- Máximo momento fletor em torno do eixo y ($M_{d,y}$): 285,68 kN×cm;
- Força cisalhante em x ($F_{d,vx}$): 1,14 kN.
- Força cisalhante em y ($F_{d,vy}$): 6,43 kN.

Verificação da resistência

Para o caso de emprego de peças retas de MLC, o coeficiente parcial de modificação $K_{mod,3}$ assume valor unitário, conforme definido na Seção 6.4.4 da ABNT NBR 7190:1997. Portanto, substituindo-se este valor na Equação 9 – exposta na Seção 5.4.2 do presente relatório, tem-se que $K_{mod} = 0,70$.

Logo, utilizando-se a Equação 10 e os dados fornecidos pela Tabela 25, tem-se que o valor de $f_{c0,d}$ corresponde a 1,50 kN/cm². Conforme valores dos esforços, foram obtidos: $\sigma_{Mx,d} = 1,183$ kN/cm² e $\sigma_{My,d} = 0,382$ kN/cm².

Substituindo-se estes valores na Equação 39, foi obtido o valor crítico de 0,916 para a condição de segurança e, portanto, inferior a 1,00.

Resistência ao cisalhamento longitudinal

Conforme Equação 23, obteve-se o valor de 0,008 kN/cm² para a tensão tangencial no eixo x e de 0,044 kN/cm² para o eixo y, ambos valores inferiores a $f_{v0,d} = 0,14$ kN/cm².

Verificação frente ao Estado Limite de Utilização – deslocamentos

Segundo dados fornecidos pelo programa GESTRUT, por meio da combinação de ações para o Estado Limite de Utilização – Equação 14, o máximo deslocamento obtido foi de 2,43 cm, abaixo do limite de 2,50 cm ($L/200$).

Portanto, foram satisfeitas todas as condições de segurança. A seção transversal atribuída para as terças foi considerada adequada.

8.2 Viga Boomerang e pilares

8.2.1 Pré-dimensionamento da viga e determinação das ações

Com base nas condições expostas inicialmente para a adoção do modelo da viga e, considerando-se o valor do vão (L) igual a 16 m, a definição das dimensões mínimas foi realizada por meio das Equações 47, 48 e 49, dentre as quais b equivale a largura da seção

transversal. O raio de curvatura da viga é identificado pelo parâmetro r , não admitindo-se valor inferior a 10 m. Neste caso, adotou-se o valor de 15 m. Este valor induz a inclinação da borda inferior da viga para um ângulo de 13° .

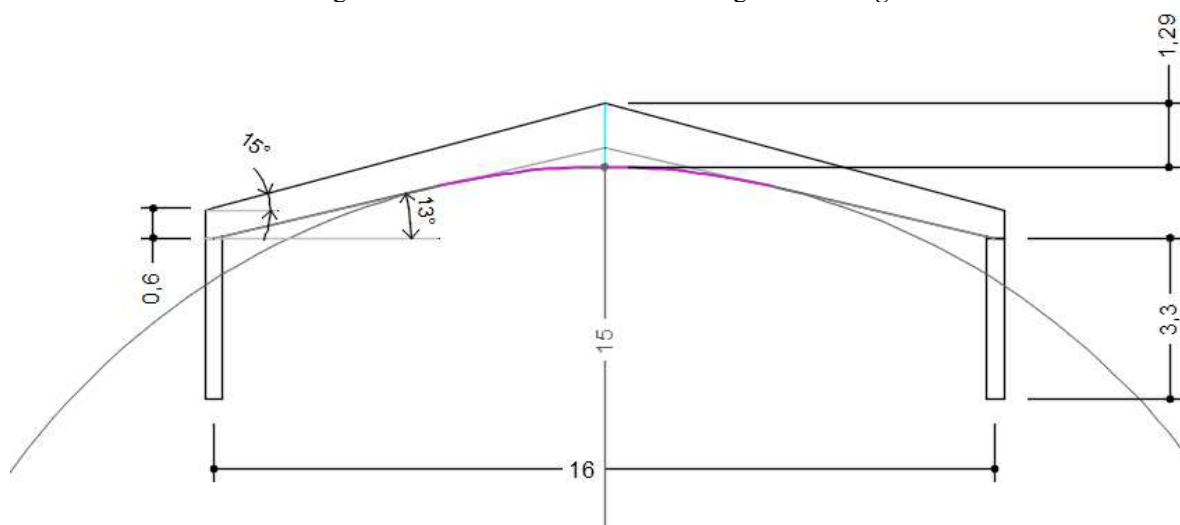
$$b = L/100 = 0,16 \text{ m} \quad (\text{Eq. 47})$$

$$H = L/13 = 1,23 \text{ m} \quad (\text{Eq. 48})$$

$$h_0 = L/30 = 0,53 \text{ m} \quad (\text{Eq. 49})$$

Na Figura 51 encontram-se indicadas as dimensões definidas, em metros. Como trata-se de uma viga curva, foi considerada uma espessura de 3,3 cm para as lâminas de madeira e, diante disso, as dimensões adotadas referentes à altura correspondem a valores múltiplos desta espessura. Adotou-se para a viga uma largura de 21,5 cm e, para os pilares, seção transversal de $(21,5 \times 36)$ cm.

Figura 51 – Pré-dimensionamento da viga *Boomerang*



Fonte: Autora.

Na Tabela 29 consta o valor total da ação permanente devido peso próprio da trama da cobertura, sem considerar o peso próprio da viga.

Tabela 29 – Ações permanentes sobre a viga de MLC

	Ações permanentes (kN/m ²)
Elementos da trama da cobertura	
Telhas de concreto + ripas	0,565
Caibros	0,134
Terças	0,062
Subtotal	0,761
3% do peso próprio da madeira devido conexões	0,023
Peças de contraventamento e conexões	0,070
Total	0,854

Fonte: Autora.

Como o espaçamento entre pórticos considerado é de 5 m, tem-se uma ação permanente parcial de 4,27 kN/m. Sendo a área da viga igual a 12,87 m², espessura de 0,215 m e peso específico de 430 kg/m³ - MLC 30c, tem-se que o peso próprio vale 1225,36 kg, ou seja, 12,02 kN, o que resulta numa ação de 0,751 kN/m. Portanto, a ação permanente total corresponde a 5,02 kN/m. Considerando-se o valor de sobrecarga, tem-se uma ação variável de 1,25 kN/m e, devido vento de sobrepressão, 0,22 kN/m.

O modelo estrutural adotado é o de viga bi-apoiada. A combinação de ações considerada para a obtenção dos esforços de cálculo é a mesma dos casos anteriores – $F_d = 1,4 G_{i,k} + 1,4 (Q_k + 0,5 W_k)$. Logo, os resultados fornecidos pelo programa GESTRUT foram:

- Máximo momento fletor (M): 28492,8 kN × cm;
- Força cisalhante (V): 71,23 kN.

8.2.2 Dimensionamento segundo recomendações do *EUROCODE 5:1995-1-1*

Nesta seção, muitos parâmetros de dimensionamento se diferem das recomendações da ABNT NBR 7190:1997, apesar do *EUROCODE 5* ser um documento normativo base para a elaboração da norma brasileira.

Para a definição das resistências de cálculo, o coeficiente de ponderação (γ) da Equação 10 foi considerado com valor de 1,25, em função do tipo de material empregado – MLC, conforme dados apresentados na tabela 2.3 do *EUROCODE 5:1995-1-1*. O valor de k_{mod} altera-se em função apenas do coeficiente de modificação parcial $k_{mod,3}$, neste caso, mantendo-se, então, os valores já anteriormente definidos para os demais coeficientes parciais. Para peças curvas, $k_{mod,3}$

é determinado por meio da Equação 50.

$$k_{\text{mod}3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r} \right)^2 \quad (\text{Eq. 50})$$

Sendo t o valor da espessura das lâminas – 3,3 cm, e r o menor raio de curvatura – 15 m, tem-se que $k_{\text{mod}3}$ vale 0,99. Portanto, k_{mod} assume valor de 0,69.

Na Tabela 30 constam os valores de resistências de cálculo utilizados para as verificações frente aos Estados Limites, fornecidos em MPa. O parâmetro f_m refere-se à resistência à flexão.

Tabela 30 – Resistências de cálculo para MLC 30c

Estado Limite Último						Estado Limite de Utilização					
$f_{m,d}$	$f_{c0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{c90,d}$	$f_{t90,d}$	$f_{m,d}$	$f_{c0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v0,d}$	$f_{c90,d}$	$f_{t90,d}$
16,64	13,59	10,81	1,94	1,39	0,28	20,80	16,98	13,52	2,43	1,73	0,35

Fonte: Autora.

Verificações do Estado Limite Último

a) Tensão cisalhante

Para o cálculo da tensão de cisalhamento, foi determinado inicialmente o valor reduzido da força cortante por meio da Equação 51.

$$V_{\text{red}} = \frac{2V}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{h_{\text{pilar}}}{2} - h_0 \right) \quad (\text{Eq. 51})$$

Sendo $h_0 = 60$ cm, $h_{\text{pilar}} = 36$ cm, $V = 71,23$ kN e $L = 16$ m, tem-se que a força cortante reduzida vale 64,9 kN. A tensão cisalhante foi definida utilizando-se a Equação 52.

$$\tau_d = \frac{3 V_{\text{red}}}{2 b \times h_0} \quad (\text{Eq. 52})$$

Foi obtido o valor de 0,075 kN/cm², tensão inferior a $f_{v0,d} = 0,194$ kN/cm². Portanto, a condição de segurança foi atendida.

b) Verificação da tensão de compressão nos apoios

Esta verificação foi realizada por meio das Equações 53, 54 e 55, dentre as quais α_{interno} vale 13°, Q_d é igual a 8,93 kN/m e $k_{c,90}$ é um coeficiente que engloba a configuração de carga, a possibilidade de ruptura e o grau de deformação devida compressão. Neste caso, conforme Seção 6.1.5 do *Eurocode 5:1995-1-1*, $k_{c,90}$ vale 1,75.

$$\beta = 90^\circ - \alpha_{\text{interno}} \quad (\text{Eq. 53})$$

$$\sigma_{c,\beta,d} = \frac{Q_d \times L}{2 \times b_{\text{pilar}} \times (h_{\text{pilar}} + 30 \cos(\alpha_{\text{interno}}))} \quad (\text{Eq. 54})$$

$$f_{c,\beta,d} = \frac{f_{c0,d}}{\left(\frac{f_{c0,d}}{(k_{c,90} \times f_{c90,d})} \times [(\sin(\beta))^2 + (\cos(\beta))^2] \right)} \quad (\text{Eq. 55})$$

Aplicando-se as expressões acima, tem-se que:

$$\beta = 90^\circ - 13^\circ = 77^\circ$$

$$\sigma_{c,\beta,d} = \frac{0,089 \times 1600}{2 \times 21,5 \times (36,0 + 30 \cos(13^\circ))} = 0,051 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c,\beta,d} = \frac{1,36}{\left(\frac{1,36}{(1,75 \times 0,14)} \times [(\sin(77^\circ))^2 + (\cos(77^\circ))^2] \right)} = 0,243 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo $\sigma_{c,\beta,d} < f_{c,\beta,d}$, a condição de segurança foi satisfeita.

c) Verificação da tensão devida flexão na seção transversal mais solicitada

O processo de verificação foi realizado conforme expressões das Equações 56 a 61, dentre as quais $x_{\text{máx}}$ e $h_{\text{máx}}$ correspondem a posição a partir dos apoios e a altura da seção transversal mais solicitada, respectivamente. O coeficiente $k_{m,\alpha}$ considera a redução da resistência em função do efeito simultâneo dos esforços de flexão, de cisalhamento e de tensões de compressão, conforme Seção 6.4.2 do *Eurocode 5:1995-1-1*.

$$x_{\text{máx}} = \frac{L \times h_0}{2 \times H} \quad (\text{Eq. 56})$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q_d \times x_{\text{máx}}}{2} \cdot (L - x_{\text{máx}}) \quad (\text{Eq. 57})$$

$$h_{\text{máx}} = h_0 + \left(x_{\text{máx}} - \frac{h_{\text{pilar}}}{2} \right) \cdot (\tan(\alpha_{\text{externo}}) - \tan(\alpha_{\text{interno}})) \cdot \cos(\alpha_{\text{interno}}) \quad (\text{Eq. 58})$$

$$\sigma_{m\alpha,d} = \frac{6 \times M_{x,\text{máx}}}{b \times h_{x,\text{máx}}^2} \quad (\text{Eq. 59})$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v0,d}} \times \tan(\Delta_\alpha) \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c90,d}} \times \tan(\Delta_\alpha)^2 \right)^2}} \quad (\text{Eq. 60})$$

$$\frac{\sigma_{m\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \times f_{m,d}} \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 61})$$

Logo, substituindo-se os valores nas expressões acima, tem-se que:

$$x_{\text{máx}} = \frac{1600 \times 60}{2 \times 129} = 372,1 \text{ cm} = 3,72 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{0,089 \times 372,1}{2} \times (1600 - 372,1) = 20406,47 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} = 204,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_{\text{máx}} = 60 + \left(372,1 - \frac{36,0}{2}\right) \times (\tan(15^\circ) - \tan(13^\circ)) \times \cos(13^\circ) = 72,8 \text{ cm}$$

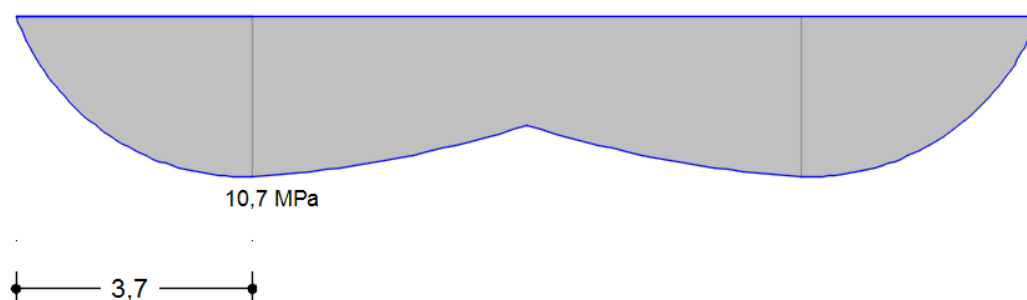
$$\sigma_{m\alpha,d} = \frac{6 \times 20406,47}{21,5 \times 72,8^2} = 1,07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - (\text{Indicada na Figura 52}).$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1,66}{1,5 \times 0,19} \times \tan(15^\circ - 13^\circ)\right)^2 + \left(\frac{1,66}{0,14} \times \tan(15^\circ - 13^\circ)\right)^2}} = 0,981$$

$$\frac{\sigma_{m\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \times f_{m,d}} = \frac{1,07}{0,981 \times 1,66} = 0,66 < 1,00$$

Portanto, a condição de segurança para a seção transversal mais solicitada foi satisfeita.

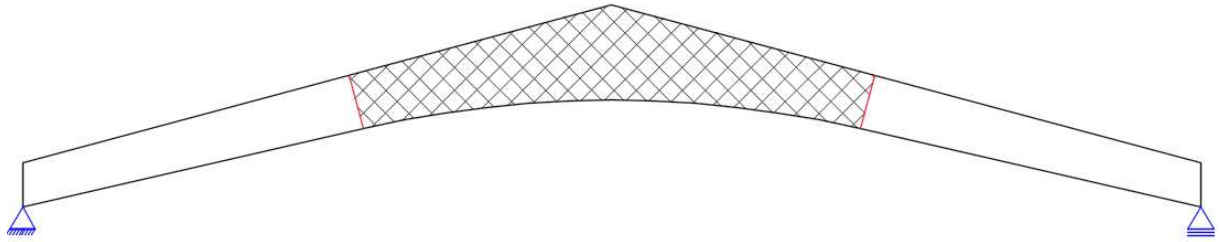
Figura 52 – Forma aproximada da distribuição da tensão devida flexão na viga



Fonte: Autora.

d) Verificação da tensão de flexão na região ápice da viga

A região denominada como cume (ou zona ápice) da viga é a indicada pela área hachurada da Figura 53.

Figura 53 – Região ápice da viga *Boomerang*

Fonte: Autora.

A verificação foi realizada conforme parâmetros definidos na Seção 6.4.3 do *Eurocode 5:1995-1-1*. A tensão devida flexão, neste caso, foi reduzida por meio do fator de correção denominado k_l , que depende de uma série de outros coeficientes para sua determinação – k_1 , k_2 , k_3 , k_4 e o raio interno R . O cálculo do fator k_l engloba parâmetros do método dos elementos finitos e considera a geometria da viga (FRÖBEL, 2016). As expressões utilizadas para esta verificação são as definidas pelas Equações 62 a 69, dentre as quais kr é um fator que depende da relação entre o raio de curvatura e a espessura das lâminas (r/t). De acordo com as condições apresentadas em 6.49 da referida norma, kr assume valor unitário, neste caso.

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan(\alpha_{\text{externo}}) + 5,4 (\tan(\alpha_{\text{externo}}))^2 \quad (\text{Eq. 62})$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan(\alpha_{\text{externo}}) \quad (\text{Eq. 63})$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan(\alpha_{\text{externo}}) - 7,8 (\tan(\alpha_{\text{externo}}))^2 \quad (\text{Eq. 64})$$

$$k_4 = 6 (\tan(\alpha_{\text{externo}}))^2 \quad (\text{Eq. 65})$$

$$R = r + 0,5 H \quad (\text{Eq. 66})$$

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{H}{R}\right) + k_3 \left(\frac{H}{R}\right)^2 + k_4 \left(\frac{H}{R}\right)^3 \quad (\text{Eq. 67})$$

$$\sigma_{md} = k_l \frac{6 \times M_{\text{máx}}}{b \times H^2} \quad (\text{Eq. 68})$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_r \times f_{m,d}} \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 69})$$

Substituindo-se os valores nas expressões citadas, obteve-se os seguintes resultados:

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan(15^\circ) + 5,4 (\tan(15^\circ))^2 = 1,76$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan(15^\circ) = -1,79$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan(15^\circ) - 7,8 (\tan(15^\circ))^2 = 2,26$$

$$k_4 = 6 (\tan(15^\circ))^2 = 0,43$$

$$R = 15 + 0,5 \cdot 1,29 = 15,65 \text{ m}$$

$$k_1 = 1,76 - 1,79 \left(\frac{1,29}{15,65} \right) + 2,26 \left(\frac{1,29}{15,65} \right)^2 + 0,43 \left(\frac{1,29}{15,65} \right)^3 = 1,63$$

$$\sigma_{md} = 1,63 \cdot \frac{6 \times 28492,8}{21,5 \times 129^2} = 0,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{md}}{k_r \times f_{m,d}} = \frac{0,78}{1,00 \times 1,66} = 0,47 < 1,00$$

Portanto, foi atendida a condição de segurança para tensão de flexão no cume.

e) Verificação da tensão de tração normal às fibras na região ápice da viga

Esta verificação também foi realizada conforme parâmetros definidos na Seção 6.4.3 do *Eurocode 5:1995-1-1*. Neste caso, a tensão devida flexão foi reduzida utilizando-se o fator k_p , que depende, também, da determinação de outros coeficientes – k_5 , k_6 e k_7 . Este fator considera o método dos elementos finitos para o cálculo e pode ser definido como a relação entre a tensão de tração perpendicular às fibras e a tensão de flexão na região do cume (FRÖBEL, 2016). As expressões utilizadas para o cálculo da tensão de tração normal às fibras compreendem as Equações 70 a 74.

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(\alpha_{\text{externo}}) \quad (\text{Eq. 70})$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan(\alpha_{\text{externo}}) + 2,6 (\tan(\alpha_{\text{externo}}))^2 \quad (\text{Eq. 71})$$

$$k_7 = 2,1 \tan(\alpha_{\text{externo}}) - 4 (\tan(\alpha_{\text{externo}}))^2 \quad (\text{Eq. 72})$$

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{H}{R} \right) + k_7 \left(\frac{H}{R} \right)^2 \quad (\text{Eq. 73})$$

$$\sigma_{t90,d} = k_p \cdot \frac{6 \times M_{\text{máx}}}{b \times H^2} - 0,6 \cdot \frac{Q_d}{b} \quad (\text{Eq. 74})$$

Substituindo-se os valores nas equações acima, obteve-se:

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(15^\circ) = 0,05$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(15^\circ) + 2,6 \cdot (\tan(15^\circ))^2 = 0,03$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan(15^\circ) - 4 \cdot (\tan(15^\circ))^2 = 0,28$$

$$k_p = 0,05 + 0,03 \left(\frac{1,29}{15,65} \right) + 0,28 \left(\frac{1,29}{15,65} \right)^2 = 0,06$$

$$\sigma_{t90,d} = 0,06 \cdot \frac{6 \times 28492,8}{21,5 \times 129^2} - 0,6 \cdot \frac{0,089}{21,5} = 0,025 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

O valor da resistência à tração perpendicular às fibras também foi reduzido, multiplicando-se pelos fatores k_{vol} e k_{dis} . Este último considera o efeito da distribuição de tensão na zona ápice da viga e k_{vol} é um fator de volume, calculado por meio da Equação 75, na qual V_0 é um valor de referência igual a $0,01 \text{ m}^3$ e Vol corresponde ao volume da região do cume. O valor deste último é determinado pela Equação 76 e deve ser inferior a $2/3$ do volume total da viga (FRÖBEL, 2016).

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{Vol} \right)^{0,2} \quad (\text{Eq. 75})$$

$$Vol = b \cdot \left[(r + H)^2 \cdot \sin(\alpha_{int}) \cdot (\cos(\alpha_{int}) - \sin(\alpha_{int}) \cdot \tan(\alpha_{ext} - \alpha_{int})) - R_{int}^2 \cdot \frac{\alpha_{int} \cdot \pi}{180^\circ} \right] \quad (\text{Eq. 76})$$

Substituindo-se os valores na Equação 76, obteve-se um volume de $1,43 \text{ m}^3$ e, portanto, inferior a $1,84 \text{ m}^3$ ($2/3$ de $2,77 \text{ m}^3$). Logo, o volume da zona ápice da viga foi considerado adequado.

Por meio da Equação 75, obteve-se para k_{vol} o valor de $0,37$. Para vigas curvas inclinadas, k_{dis} vale $1,70$. Logo, a condição de segurança é expressa por meio da Equação 77.

$$\frac{\sigma_{t90,d}}{k_{dis} \times k_{vol} \times f_{t90,d}} \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 77})$$

Substituindo-se os valores na Equação 77, tem-se que:

$$\frac{0,025}{1,70 \times 0,37 \times 0,028} = 1,45 > 1,00$$

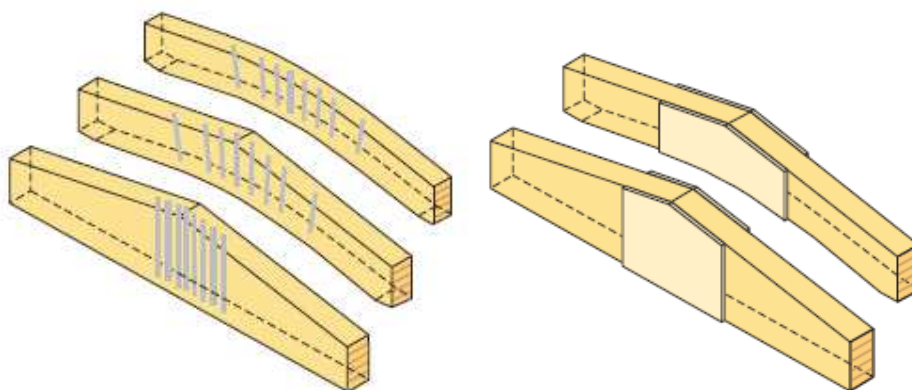
O resultado acima significa que há risco de fratura e, portanto, a região ápice da viga deve ser

reforçada.

f) Dimensionamento do reforço

Existem duas maneiras de reforçar a região do cume: internamente ou externamente. No primeiro modo são dispostos parafusos roscados ou colados. No segundo emprega-se placas de madeira compensada ou folheadas coladas à estrutura, conforme Figura 54 (FRÖBEL, 2016).

Figura 54 – Tipos de reforços executados em vigas de MLC



Fonte: FRÖBEL (2016).

Neste caso, foi adotado o primeiro tipo de reforço. Para o dimensionamento deste, foi definido inicialmente o comprimento mínimo da região a ser reforçada – por meio da Equação 78, e os espaçamentos entre parafusos. O espaçamento não pode ser inferior a 25 cm e nem superior a 75% da altura H (129 cm) (FRÖBEL, 2016).

$$c_{\min} = 0,2 \cdot r \cdot \sin(\alpha_{\text{interno}}) \quad (\text{Eq. 78})$$

De acordo com a equação acima, o comprimento mínimo obtido corresponde a 6,75 m. Adotou-se, então, 6,90 m. O valor do comprimento é dividido de forma que na região mais central estejam dispostos mais parafusos que nas extremidades. Para a região central admite-se em torno de 50% do comprimento adotado e, para os extremos, 25%. Logo, o espaçamento adotado para os parafusos dispostos na parte centralizada corresponde a 50 cm e, nos extremos, 57 cm. Neste caso, foi considerada a disposição de duas fileiras de parafusos – $n = 2$, conforme Figura 55. A distância entre estes na seção transversal é de 10,5 cm, e de 5,5 cm em relação a borda.

As propriedades principais dos parafusos adotados para o dimensionamento do reforço são:

- Diâmetro (d): 12 mm;
- Resistência a tração característica (f_{uk}): 500 MPa;

- A_s : 84 mm²;
- l_{ad} adotado: 30 cm (0,3 m) – medida indicada na Figura 55;
- Resistência à carga axial ($f_{ax,k}$): 5,5 MPa;
- K_1 : 1,00;
- k_1 : 0,59.

Estes valores foram obtidos por meio da tabela 13.23 do material de referência utilizado, comentado inicialmente – livro *Limträhandbok*, vol. 3. O dimensionamento do reforço foi verificado utilizando-se as expressões definidas nas Equações 79 a 84, dentre as quais γ_{M2} é o coeficiente parcial para o aço – 1,2; γ_{MC} vale 1,3 – tabela 2.3 da norma; a_1 corresponde ao valor do espaçamento; R_t é a capacidade de carga axial e F_t o esforço axial solicitante.

$$R_{t, \text{ madeira}} = \pi \cdot (d + 1) \cdot l_{ad} \cdot f_{ax,k} \cdot k_1 \cdot K_1 \quad (\text{Eq. 79})$$

$$R_{t, \text{ parafuso}} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s \quad (\text{Eq. 80})$$

$$R_t = \min \left(\frac{R_{t,k,rod}}{\gamma_{M2}}, \frac{k_{mod} \cdot R_{t,k,timber}}{\gamma_{MC}} \right) \quad (\text{Eq. 81})$$

$$F_{t,90,d,centro} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (\text{Eq. 82})$$

$$F_{t,90,d,extremidades} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (\text{Eq. 83})$$

$$\frac{F_{t,90,d}}{R_t} \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 84})$$

Substituindo-se os valores nas equações, obteve-se:

$$R_{t, \text{ madeira}} = \pi \cdot (1,2 + 0,1) \cdot 30 \cdot 0,55 \cdot 0,59 \cdot 1,00 = 39,76 \text{ kN}$$

$$R_{t, \text{ parafuso}} = 0,6 \cdot 50 \cdot 0,84 = 25,2 \text{ kN}$$

$$R_t = \min \left(\frac{25,2}{1,2}, \frac{0,69 \times 39,76}{1,3} \right) = 21,0 \text{ kN}$$

$$F_{t,90,d,centro} = \frac{0,025 \times 21,5 \times 50}{2} = 13,64 \text{ kN}$$

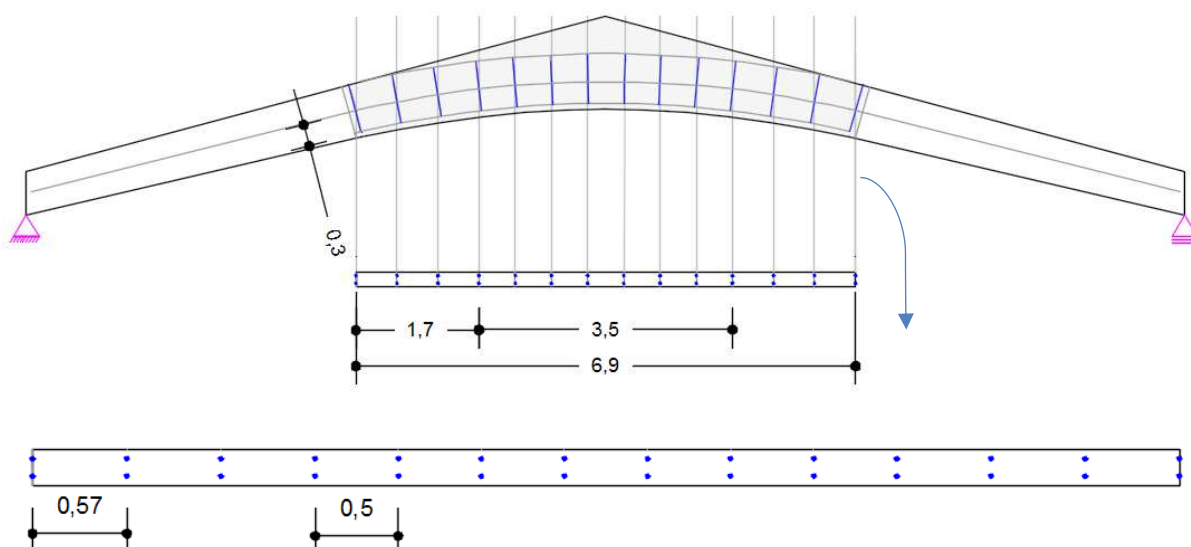
$$F_{t,90,d,extremidades} = \frac{2}{3} \frac{0,025 \times 21,5 \times 57}{2} = 10,37 \text{ kN}$$

$$\frac{13,64}{21,0} = 0,65 < 1,00$$

$$\frac{10,37}{21,0} = 0,49 < 1,00$$

Portanto, o dimensionamento do reforço foi considerado adequado.

Figura 55 – Reforço da zona ápice da viga



Fonte: Autora.

Verificações do Estado Limite de Utilização

A deflexão final no ápice da viga foi determinada utilizando-se as Equações 85, 86 e 87.

$$k_I = 0,15 + 0,85 \left(\frac{h}{H} \right) \quad (\text{Eq. 85})$$

$$w_{VI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{L^4}{E_{om} \frac{b \cdot H^3}{12}} \cdot \frac{1}{k_I} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{\alpha_{\text{externo}} + \alpha_{\text{interno}}}{2}\right)} \quad (\text{Eq. 86})$$

$$w_{Vf} = [(G \cdot w_{VI}) \cdot (1 + k_{\text{mod}})] + [(Q \cdot w_{VI}) \cdot (1 + (\Psi_2 \cdot k_{\text{mod}}))] \quad (\text{Eq. 87})$$

Substituindo-se os valores nas equações acima, obteve-se:

$$k_I = 0,15 + 0,85 \left(\frac{60}{129} \right) = 0,55$$

$$w_I = \frac{5}{384} \cdot \frac{1600^4}{1300 \times 3846151,13} \cdot \frac{1}{0,55} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{15^\circ + 13^\circ}{2}\right)} = 33,64 \frac{\text{cm}^2}{\text{kN}}$$

$$w_{Vf} = [(0,0502 \cdot 33,64) \cdot (1 + 0,69)] + [(0,0125 \cdot 33,64) \cdot (1 + (0,2 \cdot 0,69))] = 3,34 \text{ cm}$$

O limite de deslocamento final para este tipo de viga corresponde a $L/250$. O fator 1,5 é devido a peça ser curva. Logo, o deslocamento limite vale 9,60 cm.

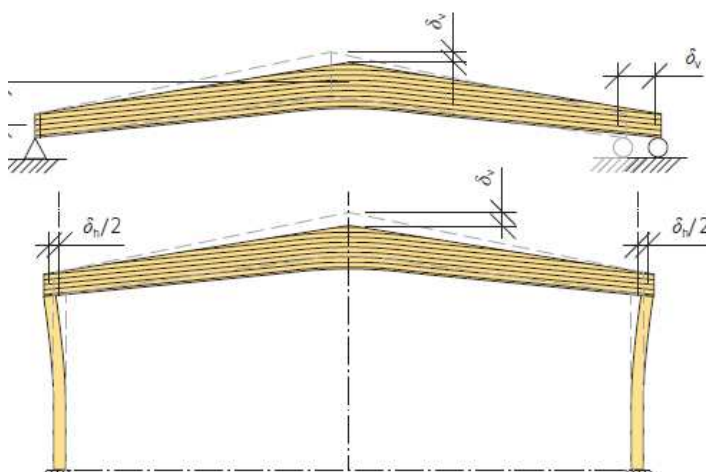
Portanto, foram atendidas as condições de segurança.

Verificação da dimensão atribuída aos pilares

a) Determinação do deslocamento horizontal no topo dos pilares em função do deslocamento vertical da viga

O deslocamento vertical da viga ocasiona o deslocamento horizontal do topo dos pilares, conforme Figura 56, resultando em forças e momentos fletores adicionais a estes.

Figura 56 – Deslocamentos da viga e pilares de MLC



Fonte: FRÖBEL (2016).

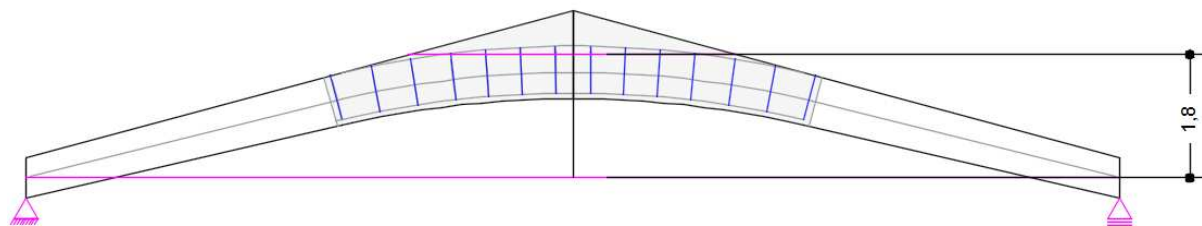
Diante disto, a determinação do deslocamento horizontal foi realizada por meio da Equação 88, na qual f corresponde a diferença de altura entre o eixo central da viga na região dos apoios e o eixo central na região ápice – conforme indicado na Figura 57; e w_{Vf} é o valor do deslocamento vertical definido anteriormente.

$$w_H = \left[\left(4 \cdot \frac{f}{L} \right) + \left(3,2 \cdot \frac{h}{L} \right) \right] \times w_{Vf} \quad (\text{Eq. 88})$$

Conforme equação acima, tem-se que:

$$w_H = \left[\left(4 \cdot \frac{180}{1600} \right) + \left(3,2 \cdot \frac{60}{1600} \right) \right] \times 3,34 = 1,90 \text{ cm}$$

Figura 57 – Distância entre eixos centrais da viga



Fonte: Autora.

b) Ação adicional no topo dos pilares devido deslocamento

A ação horizontal no topo dos pilares foi definida conforme Equação 89.

$$V_H = \frac{w_H}{2} \cdot \frac{3 \times E_{0,05} \times I_{x,pilar}}{L_{pilar}^3} \quad (\text{Eq. 89})$$

Substituindo-se os valores na equação, tem-se que:

$$V_H = \frac{1,90}{2} \cdot \frac{3 \times 1080 \times 83592,00}{330^3} = 7,17 \text{ kN}$$

Sendo o comprimento do pilar igual a 3,30 m, o momento fletor adicional (M_{ad}) vale 23,66 kN×m.

c) Verificação da resistência

Sendo o peso próprio característico do pilar em torno de 1,11 kN (acrescido de 3% devido conexões), e a ação devido peso próprio da viga igual a 71,23 kN (V), tem-se que a ação de compressão no pilar vale 72,8 kN ($1,4 \times$ peso próprio do pilar + V).

A verificação da resistência foi feita por meio das Equações 90, 91 e 92, dentre as quais k_r é um coeficiente que considera a redução da resistência devido à flexão dos laminados durante o processo produtivo e, neste caso, vale 0,80, conforme Seção 6.4.3 do *Eurocode 5:1995-1-1*. Como trata-se de uma peça reta, k_{mod} assume valor unitário e, portanto, $k_{mod} = 0,70$. Logo, f_{md} vale 1,68 kN/cm² e $f_{C0,d}$ é igual a 1,37 kN/cm².

$$\sigma_{C0,d} = \frac{F_d}{k_r \times b_{pilar} \times h_{pilar}} \quad (\text{Eq. 90})$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{ad}}{b_{pilar} \times h_{pilar}^2} \quad (\text{Eq. 91})$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} + \left(\frac{\sigma_{c0,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 92})$$

Substituindo-se os valores nas equações, obteve-se:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{72,8}{0,80 \times 21,5 \times 36,0} = 0,118 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot 2366,017}{21,5 \times 36,0^2} = 0,509 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{0,583}{1,68} + \left(\frac{0,140}{1,37} \right)^2 = 0,31 < 1,00$$

d) Verificação da estabilidade

A verificação desenvolveu-se por meio da aplicação das expressões definidas pelas Equações 93 a 97, dentre as quais β_c vale 0,1 para MLC, de acordo com a Seção 6.3.2 do *Eurocode 5:1995-1-1*; e $\lambda_{rel,y}$ é a esbeltez relativa e $k_{c,y}$ é um fator de correção que engloba as imperfeições devida flambagem da peça. O comprimento efetivo do pilar, neste caso, foi considerado como 2,25 vezes o valor real – 3,30 m, conforme recomendações do material de referência utilizado.

$$\sigma_{Cr,y} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05} \times I_y}{b_{pilar} \times h_{pilar} \times L_{0,y}^2} \quad (\text{Eq. 93})$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{C0,k}}{\sigma_{Cr,y}}} \quad (\text{Eq. 94})$$

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] \quad (\text{Eq. 95})$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (\text{Eq. 96})$$

$$\frac{\sigma_{c0,d}}{k_{c,y} \times f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,00 \quad (\text{Eq. 97})$$

Logo, substituindo-se os valores nestas equações, obteve-se os resultados:

$$\sigma_{Cr,y} = \frac{\pi^2 \times 1080 \times 83592,00}{21,5 \times 36,0 \times 742,5^2} = 0,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{2,45}{0,66}} = 1,92$$

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,92 - 0,3) + 1,92^2] = 2,42$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,42 + \sqrt{2,42^2 - 1,92^2}} = 0,26$$

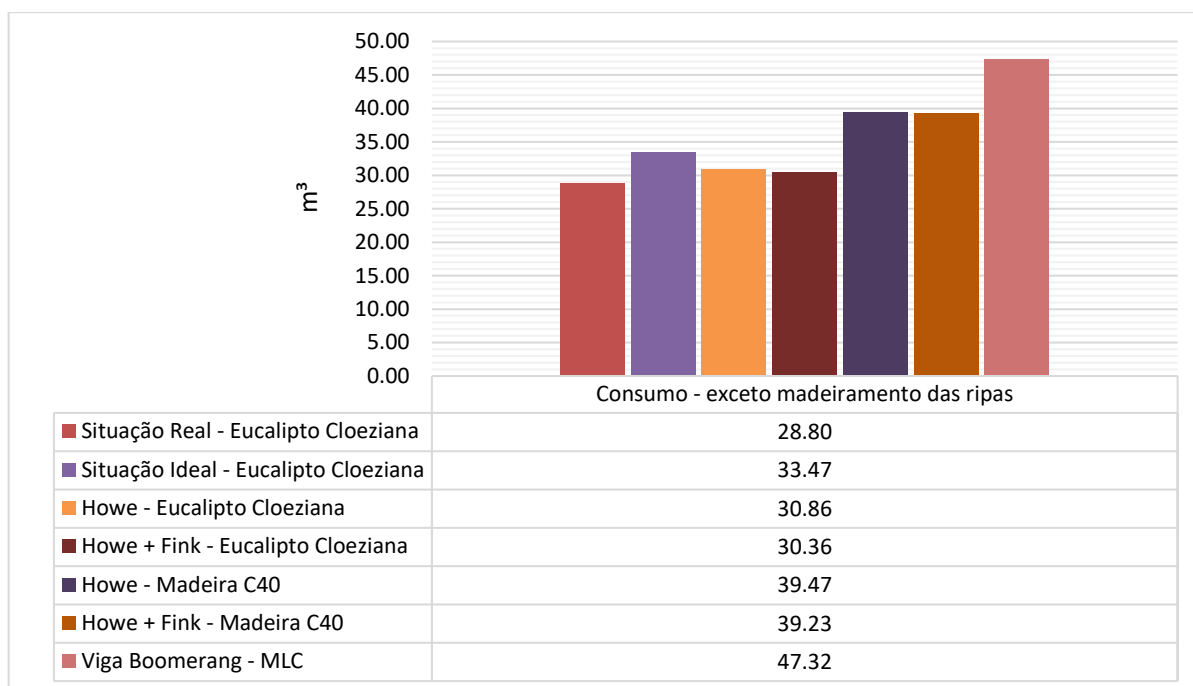
$$\frac{0,118}{0,26 \times 1,37} + \frac{0,509}{1,68} = 0,64 < 1,00$$

Portanto, todas as condições de segurança foram satisfeitas. As dimensões atribuídas para a viga e pilares foram consideradas adequadas. Em relação a estrutura de contraventamento, recomenda-se, além da existência desta no plano do telhado, a disposição de barras – ou tirantes – de aço cruzadas em forma de “X” no plano vertical entre os pilares. O espaçamento dos trechos de contraventamento pode compreender o mesmo que fora adotado para sistema construtivo utilizando-se treliças – Seção 7.3.1.

9 COMPARATIVOS GERAIS

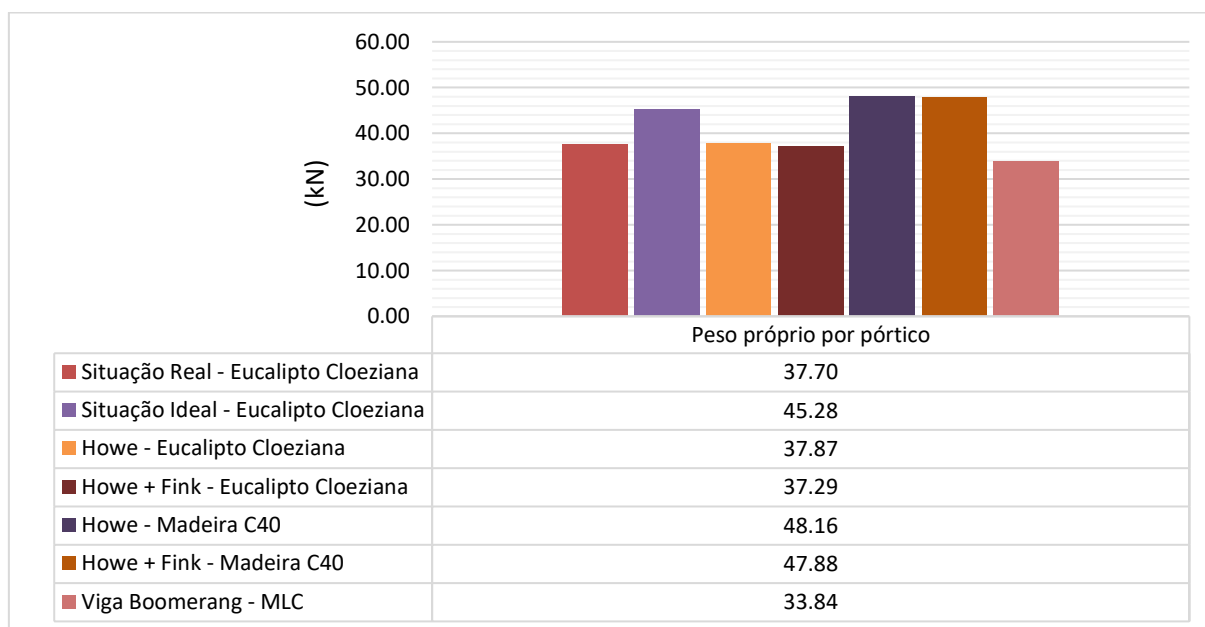
Os resultados finais referentes ao consumo de madeira para a edificação de referência e demais soluções construtivas apresentadas, constam no gráfico da Figura 58. Na Figura 59 são apresentados os valores dos pesos próprios dos pórticos, individualmente, em kN. Para a definição destes, foi considerada a faixa de influência para cada pórtico – 5 m, contabilizando-se os respectivos elementos estruturais presentes em cada faixa. Salienta-se que, para a estimativa do volume e peso dos materiais, não foi considerado o madeiramento referente as ripas e contraventamentos.

Figura 58 – Consumo de madeira das tipologias de coberturas apresentadas



Fonte: Autora.

Figura 59 – Estimativa do peso próprio do madeiramento estrutural dos pórticos



Fonte: Autora.

Na Tabela 31 e Tabela 32 são apresentadas as estimativas de custos da madeira de Eucalipto Cloeziana para a composição das tipologias de coberturas com treliças expostas anteriormente. Para a estimativa dos custos referentes ao emprego da madeira serrada tropical e da madeira laminada colada, foi considerado o valor do custo médio sobre o volume destes materiais.

Tabela 31 – Estimativa de custos da madeira de Eucalipto Cloeziana - Treliça *Howe*

Diâmetro comercial (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário	Quantidade	Custo total
18 a 20	9,00	R\$ 181,82	32	R\$ 5.818,24
10 a 12	2,50	R\$ 9,00	32	R\$ 288,00
10 a 12	3,50	R\$ 15,15	8	R\$ 121,20
12 a 14	2,20	R\$ 9,90	16	R\$ 158,40
12 a 14	2,50	R\$ 11,25	16	R\$ 180,00
12 a 14	3,50	R\$ 18,90	16	R\$ 302,40
12 a 14	10,00	R\$ 84,80	60	R\$ 5.088,00
24 a 26	5,00	R\$ 179,90	16	R\$ 2.878,40
20 a 22	5,00	R\$ 119,90	54	R\$ 6.474,60
20 a 22	7,00	R\$ 156,08	9	R\$ 1.404,72
				R\$ 22.713,96

Fonte: Autora.

Tabela 32 – Estimativa de custos da madeira de Eucalipto Cloeziana - Treliça *Howe + Fink*

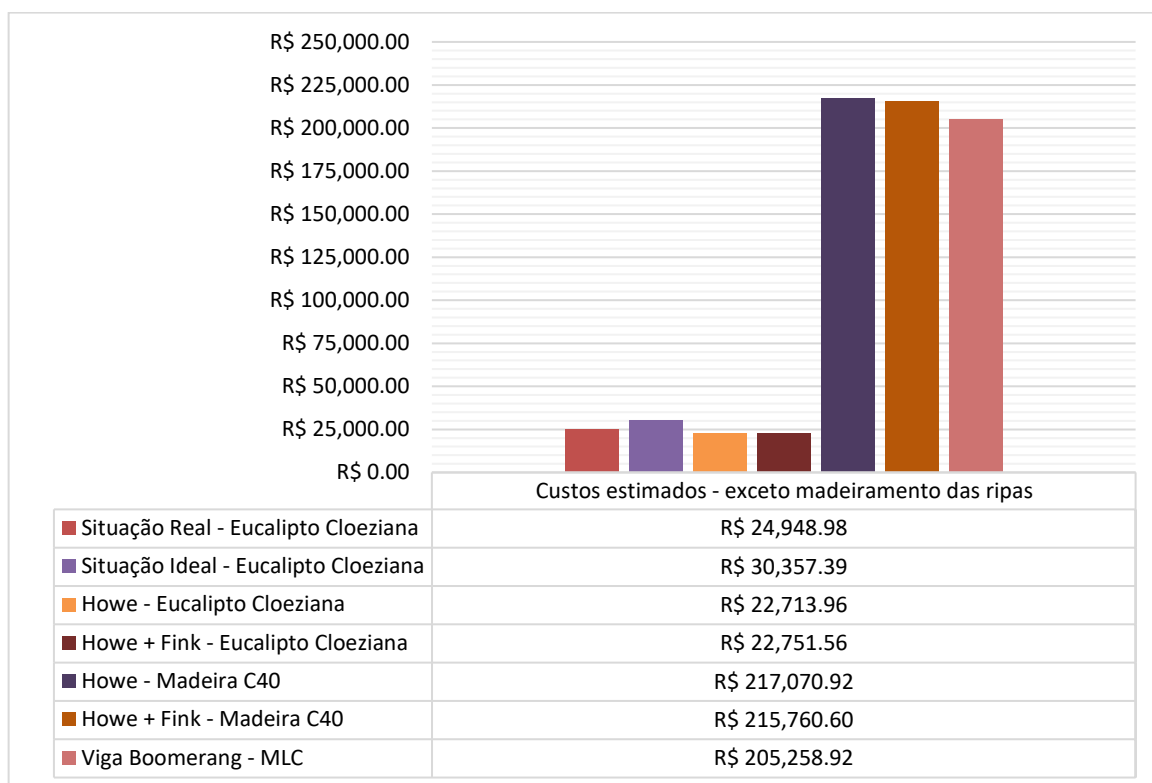
(continua)

Diâmetro comercial (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário	Quantidade	Custo total
18 a 20	9,00	R\$ 181,82	32	R\$ 5.818,24
10 a 12	3,50	R\$ 15,15	24	R\$ 363,60
10 a 12	4,00	R\$ 18,25	16	R\$ 292,00
10 a 12	6,00	R\$ 27,00	16	R\$ 432,00
12 a 14	10,00	R\$ 84,80	60	R\$ 5.088,00
24 a 26	5,00	R\$ 179,90	16	R\$ 2.878,40
20 a 22	5,00	R\$ 119,90	54	R\$ 6.474,60
20 a 22	7,00	R\$ 156,08	9	R\$ 1.404,72
				R\$ 22.751,56

Fonte: Autora.

Segundo Calil Neto (2010), o custo do m³ de MLC no Brasil é em torno de R\$ 4.000,00. Em relação a madeira serrada, como foi considerada a classe de resistência C40 para os dimensionamentos, a estimativa de custos foi realizada, então, supondo-se o emprego da madeira de Ipê. Segundo o Instituto Brasileiro de Florestas (IBF), o m³ da madeira desta espécie custa entre R\$ 4.500,00 e R\$ 6.500,00. Estes valores foram obtidos por meio de uma pesquisa de mercado realizada pelo instituto no primeiro semestre de 2018. Foram consideradas na pesquisa 77 madeireiras situadas em diversas capitais no país. Logo, para a estimativa de custos foi considerado o valor médio de R\$ 5.500,00 o m³. Portanto, com base nestes dados, obteve-se o gráfico comparativo sobre os custos para a adoção de cada tipologia de cobertura abordada neste trabalho, conforme Figura 60.

Figura 60 – Comparativo de custos entre a edificação referência e soluções construtivas apresentadas



Fonte: Autora.

De acordo com os dados da Figura 58, nota-se que o consumo de madeira é mais expressivo para o caso de emprego do sistema construtivo de madeira laminada colada. No entanto, conforme Figura 59, a utilização da MLC resulta em uma estrutura mais leve que para os demais modelos construtivos apresentados, o que, consequentemente, induz a custos menores para a fundação.

Ainda com base no gráfico da Figura 58, o consumo para as coberturas compostas por treliças de madeira C40 apresentou-se cerca de 28,54% superior se comparado ao caso de emprego de treliças de Eucalipto Cloeziana. Considerando-se o uso de MLC, o consumo mostrou-se cerca de 54,6% maior.

Em relação aos custos, conforme dados apresentados pelo gráfico da Figura 60, o emprego do sistema construtivo de treliças de madeira serrada acarreta num valor em torno de 850% superior às soluções de treliças de eucalipto e, considerando-se o emprego do sistema com vigas *Boomerang* de madeira laminada colada, os custos mostraram-se cerca de 800% superiores. O custo médio por m³ observado para o emprego de eucalipto foi de R\$ 742,00.

10 CONCLUSÕES

Visto que a utilização da madeira possibilita a aplicação de arranjos diversos para a composição de coberturas, concluiu-se que a escolha da forma de disposição dos elementos estruturais assume papel fundamental nos resultados de um projeto, além da execução de dimensionamentos adequados, é claro. A configuração arquitetônica foi um fator importante observado para a cobertura de referência, a qual, de fato, não foi concebida conforme aspectos normativos – confirmando, então, a realidade da construção civil no país frente a utilização de sistemas construtivos de madeira. O espaçamento entre pórticos aliado ao valor do vão excessivo para os caibros, induziram a resultados de diâmetros não convencionais para as terças. Ao longo do desenvolvimento das soluções construtivas com eucalipto apresentadas, verificou-se que as dimensões atribuídas para os caibros e terças pelo carpinteiro poderiam ser empregadas. No entanto, a disposição de mais duas terças para a sustentação dos caibros, por meio do sistema de treliças, possibilitou o emprego de um diâmetro comercial abaixo para estes elementos em relação a situação real, o que contribuiu para que o resultado do consumo se apresentasse cerca de 9,33% inferior ao caso de dimensionamento ideal da cobertura.

Em relação a madeira tropical serrada, os resultados obtidos demonstraram que, de forma geral, sua aplicação como material principal para a composição de uma cobertura, neste caso, não constitui uma solução vantajosa. Apesar do consumo ser inferior em relação ao emprego de MLC, o elevado custo devido ser considerada uma madeira nobre contribui para que, aos poucos, vá deixando de ser uma opção atrativa. No entanto, a tradição de uso deste tipo de madeira ainda perdura no país, condicionado ao fato da pouca disseminação do uso da madeira laminada colada. Isto também contribui para que os custos do metro cúbico de MLC ainda sejam considerados elevados, se comparado aos valores de venda em outros países.

Apesar deste fator econômico, o uso da madeira laminada colada é considerado uma excelente alternativa sustentável, no que se refere ao uso de lâminas de madeira serrada provenientes de reflorestamento para a confecção de peças com maior liberdade quanto a formas e curvaturas, o que é inviável utilizando-se madeira serrada maciça. Logo, apesar de tratar-se de uma madeira beneficiada, este fator contribui para que os custos de sua aplicação sejam inferiores do que os apresentados para madeira serrada tropical. Outro fator importante a ser destacado refere-se à altura livre maior proporcionada, se comparado com a utilização de treliças, conferindo, então, uma melhor aptidão estética à cobertura.

Portanto, com base nos resultados obtidos, concluiu-se que a solução construtiva mais eficiente

foi a apresentada empregando-se treliças *Howe* de eucalipto, seguidas pelas soluções: *Howe + Fink* de eucalipto, viga *Boomerang* de MLC, *Howe + Fink* e *Howe* de madeira serrada C40. É importante ressaltar que estas classificações decorrentes dos comparativos realizados não constituem resultados definitivos para a adoção de um determinado sistema construtivo, pois devem ser analisados outros aspectos como os custos com transporte, disponibilidade do material, execução e mão-de-obra, conexões entre as peças, fundações, dentre outros.

A realização deste trabalho proporcionou, além de um melhor entendimento acerca do dimensionamento de coberturas, o contato com o profissional responsável pela execução destes tipos de edificação que, apesar de desconhecer sobre os parâmetros normativos que regem os projetos de estruturas, possui experiências e ensinamentos, mesmo que empíricos, que contribuíram para a percepção sobre o que é ensinado no ambiente acadêmico e o que, de fato, vem sendo executado. O aprendizado sobre outro material e sistema construtivo – viga *Boomerang* e pilares de MLC, bem como dos procedimentos que são considerados para a concepção e dimensionamento destas estruturas por meio de outro documento normativo, constituíram, também, aspectos bastante positivos.

REFERÊNCIAS

AFLALO, M. **“A madeira vem sendo usada de forma pouco nobre.”** Publicado em: 10 de março, 2017. Madeira e Construção. Entrevista concedida à Maureen Bertol. Disponível em: <<https://madeiraeconstrucao.com.br/novo/noticias/a-madeira-vem-sendo-usada-de-forma-pouco-nobre/>>. Acesso em: 05 dez. 2017.

ALMEIDA, P. A. O. **Estruturas de grande porte de madeira composta.** Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PEF. EPUSP, 1990.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BARROS, E. L. M. REMADE: Revista da Madeira. **Resistência mecânica da madeira.** 70^a Ed. mar. 2003. Disponível em: <http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=312&subject=E>. Acesso em: 03 mar. 2018.

BRITO, Leandro Dussarrat. **Recomendações para o projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento.** 339 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CALIL, C. Jr.; ROCCO LAHR, F. A.; DIAS, A. A. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira.** Barueri: Manole, 2003.

CALIL, C. Jr.; SALES, A. **Sistema de classes de resistência para madeira serrada de eucaliptos cultivados no Brasil: proposição para a NBR 7190.** São Paulo: Revista Madeira: Arquitetura e Engenharia, 2005. 11p. Disponível em: <<http://madeira.set.eesc.usp.br/article/viewFile/242/pdf>>. Acesso em: 19 mai. 2018.

CALIL, C. Jr. **Madeira roliça tratada em sistemas construtivos.** Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira. Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

CALIL, C. Jr.; ROCCO LAHR, F. A.; DIAS, A. A. **Sistemas estruturais II. Estruturas de madeira. Notas de aula SET 177.** Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CALIL, C. Jr.; MOLINA, J. C.; **Coberturas em estruturas de madeira: exemplos de cálculo.**

1^a. Ed. São Paulo: PINI, 2010. 214p.

CALIL, C. N. REMADE: Revista da Madeira. **A madeira laminada colada**. 124^a Ed. jul. 2010. Disponível em: <http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=1473&subject=MLC&title=A%20madeira>. Acesso em: 21 out. 2018.

CARPINTERIA. **Arcos triarticulados de madeira laminada colada**. dez. 2012. “Cobertura em arco de madeira laminada colada”. Disponível em: <<http://estruturasdemadeira.blogspot.com/2012/12/arcos-triarticulados-de-madeira.html>>. Acesso em: 16 mai. 2018.

CASTILHO, H. **Uso de madeira na construção civil**. mai.2017. Disponível em: <<http://henriquecastilho.com.br/blog/uso-madeira-construcao-civil/>>. Acesso em: 15 mai. 2018.
DUDEQUE, I. T. **Espiraís de madeira: uma história da arquitetura de Curitiba**. São Paulo: Studio nobel: 2001. 437 p.

EN 1995-1-1 (2004). **Eurocode 5**: Design of timber structures. CEN Brussels.

ESTRUTURANDO CIVIL. **Terremotos e estruturas: O segredo das estruturas das pagodas orientais**. jan. 2016. Disponível em: <<http://estruturandocivil.blogspot.com/2016/01/terremotos-e-estruturas-o-segredo-das.html>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

EUROTOP®. **Soluções em telhas**. “Características das telhas de concreto empregadas”. Disponível em: <<http://eurotop.com.br/telha-de-concreto-classica.html>>. Acesso em: 18 mai. 2018.

Partel, H; FERREIRA, N.S.S. **Projeto e construção de uma estrutura de cobertura em cúpula utilizando o Sistema Varax e MLC**. In: CALIL JUNIOR.; C.; MOLINA, J.C. (Ed.) **Coberturas em estruturas de madeira: exemplos de cálculo**. 1.ed. São Paulo: Pini, 2010.

FRÖBEL, J. *Limträhandbok: Fakta om limträ*. Del. 1. Stockholm: Svenskt Trä, 2016. 88p.

_____. *Limträhandbok: Projektering av limträkonstruktioner*. Del. 2. Stockholm: Svenskt Trä, 2016. 268p.

_____. *Limträhandbok: Dimensionering av limträkonstruktioner*. Del. 3. Stockholm: Svenskt Trä, 2016. 228p.

GESTRUT: Análise de estruturas tridimensionais reticuladas. Programa computacional desenvolvido na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

GESUALDO, Francisco A. R. **Estruturas de madeira: Notas de aula**. Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2003.

IBF. Instituto Brasileiro de Florestas. **Madeira de Ipê. Pesquisa nacional: madeiras de Mogno Africano versus Ipê**. [2018]. Disponível em:

<<https://www.ibflorestas.org.br/component/tags/tag/madeira-de-ipe.html>>. Acesso em: 2 nov. 2018.

MACAL MADEIRAS. **Forro de madeira angelim**. [2016]. Disponível em: <<https://www.macalmadeiras.com.br/forro-de-madeira-angelim-10cm-m.html>>. Acesso em: 17 mai. 2018.

MADY, F. T. M. REMADE: Revista da Madeira. **A condutividade térmica da madeira**. 112ª Ed. abr. 2008. Disponível em: <http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=1238&subject=E>. Acesso em: 03 mar. 2018.

MEIRELLES, C. R. M; DINIS, H., BISCAIA, J. L; VASCONCELOS, R. **Evolução das coberturas em madeira no Brasil**. Equador, CLEFA: 2005.

MELLO, R. L. **Projetar em madeira: uma nova abordagem**. 2007. 195 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

MELO, J. E. **Madeira: características e aplicações**. Brasília: LPF, 2002. 30 p.

MORESCHI, J.C. **Propriedades tecnológicas da madeira**. Curitiba: Departamento de Engenharia e Tecnologia Florestal, Setor de Ciências Agrárias/UFPR, 2010. 176 p.

ODATE JUKAI DOME. Disponível em: <http://home.n00.itscom.net/kbt-t/yakyujo_local/odate_e.html>. Acesso em: 10 dez. 2018.

PANSIERA, D. B. **Ação do vento em cobertura de madeira roliça para galpões de fertilizantes**. 111 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Ilha Solteira, 2010.

PFEIL, W.; PFEIL, M.; **Estruturas de madeira**. 6ª. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003. 241p.

REMADE. Revista da Madeira. **Madeira de Eucalipto na construção civil**. 59ª Ed. set. 2001. Disponível em: <http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=7&subject=Constru%E7%E3o%20Civil&title=Madeira%20de%20Eucalipto%20na%20Constru%E7%E3o%20Civil>. Acesso em: 03 mar. 2018.

_____. **A retratibilidade da madeira**. 59ª Ed. set. 2001. Disponível em: <http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=26&subject>. Acesso em: 03 mar. 2018.

RIBEIRO, M. C. F; MELO. A. S. **História da construção: arquitetura e técnicas e técnicas construtivas**. 1ª. Ed. Braga, Portugal: CITCEM, 2013. 232p.

SEBRAE. Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas. **Utilização da madeira certificada na construção civil: um diferencial**. [2014]. Disponível em: <http://www.sebraemercados.com.br/wp-content/uploads/2015/12/2014_07_17_RT_Junho_ConstrucaoCivil_FSC_validacao.pdf>.

Acesso em: 20 mai. 2018.

SZÜCS, C. A. et al. **Estruturas de madeira**. Departamento de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

ZERBINI, F. et al. **Cenário da madeira no Brasil 2012 – 2013**. São Paulo: Pancrom, 2014. 43p.

ANEXO A

Tabela A-1: Situação Real – Eucalipto Cloeziana

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	30,0	0,0044	44,0	44,0	0,0372	0,0372
Pilares extremidades – Intermediários	30,0	0,0143	44,0	44,0	0,0542	0,0521
Pilares extremidades – Frente	30,0	0,0059	44,0	44,0	0,0515	0,0515
Pilar central – Fundos	29,0	0,0214	45,52	83,17	0,1063	0,1285
Pilares centrais – Intermediários	29,0	0,0271	55,17	83,17	0,1690	0,1990
Pilar central – Frente	29,0	0,0239	45,52	83,17	0,1437	0,1760
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	12,7	0,1321	91,36	91,36	0,2785	0,2785
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	12,7	0,2233	91,36	91,36	0,5230	0,5230
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	12,7	0,1988	91,36	91,36	0,4518	0,4518
Terça cumeeira – Intermediárias	22,7	0,4742	88,11	88,11	0,4777	0,0027
Terça cumeeira – Beiral Frente	22,7	0,4125	88,11	88,11	0,4164	0,0031
Terças – Intermediárias	22,7	1,7408	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	22,7	1,4800	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	22,7	0,4611	88,11	88,11	0,4615	0,0003
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	22,7	0,4003	88,11	88,11	0,4009	0,0005
Vigas – Pórticos das extremidades	24,7	0,4298	–	–	–	–
Demais Vigas	24,7	1,0812	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	24,7	0,9264	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	10,7	0,0081	29,91	29,91	0,0001	0,0001
	10,7	0,0098				
Caibros – Pórtico Fundos	14,7	0,9144	–	–	–	–
Caibros intermediários	14,7	1,2704	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	14,7	1,3154	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	14,7	0,8511	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	14,7	0,8865	175,84	175,84	–	–
Caibros intermediários	14,7	1,2019			–	–
Caibros – Pórtico Frente	14,7	1,2748			–	–
Caibros – Beiral Frente	14,7	0,8471			–	–

Fonte: Autora.

Tabela A-2: Seções mínimas – Eucalipto Cloeziana

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	13,0	0,0268	101,5	101,5	0,2853	0,2865
Pilares extremidades – Intermediários	13,0	0,0490	101,5	101,5	0,4580	0,4592
Pilares extremidades – Frente	13,0	0,0440	101,5	101,5	0,4435	0,4455
Pilar central – Fundos	22,7	0,0255	58,1	106,3	0,1849	0,2512
Pilares centrais – Intermediários	22,7	0,0419	70,5	106,3	0,3131	0,4346
Pilar central – Frente	22,7	0,0356	58,1	106,3	0,2586	0,3737
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	12,7	0,1470	91,4	91,4	0,3150	0,3150
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	12,7	0,2496	91,4	91,4	0,6067	0,6067
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	12,7	0,2174	91,4	91,4	0,5061	0,5061
Terça cumeeira – Intermediárias	16,7	0,3317	119,8	119,8	0,3522	0,0149
Terça cumeeira – Beiral Frente	16,7	0,2955	119,8	119,8	0,3165	0,0159
Terças – Intermediárias	28,7	0,9574	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	28,7	0,8147	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	16,7	0,3320	119,8	119,8	0,3325	0,0004
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	16,7	0,2878	119,8	119,8	0,2886	0,0006
Vigas – Pórticos das extremidades	20,7	0,6189	–	–	–	–
Demais Vigas	26,7	0,8990	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	26,7	0,7713	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	4,7	0,0177	68,1	68,1	0,0306	0,0306
	4,7	0,0261			–	–
Caibros – Pórtico Fundos	18,7	0,4247	–	–	–	–
Caibros intermediários	18,7	0,7251	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	18,7	0,7418	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	18,7	0,3630	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	18,7	0,3886	138,2	138,2	0,4413	0,0330
Caibros intermediários	18,7	0,7263			0,5761	0,0218
Caibros – Pórtico Frente	18,7	0,6917			0,6165	0,0475
Caibros – Beiral Frente	18,7	0,3629			0,3690	0,0041

Fonte: Autora.

Tabela A-3: Seções transversais ideais – Eucalipto Cloeziana

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	30,0	0,0069	44,0	44,0	0,0404	0,0404
Pilares extremidades – Intermediários	30,0	0,0199	44,0	44,0	0,0631	0,0564
Pilares extremidades – Frente	30,0	0,0096	44,0	44,0	0,0571	0,0571
Pilar central – Fundos	27,0	0,0239	48,9	89,3	0,1255	0,1554
Pilares centrais – Intermediários	27,0	0,0323	59,3	89,3	0,2098	0,2553
Pilar central – Frente	27,0	0,0241	48,9	89,3	0,1725	0,2180
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	18,7	0,0686	62,0	62,0	0,1172	0,1172
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	18,7	0,1161	62,0	62,0	0,2006	0,2006
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	18,7	0,1012	62,0	62,0	0,1742	0,1742
Terça cumeeira – Intermediárias	16,7	0,3310	119,8	119,8	0,3512	0,0147
Terça cumeeira – Beiral Frente	16,7	0,2938	119,8	119,8	0,3145	0,0157
Terças – Intermediárias	28,7	0,9590	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	28,7	0,8158	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	16,7	0,3313	119,8	119,8	0,3321	0,0005
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	16,7	0,2869	119,8	119,8	0,2879	0,0008
Vigas – Pórticos das extremidades	20,7	0,6248	–	–	–	–
Demais Vigas	26,7	0,8983	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	26,7	0,7688	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	4,7	0,0128	68,1	68,1	0,0220	0,0220
	4,7	0,0265	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	18,7	0,4238	–	–	–	–
Caibros intermediários	18,7	0,7247	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	18,7	0,7425	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	18,7	0,3661	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	18,7	0,3927	138,2	138,2	0,4655	0,0450
Caibros intermediários	18,7	0,7263			0,5852	0,0229
Caibros – Pórtico Frente	18,7	0,6997			0,6546	0,0456
Caibros – Beiral Frente	18,7	0,3662			0,3743	0,0054

Fonte: Autora.

Tabela A-4: Situação Real – Eucalipto Urophylla

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	30,0	0,0052	44,0	44,0	0,0434	0,0434
Pilares extremidades – Intermediários	30,0	0,0169	44,0	44,0	0,0633	0,0608
Pilares extremidades – Frente	30,0	0,0071	44,0	44,0	0,0602	0,0602
Pilar central – Fundos	29,0	0,0258	45,52	83,17	0,1242	0,1516
Pilares centrais – Intermediários	29,0	0,0336	55,17	83,17	0,1980	0,2362
Pilar central – Frente	29,0	0,0295	45,52	83,17	0,1680	0,2085
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	12,7	0,1541	91,36	91,36	0,3345	0,3345
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	12,7	0,2605	91,36	91,36	0,6507	0,6507
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	12,7	0,2320	91,36	91,36	0,5559	0,5559
Terça cumeeira – Intermediárias	22,7	0,5532	88,11	88,11	0,5575	0,0031
Terça cumeeira – Beiral Frente	22,7	0,4812	88,11	88,11	0,4860	0,0037
Terças – Intermediárias	22,7	2,0309	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	22,7	1,7266	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	22,7	0,5380	88,11	88,11	0,5384	0,0003
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	22,7	0,4671	88,11	88,11	0,4678	0,0006
Vigas – Pórticos das extremidades	24,7	0,5014	–	–	–	–
Demais Vigas	24,7	1,2614	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	24,7	1,0808	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	10,7	0,0095	29,91	29,91	0,0001	0,0001
	10,7	0,0115			–	–
Caibros – Pórtico Fundos	14,7	1,0668	–	–	–	–
Caibros intermediários	14,7	1,4821	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	14,7	1,5347	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	14,7	0,9929	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	14,7	1,0343	175,84	175,84	–	–
Caibros intermediários	14,7	1,4023			–	–
Caibros – Pórtico Frente	14,7	1,4876			–	–
Caibros – Beiral Frente	14,7	0,9883			–	–

Fonte: Autora.

Tabela A-5: Seções transversais mínimas – Eucalipto Urophylla

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	13,0	0,0334	101,5	101,5	0,3711	0,3725
Pilares extremidades – Intermediários	13,0	0,0640	101,5	101,5	0,6087	0,6096
Pilares extremidades – Frente	13,0	0,0591	101,5	101,5	0,5994	0,6019
Pilar central – Fundos	22,7	0,0311	58,1	106,3	0,2231	0,3152
Pilares centrais – Intermediários	22,7	0,0545	70,5	106,3	0,3804	0,5665
Pilar central – Frente	22,7	0,0476	58,1	106,3	0,3131	0,4832
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	12,7	0,1759	91,4	91,4	0,3923	0,3923
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	12,7	0,2981	91,4	91,4	0,7936	0,7936
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	12,7	0,2604	91,4	91,4	0,6521	0,6521
Terça cumeeira – Intermediárias	16,7	0,3162	119,8	119,8	0,3452	0,0212
Terça cumeeira – Beiral Frente	16,7	0,2922	119,8	119,8	0,3215	0,0220
Terças – Intermediárias	30,7	0,9411	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	30,7	0,7933	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	16,7	0,3175	119,8	119,8	0,3182	0,0006
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	16,7	0,2787	119,8	119,8	0,2797	0,0008
Vigas – Pórticos das extremidades	22,7	0,5816	–	–	–	–
Demais Vigas	28,7	0,8767	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	28,7	0,7498	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	4,7	0,0221	68,1	68,1	0,0383	0,0383
	4,7	0,0247	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	20,7	0,3631	–	–	–	–
Caibros intermediários	20,7	0,6634	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	20,7	0,6616	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	20,7	0,3086	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	20,7	0,3257	124,87	124,87	0,3684	0,0408
Caibros intermediários	20,7	0,6650			0,4780	0,0171
Caibros – Pórtico Frente	20,7	0,6097			0,5172	0,0509
Caibros – Beiral Frente	20,7	0,3090			0,3153	0,0047

Fonte: Autora.

Tabela A-6: Seções transversais ideais – Eucalipto Urophylla

Verificação Estado Limite Último

Elemento Estrutural	Diâmetro equivalente (cm)	Resistência	Estabilidade			
			λ_x	λ_y	x	y
Pilares extremidades – Fundos	30,0	0,0080	44,0	44,0	0,0495	0,0495
Pilares extremidades – Intermediários	30,0	0,0219	44,0	44,0	0,0737	0,0683
Pilares extremidades – Frente	30,0	0,0111	44,0	44,0	0,0700	0,0700
Pilar central – Fundos	29,0	0,0251	45,5	83,2	0,1304	0,1594
Pilares centrais – Intermediários	29,0	0,0339	55,2	83,2	0,2154	0,2585
Pilar central – Frente	29,0	0,0258	45,5	83,2	0,1787	0,2225
Peça 'mão francesa' – Pórtico Fundos	20,7	0,0674	56,1	56,1	0,1123	0,1123
Peça 'mão francesa' – Pórticos Intermed.	20,7	0,1136	56,1	56,1	0,1917	0,1917
Peça 'mão francesa' – Pórtico Frente	20,7	0,0994	56,1	56,1	0,1671	0,1671
Terça cumeeira – Intermediárias	16,7	0,3140	119,8	119,8	0,3423	0,0207
Terça cumeeira – Beiral Frente	16,7	0,2895	119,8	119,8	0,3180	0,0215
Terças – Intermediárias	30,7	0,9438	–	–	–	–
Terça – Beiral Frente	30,7	0,7957	–	–	–	–
Viga detalhe – Intermediárias	16,7	0,3162	119,8	119,8	0,3175	0,0009
Viga detalhe – Próxima do Beiral Frente	16,7	0,2767	119,8	119,8	0,2783	0,0013
Vigas – Pórticos das extremidades	22,7	0,5875	–	–	–	–
Demais Vigas	28,7	0,8756	–	–	–	–
Demais Vigas – Beiral Frente	28,7	0,7476	–	–	–	–
Peças verticais viga detalhe	4,7	0,0134	68,1	68,1	0,0232	0,0232
	4,7	0,0271	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	20,7	0,3643	–	–	–	–
Caibros intermediários	20,7	0,6637	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Frente	20,7	0,6650	–	–	–	–
Caibros – Beiral Frente	20,7	0,3151	–	–	–	–
Caibros – Pórtico Fundos	20,7	0,3317	124,87	124,87	0,3907	0,0422
Caibros intermediários	20,7	0,6657			0,4908	0,0181
Caibros – Pórtico Frente	20,7	0,6202			0,5512	0,0477
Caibros – Beiral Frente	20,7	0,3156			0,3233	0,0058

Fonte: Autora.

ANEXO B

Tabela B-1: Resultados das verificações de resistência e estabilidade – ELUCobertura com treliças *Howe* – Eucalipto Cloeziana

Identificação	Resistência	Estabilidade		
		λ_x e λ_y	x	y
BS1	0,415	46,83	0,6919	0,6919
BS2	0,357	46,83	0,5903	0,5903
BS3	0,298	46,83	0,4893	0,4893
BS4	0,239	46,83	0,3891	0,3891
BI1	0,375	—	—	—
BI2	0,375	—	—	—
BI3	0,322	—	—	—
BI4	0,268	—	—	—
M1	0,006	—	—	—
M2	0,080	—	—	—
M3	0,154	—	—	—
M4	0,452	—	—	—
D1	0,127	68,95	0,2273	0,2273
D2	0,157	84,35	0,3217	0,3217
D3	0,197	105,11	0,5194	0,5194
P1	0,108	62,86	0,3415	0,3061

Fonte: Autora.

Tabela B-2: Resultados das verificações de resistência e estabilidade – ELUCobertura com treliças *Howe* – Madeira C40

Identificação	Resistência	Estabilidade			
		λ_x	λ_y	x	y
BS1	0,126	37,92	50,56	0,3540	0,5560
BS2	0,094	37,92	50,56	0,3060	0,4760
BS3	0,066	37,92	50,56	0,2560	0,3960
BS4	0,042	37,92	50,56	0,2050	0,3150
BI1	0,322	—	—	—	—
BI2	0,322	—	—	—	—
BI3	0,277	—	—	—	—
BI4	0,231	—	—	—	—
M1	0,003	—	—	—	—
M2	0,043	—	—	—	—
M3	0,083	—	—	—	—
M4	0,243	—	—	—	—
D1	0,002	37,92	50,56	0,0490	0,0730
D2	0,004	46,38	61,85	0,0910	0,0970
D3	0,006	57,80	77,07	0,1210	0,1310
P1	0,087	45,73	45,73	0,1950	0,2120

Fonte: Autora.

Tabela B-3: Resultados das verificações de resistência e estabilidade – ELUCobertura com treliças *Howe + Fink* – Eucalipto Cloeziana

Identificação	Resistência	Estabilidade		
		λ_x e λ_y	x	y
BS1	0,412	46,83	0,6868	0,6868
BS2	0,354	46,83	0,5856	0,5856
BS3	0,412	46,83	0,6858	0,6858
BS4	0,412	46,83	0,6865	0,6865
BI1	0,372	—	—	—
BI2	0,372	—	—	—
BI3	0,212	—	—	—
M1	0,006	—	—	—
M2	0,209	66,58	0,3813	0,3813
M3	0,137	33,29	0,0189	0,0189
M4	0,013	—	—	—
D1	0,178	81,84	0,3644	0,3644
D2	0,157	—	—	—
D3	0,437	—	—	—
D4	0,648	—	—	—
P1	0,098	62,86	0,3290	0,3044

Fonte: Autora.

Tabela B-4: Resultados das verificações de resistência e estabilidade – ELUCobertura com treliças *Howe + Fink* – Madeira C40

Identificação	Resistência	Estabilidade			
		λ_x	λ_y	x	y
BS1	0,215	50,56	41,10	0,9144	0,7573
BS2	0,161	50,56	41,10	0,7788	0,6496
BS3	0,217	50,56	41,10	0,9196	0,7613
BS4	0,218	50,56	41,10	0,9205	0,7621
BI1	0,412	—	—	—	—
BI2	0,412	—	—	—	—
BI3	0,235	—	—	—	—
M1	0,002	—	—	—	—
M2	0,006	41,13	41,13	0,1107	0,1107
M3	0,049	20,57	20,57	0,0590	0,0590
M4	0,005	—	—	—	—
D1	0,004	50,56	50,56	0,0958	0,0958
D2	0,059	—	—	—	—
D3	0,120	—	—	—	—
D4	0,179	—	—	—	—
P1	0,112	38,11	38,11	0,0730	0,0730

Fonte: Autora.

