

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CESAR HAUER DOETZER
GLAUDENCIO KOLCZYCKI NETO
TARCYZIO CEZAR KOERNER

COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS UTILIZANDO MADEIRA
SERRADA E MADEIRA LAMINADA COLADA PARA EDIFÍCIOS COMERCIAIS
DE GRANDES VÃOS INTERNOS

CURITIBA
2015

CESAR HAUER DOETZER
GLAUDENCIO KOLCZYCKI NETO
TARCYZIO CEZAR KOERNER

COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS UTILIZANDO MADEIRA
SERRADA E MADEIRA LAMINADA COLADA PARA EDIFÍCIOS COMERCIAIS
DE GRANDES VÃOS INTERNOS

Trabalho apresentado como requisito parcial
para a conclusão do curso de Engenharia Civil,
do setor de tecnologia, da Universidade
Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Eng. Elvidio Gavassoni
Neto.

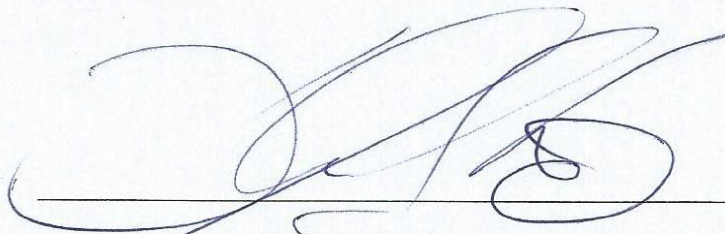
CURITIBA
2015

TERMO DE APROVAÇÃO

CESAR HAUER DOETZER
GLAUDENCIO KOLCZYCKI NETO
TARCYZIO CEZAR KOERNER

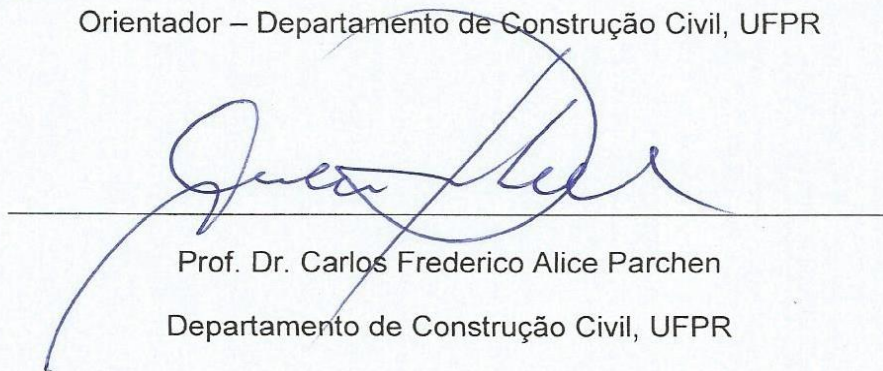
COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS UTILIZANDO MADEIRA SERRADA E MADEIRA LAMINADA COLADA PARA EDIFÍCIOS COMERCIAIS DE GRANDES VÃOS INTERNOS

Trabalho Final de Curso apresentado como requisito parcial à conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:



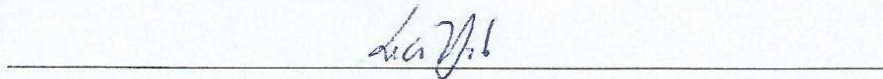
Prof. Dr. Elvidio Gavassoni Neto

Orientador – Departamento de Construção Civil, UFPR



Prof. Dr. Carlos Frederico Alice Parchen

Departamento de Construção Civil, UFPR



Profa. Dra. Lia Yamamoto

Departamento de Construção Civil, UFPR

Curitiba, 25 de novembro de 2015

DEDICATÓRIA

Aos nossos pais, por nos ensinar o que é importante e a distinguir o certo do errado.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos o corpo docente da universidade, por nos fornecer o necessário para o exercício da profissão, em especial o professor orientador, Professor Doutor Elvidio Gavassoni Neto, que acompanhou e auxiliou nossa formação e a execução desse trabalho.

RESUMO

Edifícios comerciais possuem necessidades estruturais a serem supridas, dentre elas estão a necessidade de grandes vãos entre pilares e a valorização estética do ambiente. Dentre as várias configurações estruturais para se vencer grandes vãos em estruturas de madeira para salões comerciais, há a possibilidade de se utilizar a madeira como solução de alto valor estrutural, funcional e estético. Quanto às estruturas de madeira para cobertura de edifícios comerciais, citam-se as treliças que podem ser feitas de madeira serrada, método mais usual, e os arcos que podem ser construídos em madeira laminada colada (MLC). Soluções em MLC aproveitam-se da madeira serrada em lâminas, para atingir alto valor estético e minimizar o espaço ocupado pelos elementos estruturais. O objetivo do presente trabalho é avaliar e comparar a viabilidade técnico-econômica, bem como aspectos estruturais e estéticos, dessas duas soluções por meio do estudo de caso de um restaurante. É apresentado o estudo conceitual de salões comerciais com enfoque em restaurantes. Após a caracterização das soluções estruturais, são dimensionadas estruturas usando-se tanto madeira serrada quanto MLC. Ao final, é feita a comparação estética e econômica das estruturas dimensionadas, sendo que a estrutura em MLC apresenta economia de 29% em relação à madeira serrada, como também aspectos estéticos favoráveis, tal como limpeza visual, cobertura e elementos estruturais curvos. A avaliação é elaborada a partir de um projeto básico, a fim de verificar a viabilidade técnico-econômica.

Palavras-chave: madeira serrada, madeira laminada colada, restaurante, salão comercial, estruturas de madeira, arco, treliça.

ABSTRACT

Commercial buildings have important structural requirements, among them are the need for large spans between pillars and the aesthetic appreciation of the environment. Among the various structural configurations to overcome large spans in wooden structures for large commercial spaces, there is the possibility of using wood improving the structural behavior of the construction, and the functional and aesthetic solutions. Among wood structures for commercial buildings roof solutions two configurations are presented, trusses made of sawn timber, which is the most usual method, and arches that can be constructed in glued laminated timber (Glulam). Glulam wooden elements have important advantages to achieve high aesthetic value and minimize the space occupied by the structural elements. The objective of this study is to evaluate and to compare the technical and economic viabilities, as well as structural and aesthetic aspects, between conventional saw timber and Glulam using the case study of a restaurant. It is presented the conceptual study of commercial halls focusing on restaurants. After the characterization of the structural solutions, then their design are showed. Finally, structural, aesthetics and economic comparisons between the two proposed solutions are made. The results show that Glulam arched structure presents a costs reduction of 29% when compared to the sawn timber structure. Further the Glulam structure is more favorable regarding aesthetic in respect to the sawn timber structure. All analysis are done based on basic projects of the two solutions.

Keywords: sawn timber, glued laminated timber, restaurant, commercial halls, wooden structures, arch, truss.

LISTA DE VARIÁVEIS

A – Área;	F_x – Componente da força na direção x;
a – Menor dimensão lateral da edificação;	F_y – Componente da força na direção y;
b – Maior dimensão lateral da edificação ou menor dimensão da seção transversal retangular da peça;	$f_{c0,d}$ – Resistência de cálculo à compressão paralela às fibras da madeira;
c – Coeficiente de conversão de resistências médias para características;	$f_{c0,k}$ – Resistência característica à compressão paralela às fibras da madeira;
c_{as} – Coeficiente de arrasto superficial;	$f_{t0,d}$ – Resistência de cálculo à tração paralela às fibras da madeira;
c_p – Coeficiente de pressão;	$f_{t0,k}$ – Resistência característica à tração paralela às fibras da madeira;
c_{pe} – Coeficiente de pressão externa;	$f_{v,d}$ – Resistência de cálculo ao cisalhamento;
c_{pi} – Coeficiente de pressão interna;	$f_{v,k}$ – Resistência característica ao cisalhamento;
d – Diâmetro;	$f_{c0,m}$ – Resistência média à compressão paralela às fibras da madeira;
e_c – Excentricidade de fluência;	$f_{t0,m}$ – Resistência média à tração paralela às fibras da madeira;
e_i – Excentricidade inicial;	$f_{c90,d}$ – Resistência à compressão de cálculo normal às fibras da madeira;
e_{ig} – Excentricidade inicial devido às cargas permanentes;	$f_{e0,d}$ – Resistência ao embutimento da madeira paralela às fibras;
$E_{c0,ef}$ – Módulo elástico efetivo;	$f_{e\beta,d}$ – Resistência ao embutimento da madeira no com relação ao ângulo β das fibras;
$E_{c0,m}$ – Módulo elástico médio;	f_y – Resistência de escoamento característica do aço;
F – Força em uma superfície plana de área A ;	
F_r – Fator de rajada;	
F_{1d} – Força solicitante no tirante;	
F_{rd} – Força resistente de cálculo;	

f_{yd} – Resistência de escoamento de cálculo do aço;
 $F_{s,d}$ – Força solicitante de cálculo
 $F_{Gi,k}$ – Valor característico das ações permanentes;
 $F_{Qi,k}$ – Valor característico das ações variáveis secundárias da combinação;
 $F_{Q1,k}$ – Valor característico da ação variável considerada como principal da combinação;
 g – Carga permanente;
 H – Carga horizontal ;
 h – Altura de uma edificação acima do terreno ou maior dimensão da seção transversal retangular da peça;
 I_x – Momento de inércia em torno do eixo horizontal;
 I_y – Momento de inércia em torno do eixo vertical;
 i_x – Raio de giração em torno do eixo horizontal;
 i_y – Raio de giração em torno do eixo vertical;
 K – Índice de correção do comprimento de flambagem;
 L – vão da peça;
 l – Comprimento;
 l_{fl} – Comprimento de flambagem da peça;
 M – Momento;

M_{igd} – Momento inicial devido ao carregamento permanente;
 N – Força normal;
 N_d – Carga axial de cálculo solicitante da barra;
 N_{cr} – Carga critica de Euler;
 N_g – Carga axial de cálculo solicitante da barra levando-se em conta apenas as ações permanentes;
 N_q – Carga axial de cálculo solicitante da barra levando-se em conta apenas as ações variáveis;
 $S1$ – Fator topográfico;
 $S2$ – Fator que considera a influência da rugosidade do terreno;
 $S3$ – Fator baseado em conceitos probabilísticos;
 t – Espessura;
 V – Carga Vertical;
 V_o – Velocidade básica do vento;
 V_k – Velocidade característica do vento;
 W – Módulo de resistência à flexão da peça;
 W_x – Módulo de resistência à flexão em relação ao eixo horizontal;
 W_y – Módulo de resistência à flexão em relação ao eixo vertical;
 k_{mod} – Coeficiente minorador de resistência;
 PU – Poliuretano;

Q_x – Força cortante na direção x;
 Q_y – Força cortante na direção y;
 R – Reação de apoio;
 U – Umidade relativa do ambiente;
 q – Pressão dinâmica do vento ou carga accidental;
 z – Cota acima do terreno;
 z_g – Altura gradiente: altura da camada limite atmosférica;
 α – Ângulo de incidência do vento, medido entre a direção do vento e o lado maior da edificação
 β – Parâmetro (t/d);
 β_m – Coeficiente de flambagem lateral;
 ϕ – Ângulo de inclinação de telhados;
 Δ – Deformação limite;
 ρ – Peso específico;
 δv – Coeficiente de variação volumétrico da madeira em relação à umidade para espécies brasileiras;
 γ_{Gi} – Coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

γ_Q – Coeficiente de ponderação para as ações variáveis;
 γ_{wc} – Coeficiente de minoração das resistências características à compressão;
 γ_{wt} – Coeficiente de minoração das resistências características à tração;
 γ_{wv} – Coeficiente de minoração das resistências características ao cisalhamento;
 φ – Coeficiente de fluência;
 σ – Tensão normal
 σ_{Mdi} – Tensão normal devido a momento inicial;
 σ_x – Tensão normal na direção x;
 σ_y – Tensão normal na direção y;
 τ – Tensão cisalhante;
 λ – Índice de esbeltez;
 Ψ – Coeficiente de minoração de cargas variáveis de acordo com o carregamento de Estado Limite Último, combinações normais, em estruturas de madeira.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pesos específicos dos materiais da cobertura e da Itaúba.	32
Tabela 2 – Caracterização mecânica da Itaúba.	34
Tabela 3 – Quantitativo dos materiais para a estrutura de madeira serrada. ...	48
Tabela 4 – Estimativa de custo para execução da estrutura de madeira serrada.	50
Tabela 5 – Peso específico do Eucalipto (NBR 7190).	54
Tabela 6 – Caracterização mecânica do Eucalipto C 40.	54
Tabela 7 – Quantitativo da estrutura de madeira laminada colada.	60
Tabela 8 – Estimativa de custo para execução da estrutura de madeira laminada colada.	62
Tabela 9 – Comparação entre estrutura de MLC e madeira serrada.	68
Tabela 10 – Esforços atuantes nos pilares de extremidade, para estado limite último.	70
Tabela 11 – Esforços atuantes nos pilares de extremidade, para estado limite de serviço.	70
Tabela 12 – Tensões máximas de compressão e tração das barras da treliça e do arco.	70
Tabela 13 – Características, deformações e esforços atuantes nas terças de MLC e de madeira serrada.	72
Tabela 14 – Comparação entre pilares e vãos livres de MLC e madeira serrada.	73
Tabela 15 – Comparação entre preço de madeira para MLC e madeira serrada.	75
Tabela 16 – Comparação entre gastos com manutenção do canteiro e mão de obra para MLC e madeira serrada.	75
Tabela 17 – Pressões de vento nas paredes externas.	84
Tabela 18 – Coeficientes de pressão externa obtidos no telhado plano.	84
Tabela 19 – Propriedades físicas da madeira Itaúba.	85
Tabela 20 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das ripas do telhado plano.	86
Tabela 21 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das ripas do telhado plano.	87
Tabela 22 – Esforços internos e dimensionamento das ripas do telhado plano.	87
Tabela 23 – Resumo de ações atuantes e características estruturais dos caibros do telhado plano.	88
Tabela 24 – Momentos fletores e reações de apoio máximas dos caibros do telhado plano.	89
Tabela 25 – Esforços internos e dimensionamento dos caibros do telhado plano.	90

Tabela 26 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das terças do telhado plano.....	90
Tabela 27 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das terças do telhado plano.....	91
Tabela 28 – Esforços internos e dimensionamento das terças do telhado plano	92
Tabela 29 – Coordenadas dos nós da treliça.....	92
Tabela 30 – Esforços resultantes na treliça.....	93
Tabela 31 – Resumo das características estruturais da barra da treliça.	94
Tabela 32 – Esforços e dimensionamento à compressão das barras da treliça.	95
Tabela 33 – Resumo das ações, tensões e verificações à tração da barra da treliça.....	95
Tabela 34 – Resumo do cálculo das ligações das diagonais da treliça.....	96
Tabela 35 – Resumo das características estruturais dos pilares de extremidade do telhado plano.....	96
Tabela 36 – Ações solicitantes nos pilares de extremidade do telhado plano.	97
Tabela 37 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de extremidade do telhado plano no eixo y.	98
Tabela 38 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de extremidade do telhado plano no eixo x.	99
Tabela 39 – Resumo das características estruturais do pilar de centro do telhado plano.....	100
Tabela 40 – Ações solicitantes no pilar de centro do telhado plano.....	100
Tabela 41 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de centro do telhado plano no eixo y.....	101
Tabela 42 – Dimensionamento de contraventamento da cobertura do telhado plano.	101
Tabela 43 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das terças do telhado curvo.....	102
Tabela 44 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das terças do telhado curvo.....	103
Tabela 45 – Esforços internos e dimensionamento das terças do telhado curvo.	104
Tabela 46 – Ações solicitantes nos arcos.	104
Tabela 47 – Resumo de ações atuantes e características estruturais dos arcos.	105
Tabela 48 – Esforços internos e dimensionamento dos arcos no eixo x.	106
Tabela 49 – Esforços internos e dimensionamento dos arcos no eixo z.	107
Tabela 50 – Resumo das características estruturais dos pilares de extremidade do telhado curvo.....	108
Tabela 51 – Ações solicitantes nos pilares de extremidade do telhado curvo.	108

Tabela 52 – Esforços internos e dimensionamento dos pilares de extremidade do telhado curvo no eixo y.....	109
Tabela 53 – Esforços internos e dimensionamento dos pilares de extremidade do telhado curvo no eixo x.....	110
Tabela 54 – Dimensionamento de contraventamento do telhado curvo.....	110

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Restaurante Rodízio. Fonte: Bile Arquitectos.....	17
Figura 2 – Campbell Basin Lodge. Fonte: Crystal Mountain Resort.....	18
Figura 3 – Esquema da estrutura de cobertura. Fonte: www.meiacolher.com . 29	
Figura 4 – Representação das forças e coeficientes de pressão.....	32
Figura 5 – Desenho técnico da telha utilizada.....	33
Figura 6 – Estética da madeira Itaúba. Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (IPT, 2015).....	35
Figura 7 – Esquema estrutural das ripas.....	41
Figura 8 – Esquema estrutural dos caibros.....	42
Figura 9 – Esquema estrutural das terças.....	43
Figura 10 – Disposição da treliça e sua nomenclatura.....	44
Figura 11 – Esquema estrutura dos pilares.....	46
Figura 12 - Estética da madeira Eucalipto-citriodora. Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (IPT, 2015).	55
Figura 13 – Peças de MLC em Eucalipto. Fonte: Os autores.....	55
Figura 14 – Esquema estrutural das terças do telhado curvo.	56
Figura 15 – Esquema estrutural dos arcos.....	58
Figura 16 – Esquema estrutura dos pilares do telhado curvo.	59
Figura 17 – Representação do caminho de tensões nas duas estruturas.....	67
Figura 18 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} nas paredes.....	82
Figura 19 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} na cobertura do telhado plano.....	83
Figura 20 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} na cobertura do telhado curvo.....	83

SUMÁRIO

1 MADEIRA SERRADA E LAMINADA COLADA	17
1.1 INTRODUÇÃO	17
1.2 JUSTIFICATIVA	21
1.3 OBJETIVO.....	21
2 PROJETO CONCEITUAL.....	22
2.1 INTRODUÇÃO	22
2.2 DESCRIÇÃO DO RESTAURANTE	23
2.3 MATERIAIS	24
2.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS	26
2.4.1 Treliças.....	26
2.4.2 Arcos	27
2.4.3 Pórticos	27
2.5 SOLUÇÃO ADOTADA.....	28
3 ESTRUTURA EM MADEIRA SERRADA.....	29
3.1 SOLICITAÇÕES.....	29
3.1.1 Vento	30
3.1.2 Peso próprio	32
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	33
3.3 DIMENSIONAMENTO.....	35
3.3.1 Dimensionamento de elementos fletidos	36
3.3.2 Dimensionamento de elementos comprimidos	38
3.4 RIPAS.....	41
3.5 CAIBROS	42
3.6 TERÇAS.....	43
3.7 TRELIÇA	44
3.7.1 Ligações da Treliça	45
3.7.2 Dimensionamento das Ligações	45
3.8 PILARES	46
3.9 CONTRAVENTAMENTO	47
3.10 QUANTITATIVO DOS MATERIAIS	48
3.11 LANÇAMENTO ESTRUTURAL.....	48
3.12 ESTIMATIVA DE CUSTOS	49
4 ESTRUTURA DE MADEIRA LAMINADA COLADA	53
4.1 SOLICITAÇÕES.....	53
4.1.1 Ventos	53

4.1.2	Peso Próprio.....	54
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	54
4.3	DIMENSIONAMENTO.....	56
4.4	TERÇAS.....	56
4.5	ARCOS.....	57
4.6	PILARES	59
4.7	CONTRAVENTAMENTO E LIGAÇÕES.....	60
4.8	QUANTITATIVO DOS MATERIAIS.....	60
4.9	LANÇAMENTO ESTRUTURAL.....	61
4.10	ESTIMATIVA DE CUSTOS	61
4.11	CONSIDERAÇÕES CONSTRUTIVAS.....	64
5	COMPARAÇÃO	66
5.1	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	66
5.2	ASPECTOS ARQUITETONICOS, ESTÉTICOS E DE UTILIZAÇÃO	72
5.3	ASPECTOS CONSTRUTIVOS E CRONOGRAMA.....	73
5.4	CUSTOS	74
6	CONCLUSÃO	77
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
8	ANEXOS	82
8.1	ANEXO A – FIGURAS.....	82
8.2	ANEXO B – TABELAS	84
8.3	ANEXO C – PLANTAS, CORTES E DETALHAMENTOS	111

1 MADEIRA SERRADA E LAMINADA COLADA

1.1 INTRODUÇÃO

Dentre os vários tipos de edificações comerciais existentes, os grandes salões destacam-se por amplas áreas internas e ausência de divisórias. Assim constituem-se ginásios esportivos, igrejas, academias e restaurantes, tendo como característica comum a necessidade de amplos espaços internos, limitando, portanto, as soluções estruturais usadas para concebê-los. Devido aos grandes vãos impostos pelo uso da edificação e pé direito elevado, essas estruturas apresentam vigas robustas, arcos ou treliças, para que os esforços solicitantes, tanto por esforços externos quanto pelo peso próprio, possam ser suportados com as mínimas deformações e evitando o uso de apoios intermediários.

Para as áreas comerciais, a ampla circulação e densidade de pessoas é fator decisivo para elaboração dos projetos arquitetônico e estrutural. Normalmente, os pórticos adotados evitam o uso de apoios intermediários, como pilares, em sua região central, para melhorar a operação comercial do estabelecimento. Como exemplo, é possível observar na planta da figura 1 a ausência de pilares intermediários nas áreas do salão de um restaurante.



Figura 1 – Restaurante Rodízio. Fonte: Bile Arquitectos.

Outro fator observado que é aplicado às edificações para uso comercial é o projeto arquitetônico que valoriza a aparência do ambiente e do prédio como um todo. Estruturas de madeira aparente têm apelo estético geralmente apreciado e fornece ao arquiteto a possibilidade de criar uma estrutura simples, pois são, em geral, mono componentes e leves (Silva, 2006). Como no caso de um restaurante, exemplo objeto de estudo neste trabalho, é possível observar que quanto mais atrativa a construção, mais rentável torna-se o empreendimento. Na figura 2 é mostrado um exemplo de restaurante com estrutura composta por madeira laminada colada e pilares de madeira roliça. Pode-se perceber que foi evitada a colocação de pilares nas áreas centrais (ponto crítico de circulação e utilização) e a preocupação do arquiteto em fazer um contraste com a madeira aparelhada e “in natura”.



Figura 2 – Campbell Basin Lodge. Fonte: Crystal Mountain Resort.

A madeira serrada é o produto estrutural de madeira mais utilizado na construção civil do país. Na sua fabricação, troncos de árvores são serrados até adquirirem a forma desejada de elemento estrutural. Os troncos são cortados em serrarias para a sua produção, com dimensões mínimas padronizadas pela NBR 7190 (ABNT, 1997) e, posteriormente, as peças cortadas são secadas por intervalos de tempo para então serem comercializadas. (Pfeil e Pfeil, 2003)

Dentre os diversos sistemas estruturais de madeira serrada, os mais comuns são coberturas treliçadas, pórticos bidimensionais e estrutura aporticada de edifícios.

No caso das coberturas em madeira serrada, comumente se usa o sistema treliçado, ou treliças de cobertura, que suportam ações de pesos e de ventos. (Pfeil e Pfeil, 2003)

Já o sistema de pórticos bidimensionais são estruturas de vãos relativamente grandes, de 20 a 100 m, e que são geralmente isostáticos, podendo ser biarticulados ou triarticulados. (Pfeil e Pfeil, 2003)

O sistema aporticado de edifícios é semelhante ao de pórticos bidimensionais, porém compõe-se de um sistema tridimensional, hiperestático ou isostático e pode ser simétrico ou não. (Pfeil e Pfeil, 2003)

Tanto o pórtico bidimensional quanto o tridimensional possuem elementos em comum, como os pilares, que são elementos sujeitos à flexo-compressão, e vigas, que são elementos fletidos ou flexo-comprimidos e apresentam grande deformabilidade. (Pfeil e Pfeil, 2003)

A madeira estrutural tem razoável disponibilidade no mercado. Entretanto, é um material restrito às dimensões dos troncos de árvores e flexível, com módulo de elasticidade à compressão médio ($E_{co,m}$) variando de 3500 MPa a 24500 MPa para espécies brasileiras de acordo com a NBR 7190, e que possui acréscimos de deformações ao longo do tempo devido ao fenômeno de fluência ocasionado pelo comportamento reológico do material (Pfeil e Pfeil, 2003). Geralmente, para vencer vãos relativamente grandes, onde uma viga simples não atende aos critérios de deformabilidade ou ultrapassa o limite de comprimento de uma viga de madeira serrada comercial, utilizam-se vigas de seção composta ou treliçadas.

Dentre as características estruturais da madeira, destaca-se a variação de resistência e fluência de acordo com a umidade relativa do material. Em geral, a madeira se comporta melhor estruturalmente com umidades relativas baixas, ou seja, em ambientes menos úmidos. A baixa umidade do ambiente também é um fator positivo contra ataques biológicos na madeira, fator relacionado à sua vida útil. A madeira também é um material relativamente leve, possuindo menor massa específica em relação à resistência característica se comparada ao aço e ao concreto (Wahrhaftig, 2012). Entretanto, por se

tratar de um material biológico, pode haver a ocorrência de defeitos naturais ao longo de seus elementos. E por ser um material estruturalmente anisotrópico, geralmente utiliza-se a madeira em configurações nas quais as ações aplicadas sejam paralelas à direção de suas fibras, pois essa é a direção mais favorável em termos de resistência e rigidez.

A madeira também pode ser usada para formar elementos estruturais comumente utilizados em edifícios comerciais amplos, como em pórticos e treliças, contudo fica limitada a estruturas retas e de vãos relativamente pequenos, variando de 8 m a 10 m. Essas restrições podem ser evitadas com o uso da madeira laminada colada (MLC).

A MLC é um material pouco difundido no Brasil e, portanto, mais oneroso financeiramente que a madeira serrada. Muitas vezes elementos de MLC têm uso limitado pela impossibilidade de transporte de peças muito grandes de MLC até o local da construção. Elementos estruturais de MLC são pré-fabricados, o que leva a uma maior agilidade, controle de qualidade e limpeza no canteiro de obras. Segundo Szücs et al. (2008), os vãos construídos com MLC podem chegar a 15 m no caso de vigas simplesmente apoiadas, 20 m com vigas Gerber e a 100 m no caso de arcos na forma da linha de pressão do carregamento usual.

Em países com uso de MLC mais difundido, nota-se uma grande variedade de aplicações em obras, tal como na forma de suporte de viadutos, coberturas de grandes vãos na forma de cascas finas, estádios esportivos, assim como em edificações onde o projetista procura explorar do melhor modo a liberdade de forma e, portanto, estética, como no caso dos salões comerciais e sociais. (Szücs et al., 2008)

Destaca-se, portanto, a importância da consideração das estruturas em MLC neste trabalho, bem como uma comparação entre projetos para um mesmo restaurante empregando tanto MLC quanto madeira serrada. Contribuindo, assim, para a criação gradual de uma cultura de utilização de MLC (mesmo não sendo ministrada em cursos de graduação em Engenharia Civil convencionais), o que levaria ao desenvolvimento de processos de cálculo e construtivos, elaboração de normas específicas e aumento de sua disponibilidade.

1.2 JUSTIFICATIVA

Há vários tipos de edificações, onde cada um possui algumas necessidades a serem supridas. No caso de edifícios comerciais há a necessidade de obter grandes vãos entre os pilares, por requerem flexibilidade na sua utilização. Utilizou-se a madeira como objeto de estudo, pois é um produto de natureza sustentável e natural. Um produto que possui alto valor estético e está presente na grande maioria dos projetos.

A fim de avaliar a utilização da estrutura em Madeira laminada colada, compara-se essa solução tecnológica com uma estrutura de mesmo material comumente utilizada, a cobertura em estrutura de madeira serrada. Através de uma comparação observa-se qual seria o impacto em adotar a tecnologia da MLC, apontando seus benefícios e desvantagens. Faz-se interessante para o projetista esse estudo a fim de conhecer a tecnologia, suas vantagens e desvantagens, como calcular e a norma que deve ser seguida.

1.3 OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é projetar duas soluções estruturais em madeira para um salão de um restaurante e analisar a possibilidade da utilização da MLC em comparação ao uso da madeira serrada como solução estrutural.

2 PROJETO CONCEITUAL

2.1 INTRODUÇÃO

Salões são edificações que tem como característica o amplo espaço destinado à circulação. Geralmente apresentam pé direito elevado e são de uso comercial ou comum. Para garantir sua funcionalidade, é de extrema importância que o projeto arquitetônico e estrutural evite a interrupção da área interna com apoios intermediários para a estrutura de cobertura.

Os restaurantes são salões de uso comercial com elevada circulação de pessoas, insumos e produtos. Deve apresentar estruturas/ambientes adjacentes para o preparo das refeições, conservação dos alimentos e higienização dos materiais utilizados. O salão se restringe, portanto, à área plenamente comercial do restaurante, possuindo um forte apelo estético para a garantia do bem estar do cliente e consequente sucesso do empreendimento.

A viabilidade de uso de soluções estruturais em um restaurante fica restrita a concepção arquitetônica da estrutura e aparência da solução adotada, descartando-se, portanto, o uso de soluções estruturais sem apelo estético adequado. Isso pode ocorrer no caso de algumas soluções de uso de concreto aparente e concreto pré-moldado.

As soluções para as construções de salões em geral que não têm a estética como fator decisivo no projeto, geralmente incorrem no uso do concreto pré-moldado, para poder reduzir o cimbramento e formas (Debs, 2000), estruturas metálicas e de madeira também não necessitam de tantas escoras quanto nos sistemas construtivos de concreto moldado in loco. Além dos gastos com escoras e formas, esses sistemas construtivos facilitam a logística do canteiro e reduzem seu tamanho, possibilitando um aproveitamento maior do terreno, sem prejudicar as funções de mobilização, transporte e armazenamento dentro do mesmo. (Vieira, 2006)

2.2 DESCRIÇÃO DO RESTAURANTE

O restaurante, utilizado como exemplo nesse trabalho, tem largura de 20 m e comprimento de 36,30 m, com capacidade para 144 clientes.

A estrutura desse restaurante é composta por pórticos bidimensionais que suportam sua cobertura e que conduzem os esforços até as fundações. A estrutura da cobertura do restaurante está sujeita a solicitações devido a ventos e ao seu peso próprio (incluindo revestimentos).

Para o material de revestimento da cobertura, foi escolhido telhas de aço zincado com preenchimento inferior de poliuretano de baixa densidade (PU), sua escolha levou em conta a características como flexibilidade na escolha do ângulo da cobertura, facilidade de construção e, também, maior conforto térmico proporcionado pelo PU no ambiente interno do restaurante. Entretanto, posteriormente será preciso a instalação de forros internos para ocultar o PU para obtenção de melhores aspectos estéticos ao ambiente interno.

Sendo edifícios que exigem grandes vãos em função de sua necessidade de garantir grandes áreas internas, há de se considerar materiais e configurações estruturais que atendem a esse critério.

De acordo com as Orientações Técnicas para Restaurantes, Cozinhas e Lanchonetes da Vigilância Sanitária de Curitiba (Curitiba, 2015), há algumas exigências quanto a estrutura física do local, algo que deve ser seguido ao projetar um restaurante. Entre as exigências, está a instalação de teto ou forro contínuo, em bom estado de conservação, revestido com material e pintura resistente à limpeza e em cores claras. Portando o projeto em questão do presente trabalho deve colocar um sistema de forro, de forma a continuar deixando a estrutura de forma exposta e ao mesmo tempo separar o telhado do ambiente do salão. No espaço entre o telhado e o forro, é interessante a aplicação de material isolante térmico a fim de melhorar a sensação térmica no ambiente.

2.3 MATERIAIS

Dentre as tecnologias de materiais disponíveis para o empreendimento em questão, há a possibilidade de se desenvolver o projeto em MLC, madeira falquejada, madeira serrada, madeira roliça, estrutura metálica, concreto armado e concreto protendido (ênfase ao pré-moldado).

As estruturas de madeira tendem a ser as mais leves, bastando comparar, por exemplo, a resistência característica à compressão de madeira e concreto com seus respectivos pesos específicos. Uma espécie de classe de resistência C 20 apresenta um F_{ck} (resistência à compressão característica) de 20 MPa e peso específico de 650 kg/m³ (Pfeil e Pfeil, 2008), já o concreto armado, para a mesma resistência, pesa cerca de 2500 kg/m³.

A MLC é um produto de uso estrutural formado por associações de lâminas de madeira selecionada, com fibras na mesma direção, que são coladas sob pressão por meio de produtos adesivos. Em geral, cada lâmina tem espessura de 1,5 cm a 3,0 cm, podendo excepcionalmente chegar a 5,0 cm, e são secadas em estufas até atingirem uma umidade relativa máxima de 15% para diminuir problemas de retração do material, como também para aumentar sua resistência mecânica. As extremidades da peça podem ser emendadas com cola para a fabricação de elementos de grande comprimento. (Pfeil e Pfeil, 2003)

Dentre as vantagens do uso de MLC, encontra-se a capacidade de vencer grandes vãos e a produção de peças com muito menos ligações em comparação com a madeira serrada. (Szücs et al., 2008)

Outra vantagem do uso da MLC, devido ao processo de laminação, é a distribuição uniforme dos defeitos naturais que outrora eram concentrados em pontos específicos da peça, gerando assim um acréscimo de resistência no elemento como um todo. Esse processo de fabricação também gera a possibilidade da seleção de lâminas de maior qualidade estrutural para locais onde a peça é mais solicitada, criando uma maior otimização no uso da madeira, e também a possibilidade de produção de peças curvas (Szücs et al., 2008), o que aumenta a liberdade na escolha da forma dos elementos estruturais.

No caso de MLC, o projetista também deve levar em consideração fatores ligados à fabricação do material, como a espessura da lâmina, tratamento contra organismos xilófagos, tipo da cola e elasticidade (Szücs et al., 2008). A MLC possibilita a construção de peças com grandes dimensões, curvas ou não, compostas por lâminas selecionadas e com umidades controladas, tendo como desvantagem seu custo financeiro elevado.

A MLC possui a possibilidade ainda de utilização de madeiras de resistências mais altas em camadas mais externas a fim de racionalizar o aproveitamento do material.

Com a madeira serrada, as principais vantagens de seu uso são a facilidade de obtenção de peças estruturais e o baixo custo financeiro que pode ser até 80% menor com relação ao aço em estruturas de cobertura (Zanini e Vito, 2011). Como desvantagens, destacam-se as dimensões limitadas a comprimentos na ordem de 6 m por motivos de transporte, processamento e estoque.

A madeira roliça se caracteriza pela produção de peças com aproximadamente as mesmas dimensões do tronco de árvore abatida, ou seja, com pouco manejo do material. A grande vantagem de seu uso é o valor estético da madeira, porém, dependendo da umidade do ambiente, clima da região e características da madeira, pode sofrer fendilhamento.

As estruturas metálicas podem ser utilizadas através da combinação de elementos lineares como tirantes, colunas e vigas, que constituem estruturas portantes utilizadas na construção civil. Como vantagem desse material, pode-se citar a alta resistência, isotropia e peças industrializadas. Já as desvantagens da utilização dessa tecnologia são basicamente: a necessidade de cuidados especiais contra a corrosão, grande sensibilidade estrutural no caso de incêndios e, como são geralmente formadas por elementos esbeltos, é importante se considerar o efeito de vibrações indesejáveis, também a necessidade de mão de obra especializada, equipamentos para montagem e soldagem, e a estética de estruturas metálicas, que pode não ser tão agradável quanto das estruturas de madeira.

Outra opção é fazer a estrutura em concreto armado, com a vantagem de ser uma tecnologia amplamente utilizada no país e de fácil acesso a materiais e a mão de obra especializada. As desvantagens do uso dessa

tecnologia em salões comerciais são: o apelo estético pouco apreciado de suas peças, pouca qualidade construtiva no caso de construções com fabricação *in loco* e possibilidade de corrosão do aço internamente devido à carbonatação do concreto. No caso da estrutura pré-moldada de concreto, a construção e operação em canteiro de obras é mais fácil e rápida, porém é inviável o uso da estrutura como parte da estética arquitetônica local.

2.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Devido à simplicidade de projeto e execução, usualmente os salões comerciais recaem sobre o uso de treliças, vigas em arco e pórticos. Ambas possuem a mesma capacidade de vencer grandes vãos sem prejudicar a estética da edificação.

2.4.1 Treliças

Uma solução a ser adotada para a cobertura de espaços é a utilização de treliças. Uma vantagem do uso de um sistema de treliças é a maleabilidade estrutural quanto à forma e à disposição de barras (Gesualdo, 2003), podendo conceber a estrutura de forma a minorar os esforços. Como desvantagens desse sistema, é possível ressaltar a necessidade de recortes para as ligações das peças se forem constituídas de madeira (Gesualdo, 2003). As treliças possibilitam o vencimento de vãos utilizando barras de dimensões de seção transversais significativamente menores que as necessárias para vencer o mesmo vão com uma viga simples. Isso ocorre, pois, idealmente, as barras irão operar em esforços normais puros, tanto de tração quanto de compressão. Considerando a existência de esforços de tração, não é usual a construção de treliças em concreto, sendo a madeira e o aço mais utilizados.

2.4.2 Arcos

A solução de elementos em arco não está restrita a nenhum material específico, tendo um bom desempenho em concreto, madeira e aço. Seu funcionamento baseia-se no conceito de linha de pressão, típico das estruturas funiculares (do latim funiculus – corda), que é uma forma geométrica função do carregamento sobre a estrutura e que quando utilizada para a conformação do elemento estrutural (eixo do arco) obtêm-se apenas esforços normais ao longo da peça estrutural. Diferentemente da treliça, onde é possível existir esforços de tração e compressão concomitantemente, no arco irá existir apenas compressão, caso o mesmo corresponda à forma da funicular do carregamento atuante. No entanto, devem-se considerar as possíveis dificuldades para modelagem e execução, a instabilidade frente às cargas variáveis e a análise da flambagem.

2.4.3 Pórticos

É possível conceber a estrutura em modelos de pórticos planos. Esses são modelos estruturais de uma estrutura tridimensional, correspondendo a um corte da estrutura ou uma simplificação do comportamento tridimensional. Como esse modelo leva em consideração a transmissão de esforços entre os elementos que constituem o pórtico, sua vantagem em relação a um modelo de vigas contínuas é considerar, de maneira mais precisa, a transmissão de esforços. Pórticos são estruturas que podem assumir várias formas que estabeleçam o conjunto de vigas e pilares, podem ser retos ou curvos. Desse modo, o arco pode também ser considerado como um pórtico plano curvo. Embora o modelo estrutural considere a junção entre os elementos estruturais, as vigas e os pilares como elementos contínuos, a montagem durante o processo construtivo é feita de forma separada, sendo a transmissão de esforços de um elemento ao outro feita pela ligação estrutural.

2.5 SOLUÇÃO ADOTADA

O salão em questão é destinado a um restaurante, portanto, seu aspecto estético tem relevância comercial e, dessa forma, a solução proposta utiliza madeira. Como objetivo deste trabalho, são propostas duas soluções, uma em MLC e outra em madeira serrada. O salão em questão possui apenas um pavimento e as soluções estruturais utilizadas são treliças e vigas em arco. Para extrair ao máximo as vantagens de cada tipo de material, a solução em madeira serrada será executada com o modelo treliçado (mais barato e acessível), já a viga em arco será em MLC (maior apelo estético).

A escolha em elaborar o projeto em madeira serrada se deve pelo uso difundido e facilidade na construção de estruturas com esse tipo de solução. Em contrapartida, compara-se essa solução mais corriqueira com uma configuração estrutural diferente como a MLC, que proporciona um melhor acabamento final e pode melhorar o aproveitamento espacial do estabelecimento.

Por meio de uma comparação, pretende-se verificar as possíveis diferenças entre um sistema construtivo tradicional e um sistema não tão utilizado, e também como tais diferenças podem melhorar algumas características de uso da edificação.

3 ESTRUTURA EM MADEIRA SERRADA

A estrutura é composta por pórticos bidimensionais contendo ripas, caibros, terças e pilares de madeira serrada, sendo a estrutura da cobertura indicado esquematicamente pela figura 3 a seguir. A espécie de madeira utilizada é a Itaúba para todos os elementos, tal escolha se deu em função de suas adequadas características mecânicas, grande resistência a intempéries e a ataques biológicos (IPT, 1983 e 1989a), como também pelo seu apelo estético (figura 6, pág. 35) e disponibilidade de aquisição de acordo com pesquisa a serraria local (subitem 3.12).

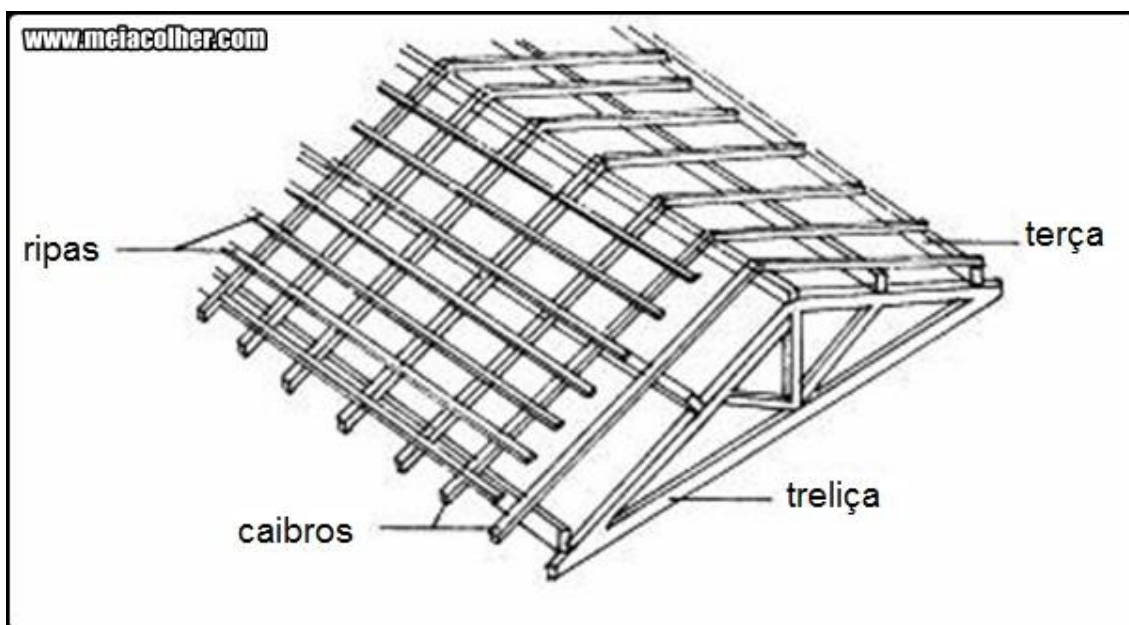


Figura 3 – Esquema da estrutura de cobertura. Fonte: www.meiacolher.com.

3.1 SOLICITAÇÕES

Os pórticos planos estão sujeitos às solicitações de ventos, ao próprio peso da cobertura e às cargas móveis de possíveis manutenções da cobertura, como mostrados nos subitens a seguir:

3.1.1 Vento

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o vento característico utilizado para obtenção das forças atuantes é dado pela equação 1 a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Onde V_0 é a velocidade de vento básica e os coeficientes S_1 , S_2 , S_3 são fatores de correção em função da topografia, taxa de ocupação e obstáculos circundantes da construção.

De acordo com o mapa das isopletras apresentado pela NBR 6123, para Curitiba, V_0 fica no intervalo de 40 a 45 m/s, sendo que foi adotado o limite superior de V_0 igual a 45 m/s a favor da segurança para prosseguimento dos cálculos.

Como a edificação se encontra em terreno plano, e é de alta taxa de ocupação (edifício comercial tipo restaurante), respectivamente, os valores de S_1 e S_3 são tomados como 1,0, de acordo com a NBR 6123.

O restaurante se localiza em uma área comercial de Curitiba, pressupõe-se que as alturas médias dos obstáculos ao redor da construção encontram-se a 10 m. Ainda, a maior dimensão da superfície frontal pertence ao intervalo de 20 a 50 m. Portanto, de acordo com a norma, com edifício classe B e categoria IV, obtêm-se os coeficientes ($z = 6,07$ m, $Fr = 0,98$, $b = 0,85$, $p = 0,125$) que são utilizados para o cálculo de S_2 pela equação 2 a seguir, resultando em um valor para o coeficiente S_2 igual a 0,78, que resulta pela equação 1 em um vento característico (V_k) com o valor de 35,30 m/s.

$$S_2 = b \cdot Fr \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2)$$

A pressão dinâmica, ou de obstrução do vento, em condições normais de pressão (1 Atm = 101320 MPa) e temperatura a 15° C, é dada por:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3),$$

onde, aplicando os valores anteriormente obtidos, resulta em uma pressão (q) de $0,76 \text{ kN/m}^2$.

Para a determinação dos esforços estáticos devido ao vento, segundo a NBR 6123, é necessário calcular as forças a partir de coeficientes de pressão, ou de forma. Os coeficientes têm valores definidos para diferentes tipos de construção que foram obtidos através de estudos experimentais em túneis de vento. A força devida ao vento através dos coeficientes de forma é dada pela equação 4 a seguir:

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q \cdot A \quad (4);$$

onde C_{pe} e C_{pi} são os coeficientes de pressão externo e interno de acordo com as dimensões geométricas da edificação e A é a área frontal ou perpendicular a atuação do vento. Valores positivos dos coeficientes correspondem a sobrepressões, e valores negativos correspondem a sucções.

De acordo com a tabela 4 da NBR 6123, com as alturas relativas em questão de h/b menor que 0,5 e a/b entre $3/2$ e 2, sendo h a altura do edifício, b e a os dois comprimentos laterais do edifício, foi obtido os valores de C_{pe} das paredes de acordo com a figura 18 (anexo A) e tabela 17 (anexo B).

Com a altura relativa h/b menor que 0,5 e inclinação do telhado a 15° , são obtidos os resultados de C_{pe} nos telhados conforme mostrados na figura 19 (anexo A) e também indicados pela tabela 18 (anexo B).

Como a estrutura possui janelas e/ou portas em todas suas faces, as paredes são consideradas permeáveis. Portanto, o C_{pi} deve ser tomado como o pior caso entre -0,3 e 0,0 na combinação de coeficientes.

Através da combinação dos coeficientes de pressão internos e externos é possível representar os resultados de forças máximas em cada pórtico e sua intensidade de acordo com a figura 4 a seguir, gerada pelo software Visual Ventos (v2.0):

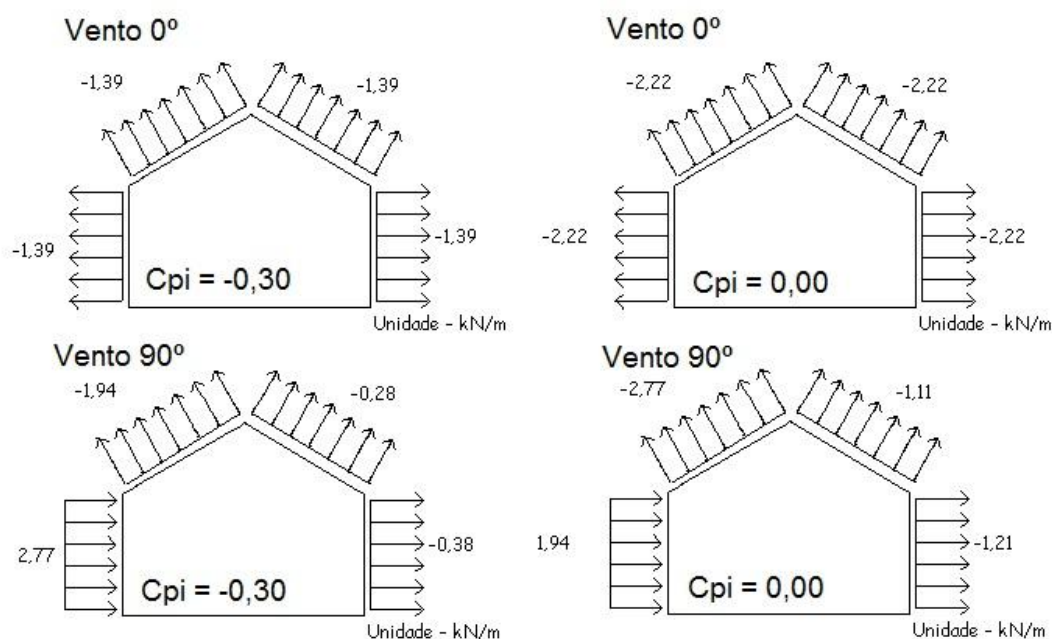


Figura 4 – Representação das forças e coeficientes de pressão.

Como indicado anteriormente, as sobrepressões são muito baixas na cobertura, com $C_p = 0,03$. Pela figura 4 acima, é determinado que o valor máximo de sucção na cobertura é 2,77 kN/m por pórtico.

3.1.2 Peso próprio

Os pesos específicos dos materiais da cobertura são dados pela tabela a seguir:

Pesos específicos (ρ)	
Itaúba (U=12%)	945 kgf/m ³
Itaúba (U=18%)	975 kgf/m ³
Aço	7850 kgf/m ³
PU	30 kgf/m ³

Tabela 1 – Pesos específicos dos materiais da cobertura e da Itaúba.

O peso específico da madeira é corrigido pela equação de determinação de pesos específicos de madeiras para espécies brasileiras com relação à umidade de acordo com o ambiente da construção, que possui

umidade relativa do ar em média de 80%, levando a uma umidade de equilíbrio da madeira com o ambiente de 18%, conforme a equação 5:

$$\rho_U = \frac{\rho_{12}}{\left(1 + \left[(1 - \delta v) \frac{12 - U}{100}\right]\right)} \quad (5)$$

Onde:

U é a umidade relativa do ambiente;

ρ_{12} é o peso específico da madeira a U igual a 12%;

ρ_U é o peso específico da madeira a U igual a $x\%$;

δv é o coeficiente de variação volumétrica da madeira em relação à umidade para espécies brasileiras = 0,48.

É arbitrado, levando em consideração que a madeira utilizada estruturalmente possui elevado peso específico, que o peso distribuído das ligações de fixação das telhas na cobertura possui o valor de 10% do peso próprio do elemento estrutural na qual a telha é fixada e que, para o cálculo do peso da telha, o fato de que esta é composta por uma chapa de aço ondulada de 0,5 mm de espessura mais uma camada de 30 mm de PU, como mostrado na figura 5 a seguir:

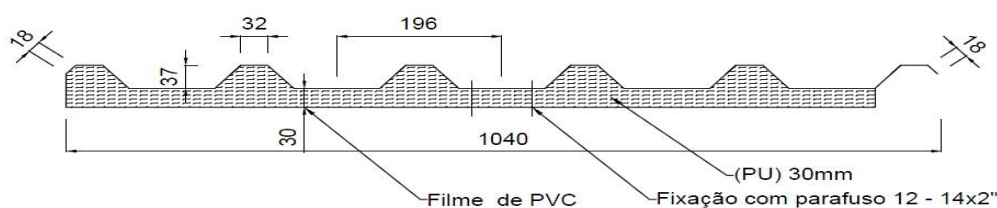


Figura 5 – Desenho técnico da telha utilizada.

A figura 5 apresenta medições em mm, e indica que a telha possui uma largura efetiva de 98 cm.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

A seguir, na tabela 2, são expostos os dados da caracterização mecânica da madeira e seu coeficiente de modificação (k_{mod}) que são

utilizados na construção (tabela 19 em anexo B), sendo que: os dados de resistências características e médias foram obtidos através de dados divulgados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) com umidades relativas da madeira entre 15% a 20%; os coeficientes de minoração das resistências pela tabela 12 da NBR 7190; os valores de k_{mod} 1, 2 e 3 foram obtidos pelas tabelas 10, 11 e item 6.4.4, respectivamente, da NBR 7190; e o valor de k_{mod} é obtido pela multiplicação dos k_{mod} 1, k_{mod} 2 e k_{mod} 3, levando-se em conta que a madeira é de 1ª categoria, a classe de umidade do ambiente de Curitiba é 3 e o carregamento é de longa duração.

As equações de obtenção das resistências de cálculo e média são mostradas a seguir:

$$f_k = c \cdot f_m \quad (6)$$

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma} \quad (9)$$

$$f_\alpha = \frac{f_0 f_{90}}{f_0 \sin^2(\alpha) + f_{90} \cos^2(\alpha)} \quad (7)$$

$$E_{c0,ef} = k_{mod} \cdot E_{c0,m} \quad (10)$$

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad (8)$$

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \quad (11)$$

$E_{c0,ef}$	11379 MPa
k_{mod}	0,56
$f_{c0,d}$	20,9 MPa
$f_{t0,d}$	29,9 MPa
$f_{v,d}$	2,6 MPa

Tabela 2 – Caracterização mecânica da Itaúba.

Onde:

$f_{c0,d}$, $f_{t0,d}$, $f_{v,d}$ são as resistências de cálculo à compressão e à tração paralelas às fibras, e ao cisalhamento, respectivamente;

$E_{c0,ef}$ é o módulo elástico efetivo da madeira;

c é o coeficiente de conversão de resistências médias para características, que é igual a 0,56 para o cisalhamento e 0,70 para o restante das resistências;

k_{mod} é o coeficiente de modificação da madeira.

A figura 6, a seguir, mostra o aspecto visual da madeira Itaúba. Essa espécie apresenta cor marrom clara e textura suave, fatores de elevado apelo estético que foram determinantes na escolha desse material para as estruturas aparentes do restaurante.



Figura 6 – Estética da madeira Itaúba. Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (IPT, 2015).

3.3 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento do projeto elaborado considera para a execução dos cálculos os piores casos de carregamentos de acordo com os Estados Limites e utiliza os procedimentos padronizados pelas normas NBR 7190 – Projetos de Estruturas de Madeira (ABNT, 1997), NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações (ABNT, 1988) e NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações (ABNT, 1980).

Todos os elementos da estrutura foram dimensionados utilizando como critério o Estado Limite Último (ELU) com combinações últimas normais e o Estado Limite de Serviço (ELS) com deformações limites, sendo as equações de carregamento de projeto e deformações excessivas dadas a seguir:

$$F_d (ELU) = \sum \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

$$F_d (ELS) = \sum F_{Gi,k} + \sum \psi_{2i} F_{Qj,k} \quad (13)$$

$$\Delta = \frac{L}{150} \quad (14)$$

Onde:

F_d é o carregamento de cálculo;

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

$F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis secundárias da combinação;

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

γ_{Gi} , γ_Q são os coeficientes de ponderação para as ações permanentes e para as ações variáveis, respectivamente;

Ψ_{0j} é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis secundárias;

Δ é a deformação limite;

L é o vão da peça.

3.3.1 Dimensionamento de elementos fletidos

As equações para cálculo das tensões são apresentadas a seguir, onde as tensões (normal = σ e cisalhante = τ), momentos fletores (M) e esforços cortantes máximos (Q = reação de apoio máxima da peça) são representados pelas equações:

$$\sigma_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{W_{x,y}} \quad (15)$$

$$\tau_{x,y} = \frac{3Q_{x,y}}{2bh} \quad (16)$$

A deformação máxima da peça para um dado carregamento ($w_{x,y}$) é obtida através da análise pelo programa Ftool – “Two-dimensional Frame Analysis Tool”. Os critérios de deformações de cálculo ($w_{,d}$), deformações elásticas ($w_{,e}$) e deformações máximas ($w_{,máx}$) são dados pelas expressões a seguir:

$$w_{,e} = \sqrt{w_x^2 + w_y^2} \quad (17)$$

$$w_{,d} = (1 + \phi)w_e \quad (18)$$

$$w_{,máx} = \frac{l}{150} \quad (19)$$

Onde:

l é o comprimento da peça;

W é o módulo de resistência à flexão da peça;

b e h são a menor e a maior dimensão da seção transversal retangular da peça, respectivamente.

Para o cálculo de flexão oblíqua é utilizada as expressões mostradas, onde Km é o coeficiente de correção para elementos de seção transversal retangular:

$$\frac{\sigma_x}{f_{c0,d}} + Km \frac{\sigma_y}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (20)$$

$$\frac{\sigma_x}{f_{c0,d}} Km + \frac{\sigma_y}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (21)$$

É verificada a necessidade de contraventamento nos apoios e ao longo do comprimento de cada elemento. Uma determinada peça necessita de contraventamento nos apoios quando h/b (altura dividida pela base) é maior que 2 e de contraventamento ao longo do comprimento se a expressão 22 for menor que L_1/b (comprimento de flambagem sobre a base), conforme a seguir:

$$\frac{E_{c0,ef}}{\beta_m f_{c0,d}} \quad (22)$$

$$\beta_m = \frac{1}{0,26\pi} \frac{4}{1,4} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{1,5}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{0,5}} \quad (23)$$

A tensão cisalhante de cálculo solicitante na peça é dada pela equação a seguir:

$$\tau_{0,d} = \sqrt{\tau_{x,d}^2 + \tau_{y,d}^2} \leq f_{v,d} \quad (24)$$

3.3.2 Dimensionamento de elementos comprimidos

O índice de esbeltez é dado a seguir, onde a peça é curta, medianamente esbelta ou esbelta quando λ é menor que 40, entre 40 e 80, e maior que 80, respectivamente:

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{i_{x,y}} < 140 \quad (25)$$

Para peças esbeltas, é preciso incluir nos esforços solicitantes uma excentricidade accidental de aplicação das cargas (e_a) maior que $h/30$ e uma excentricidade de fluência (e_c), além de uma excentricidade inicial se houver (e_i), tais resultados são dados pelas equações:

$$e_a = \frac{l_{fl}}{300} \quad (26)$$

$$N_g^* = N_g + (\psi_1 + \psi_2)N_q \quad (29)$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left(e^{\frac{\phi N_g^*}{N_{cr} - N_g^*}} - 1 \right) \quad (27)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I_{x,y}}{l_{fl}^2} \quad (30)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{igd}}{N_d} \quad (28)$$

Onde:

e_c é a excentricidade de fluência;

e_{ig} é a excentricidade inicial devido às cargas permanentes;

M_{igd} é o momento inicial devido ao carregamento permanente;

ψ_1 e ψ_2 são coeficientes de minoração de cargas variáveis de acordo com o carregamento de Estado Limite Último, combinações normais, em estruturas de madeira;

N_d é a carga axial de cálculo solicitante da barra;

N_q é a carga axial de cálculo solicitante da barra levando-se em conta apenas as ações variáveis;

N_g é a carga axial de cálculo solicitante da barra levando-se em conta apenas as ações permanentes;

N_{cr} é a carga axial crítica de Euler para efeitos de flambagem;

h é a altura da peça;

l_{fl} é o comprimento de flambagem da peça.

Para o cálculo da carga axial crítica de Euler é utilizada a seguinte equação:

$$M_d = N_d(e_a e_i e_c) \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \quad (31)$$

A expressão de dimensionamento com relação à instabilidade por flambagem resume-se a:

$$\left(\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} \right) + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (32)$$

Onde:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} \quad (33);$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{W} \quad (34);$$

W é o módulo de resistência à flexão tomado como eixo o menor raio de giração;

M_d é o momento fletor de cálculo solicitante da peça;

“ A ” corresponde à área líquida.

As expressões de dimensionamento com relação à compressão simples e à flexocompressão reta são:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} \leq f_{c0,d} \quad (35)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mdi}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (36)$$

Onde:

$$\sigma_{Mdi} = \frac{N_d e_i}{W} \quad (37);$$

σ_{Mdi} é a tensão devido a momento inicial;

M_{di} é o momento solicitante inicial da peça;

e_i é a excentricidade inicial.

A verificação à tração simples e à flexotração é dada pelas expressões:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} \leq f_{t0,d} \quad (38)$$

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_{di}}{W} \leq f_{t0,d} \quad (39)$$

3.4 RIPAS

Ripas são os elementos responsáveis por receber as cargas do telhado e de transmiti-las aos caibros. Seu carregamento é esquematizado na figura 7 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados, com uma carga móvel de 1 kN e sem a atuação de ventos. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores e a deformações por flexão ao longo de seu comprimento. Seu critério de dimensionamento principal é o de flexão oblíqua admissível, sendo que foi utilizada seção transversal quadrada por facilidade de aquisição e construtiva.

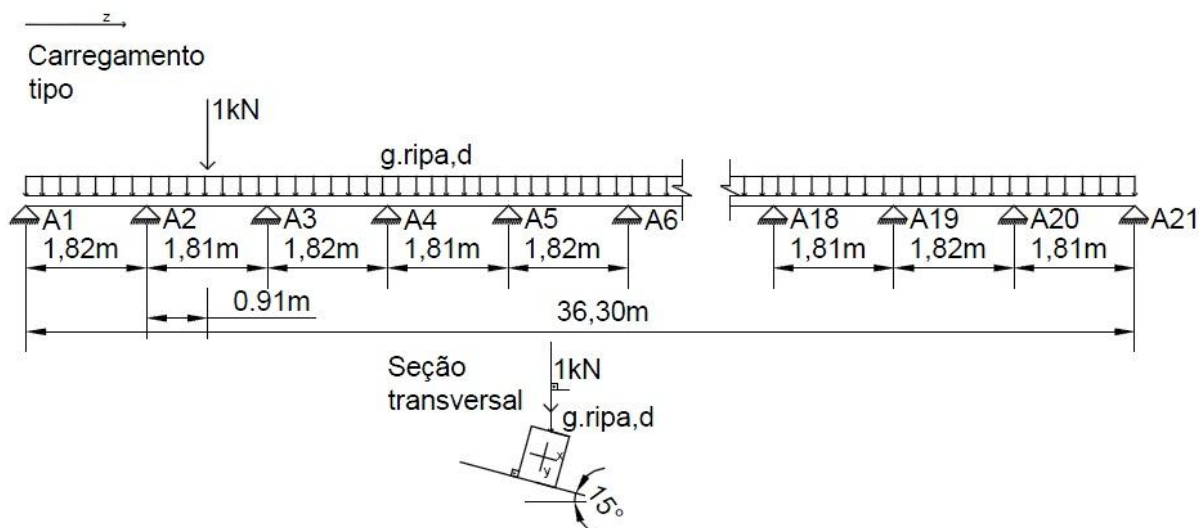


Figura 7 – Esquema estrutural das ripas.

Onde:

$g.ripa,d$ é a carga uniformemente distribuída de cálculo na ripa em função do peso próprio, incluindo o peso das telhas e ligações;

Ai são os pontos de apoio da ripa nos caibros.

De acordo com as tabelas 20 a 22 (anexo B), a ripa atende aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. Sua seção transversal dimensionada é 5,08X5,08 cm, ou 2X2”.

3.5 CAIBROS

Caibros são os elementos responsáveis por receber as cargas das ripas e de transmiti-las às terças. Seu carregamento é esquematizado na figura 8 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados sem a atuação de ventos. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores e a deformações por flexão ao longo de seu comprimento. Seu critério de dimensionamento principal é o de flexão oblíqua admissível, sendo que foi utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

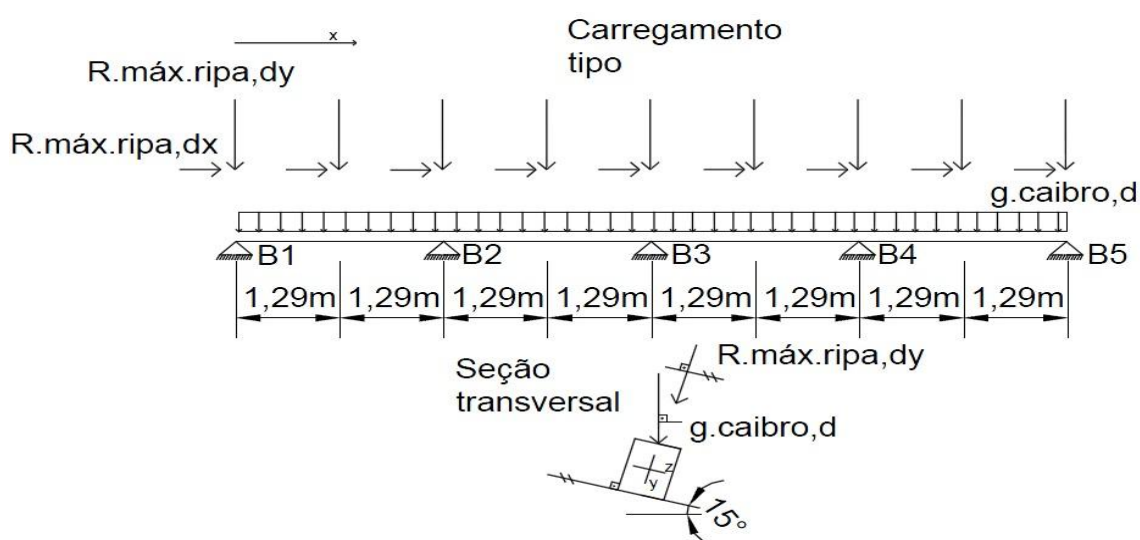


Figura 8 – Esquema estrutural dos caibros.

Onde:

$R_{\text{máx.ripa},x,y}$ é a reação de apoio máxima obtida das ripas no eixo x,y ;

$g_{\text{caibro},d}$ é a carga uniformemente distribuída de cálculo no caibro em função do seu peso próprio;

B_i são os pontos de apoio do caibro nas terças.

De acordo com as tabelas 23 a 25 (anexo B), o caibro atende aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. Sua seção transversal dimensionada é $5,08 \times 7,62$ cm, ou 2×3 ".

3.6 TERÇAS

Terças são os elementos responsáveis por receber as cargas dos caibros e de transmiti-las às treliças. Seu carregamento é esquematizado na figura 9 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados sem a atuação de ventos. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores e a deformações por flexão ao longo de seu comprimento. Seu critério de dimensionamento principal é o de deformação admissível, sendo que foi utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

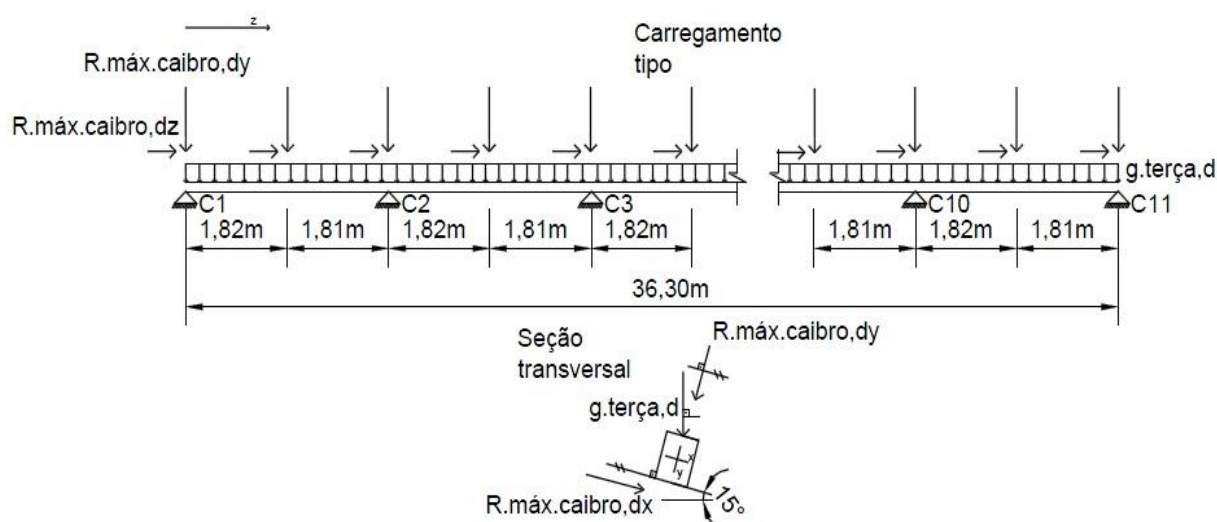


Figura 9 – Esquema estrutural das terças.

Onde:

$R_{\text{máx.caibro},y,z}$ é a reação de apoio máxima obtida dos caibros no eixo y,z;

$g_{\text{terça},d}$ é a carga uniformemente distribuída de cálculo da terça em função do seu peso próprio;

C_i são os pontos de apoio das terças nas treliças.

De acordo com as tabelas 26 a 28 (anexo B), a terça atende aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações, sendo que será preciso o contraventamento de seus apoios. Sua seção transversal dimensionada é 7,62X15,24 cm, ou 3X6”.

3.7 TRELIÇA

Treliças são os elementos responsáveis por receber as cargas das terças e de transmiti-las aos pilares. Foi escolhida uma treliça Pratt, com altura variável. A disposição de seus elementos é esquematizada na figura 10 e a coordenada de seus nós é dado pela tabela 29 (anexo B). O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados sem a atuação de ventos, sendo que seu carregamento é dado pela aplicação das reações de apoio obtidas das terças nos seus nós superiores, conforme a tabela 30 (anexo B). As barras da treliça estão sujeitas a cargas axiais. Seu critério de dimensionamento principal é o de tensão normal admissível, porém sendo necessária a consideração de seção que comporte a fixação de ligações. Foi utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

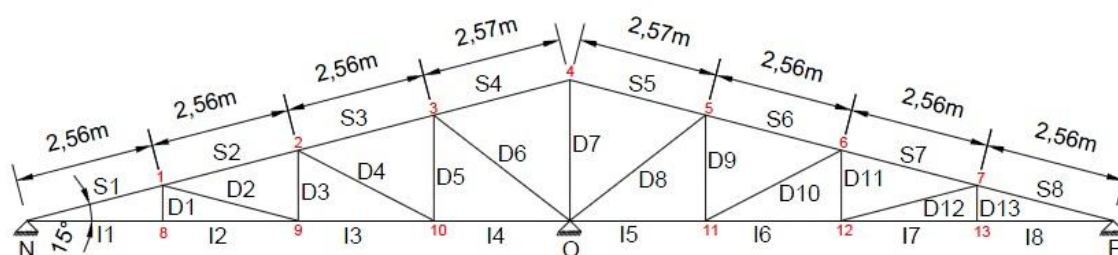


Figura 10 – Disposição da treliça e sua nomenclatura.

Onde:

N, O e P são os pontos de apoio da treliça nos topos de pilares.

De acordo com as tabelas 31 a 33 (anexo B), as barras da treliça atendem aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. A seção transversal dimensionada é 7,62X15,24 cm, ou 3X6", para as diagonais e seção dupla de 5,08X15,24 cm, ou 2X6", para os banzos.

A treliça apresenta flecha de cálculo máxima nos nós 8 e 13, de 4,35 mm, de acordo com o carregamento no ELS. Como o vão apresenta 10 m de comprimento, a deformação máxima admissível é de 66,7 mm, portando a deformação obtida se encontra abaixo do limite.

3.7.1 Ligações da Treliça

Inicialmente, admitiu-se que as ligações compõem-se de parafusos com dimensão comercial de 12,5 mm de diâmetro. A escolha de se usar parafusos foi justificada pela sua facilidade de utilização em canteiro de obra e por proporcionar ligações menos rígidas, ocasionando assim num melhor comportamento rotulado dos nós da treliça.

3.7.2 Dimensionamento das Ligações

Para o cálculo das ligações, são utilizadas equações empíricas que levam em conta o tipo de ruptura da ligação. Se t/d (espessura da peça sobre o diâmetro do parafuso) for menor que a expressão 40 a seguir, o comportamento da ruptura é de mecanismo tipo II (dois) segundo a NBR 7190, ou seja, ruptura na madeira. A seguir são dadas as expressões de cálculo de resistência por parafuso de acordo com o mecanismo de ruptura II:

$$1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{e0,d}}} \quad (40)$$

$$R_d = 0,4 f_{e0,d} dt \quad (41)$$

Sendo:

R_d a resistência suportada por cada parafuso;

f_{yd} a resistência de escoamento de cálculo do aço;

$f_{e0,d}$ a resistência de embutimento da madeira na ligação.

Para fins de cálculos:

$$f_{e0,d} = f_{v,d};$$

$$f_{yd} = 310/1,1 \text{ MPa.}$$

São calculados tanto a resistência do parafuso como a resistência ao esmagamento na diagonal em si e no próprio banzo da treliça. Sendo o

dimensionamento feito a partir do valor crítico obtido dentre as três possibilidades mostradas anteriores, também indicado pela tabela 34 (anexo B). É obtido que nos nós mais solicitados o número de parafusos é igual a 6, e que no restante dos nós a quantidade dimensionada varia de 2 a 4 parafusos, sendo que a disposição dos parafusos na estrutura é dada em uma ou mais fileiras de 2 parafusos paralelos. Todas as rupturas ocorrem na madeira.

3.8 PILARES

Pilares são os elementos responsáveis por receber as cargas das treliças e de transmiti-las às fundações. Seu carregamento é esquematizado na figura 11 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados com a atuação de vento na direção a 0° do edifício e $C_{pi} = 0,00$. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores, a compressão axial e possibilidade de instabilidade por flambagem. Seu critério de dimensionamento principal é o de esbeltez limite, para os pilares de centro, e deformação admissível, para os pilares de canto. Foi utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

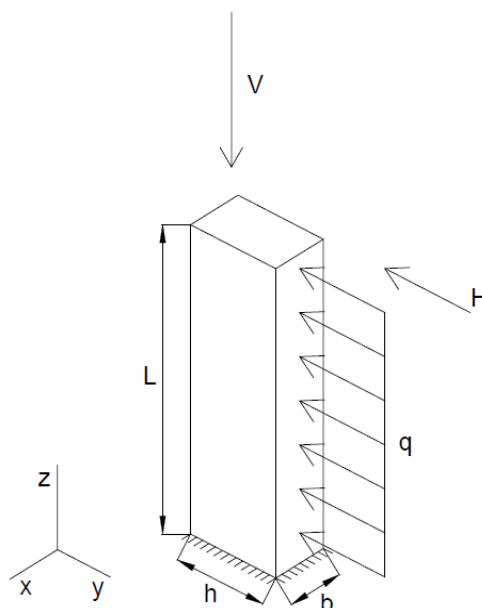


Figura 11 – Esquema estrutura dos pilares.

Onde:

V é a carga resultante vertical;

H é a carga resultante horizontal;

q é a carga máxima distribuída oriunda da pressão do vento.

De acordo com as tabelas 35 a 41 (anexo B), os pilares atendem aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. A seção transversal dimensionada é 20X35 cm para os pilares de canto e seção de 20X20 cm para os de centro. A ligação da treliça nos pilares deve ser rotulada em relação às duas direções principais da treliça, enquanto que a ligação da base do pilar com as fundações deve ser engastada em todas as direções.

3.9 CONTRAVENTAMENTO

Como o restaurante possui vedação lateral em alvenaria, essa é considerada como o contraventamento lateral. Para a cobertura, foi arbitrado que tal contraventamento será composto por dois tirantes cruzados em cada água do telhado, por se tratar de um contraventamento total de fácil execução e de baixo custo financeiro. Cada tirante é conectado, por um lado, na ligação entre pilar de canto e treliça e, por outro lado, na terça do meio do vão.

A seguir, é dimensionada a peça de contraventamento, sendo que o tirante é composto de aço NR 250 (A 36), com 1,27 cm de diâmetro, com força solicitante de cálculo (F_{1d}) igual à reação horizontal da treliça máxima dividida por 150. Por se tratar de um tirante, esse elemento apenas possui tensões de tração. A equação de resistência do tirante é dado a seguir e demais resultados na tabela 42 (anexo B):

$$F_{rd} = f_{yd} \frac{\pi(Diâmetro)^2}{4} \quad (42)$$

Onde:

F_{rd} é a força resistente de cálculo;

A ligação do contraventamento atirantado foi considerada parafusada e rígida.

3.10 QUANTITATIVO DOS MATERIAIS

As seções adotadas e comprimentos totais são dados a seguir na tabela 3. Observa-se que, tanto para a estrutura de madeira serrada quanto para a de MLC, foi feita uma estimativa do consumo de concreto nas fundações de $0,25 \text{ m}^3$ por pilar, ou blocos de $50 \times 100 \times 50 \text{ cm}$, em função do tipo de edifício (comercial de um pavimento). O detalhamento das ligações das bases dos pilares, como também as fundações, não é previsto neste projeto básico, sendo sua representação em plantas e cortes no anexo C meramente ilustrativas.

		Seção (cm)	Quantidade
Ripas		5,08X5,08	65340 cm
Caibros		5,08X7,62	43050 cm
Terças		7,62X15,24	36300 cm
Treliça	Barra 1	7,62X15,24	29975 cm
	Barra 2	5,08X15,24	88792 cm
Pilares		20X20 e 20X35	11550 cm
Parafusos		D1,27	1100 peças
Tirantes		D1,27	12500 cm
Fundação		50X100X50	$8,25 \text{ m}^3$ (concreto)

Tabela 3 – Quantitativo dos materiais para a estrutura de madeira serrada.

3.11 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

O lançamento estrutural na planta arquitetônica, bem como seu corte transversal e lateral, está apresentado no anexo C, encadernado em uma folha separada com carimbo indicando a representação do desenho.

3.12 ESTIMATIVA DE CUSTOS

A seguir, na tabela 4, é feita a estimativa de custos da obra através da utilização de preços unitários do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – Sinapi (CEF, 2014) e por cotação de madeira via serraria próxima à obra (Wolf Company), levando-se em conta que o tempo de execução da obra foi estimado em 3 meses.

CÓD. SINAPI	SERVIÇO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	QTDE.	PREÇO TOTAL
	MÁQUINAS				
73502	CUSTO HORARIO PRODUTIVO DIURNO - GUINDASTE AUTOPROPELIDO MADAL MD 10A 45 HP	h	R\$ 120,96	160,00	R\$ 19.353,60
SUB TOTAL					R\$ 19.353,60
	SERVIÇOS INICIAIS				
ESTIMATIVA	FUNDAÇÃO	ton.f	R\$ 80,00	22,47	R\$ 1.797,60
SUB TOTAL					R\$ 1.797,60
	ESTRUTURA				
COTAÇÃO (WOLF)	ITAÚBA	m³	R\$ 3.500,00	24,08	R\$ 84.291,48
84040	COBERTURA COM TELHA DE AÇO ZINCADO, TRAPEZOIDAL, ESPESSURA DE 0,5 MM MAIS ACESSÓRIOS	m²	R\$ 34,57	745,00	R\$ 25.754,65
73437	SERRA CIRCULAR MAKITA 5900B 7' 2,3HP	h	R\$ 19,84	480,00	R\$ 9.523,20
11953	PARAFUSO FRANCES ZINCADO 1/4" X 2" C/ PORCA E ARRUELA LISA/MEDIA	u.n.	R\$ 0,32	1.100,00	R\$ 352,00
1336	CHAPA ACO GROSSA PRETA 1"(25,40MM) 199,87KG/M2	m²	R\$ 649,50	4,00	R\$ 2.598,00
74157/004	LANCAMENTO/APLICACAO MANUAL DE CONCRETO EM FUNDACOES	m³	R\$ 100,15	8,25	R\$ 826,24
SUB TOTAL					R\$ 123.345,57
	MÃO DE OBRA				
88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 19,35	480,00	R\$ 9.288,00
88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 15,75	480,00	R\$ 7.560,00
88241	AJUDANTE DE OPERAÇÃO EM GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 16,04	480,00	R\$ 7.699,20

88285	MOTORISTA DE VEÍCULO PESADO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 18,61	160,00	R\$ 2.977,60
SUB TOTAL					R\$ 27.524,80
	EPI				
12895	CAPACETE PLÁSTICO RÍGIDO	u.n.	R\$ 16,10	12,00	R\$ 193,20
12892	LUVA RASPA DE COURO, CANO CURTO	par	R\$ 12,22	6,00	R\$ 73,32
12893	BOTA COURO SOLADO DE BORRACHA VULCANIZADA	par	R\$ 45,68	12,00	R\$ 548,16
SUB TOTAL					R\$ 814,68
TOTAL ORÇADO	R\$ 172.836,25				

Tabela 4 – Estimativa de custo para execução da estrutura de madeira serrada.

O gráfico 1, a seguir, mostra a curva ABC, ou curva de Pareto, da estimativa de custos (Mattos, 2007). O gráfico indica a porcentagem acumulada dos vários serviços da obra em relação ao custo total. Dessa forma, entende-se que apenas os gastos com a madeira correspondem a 49% do custo da obra e que, se somado ao custo da cobertura e do guindaste, corresponde a 75% do total. Essa informação é útil para a administração do orçamento, tendo em vista que uma economia em algum dos itens de classificação A são mais expressivos que dos itens B ou C (Mattos, 2007). Essa classificação é feita da seguinte forma: todos os serviços são ordenados de forma decrescente e cada um deles tem sua porcentagem calculada e acumulada com a total. Os itens que perfazem 80% são classificados como A, os itens que acumulam 15% são classificados como B e os últimos 5% são classificados como C.

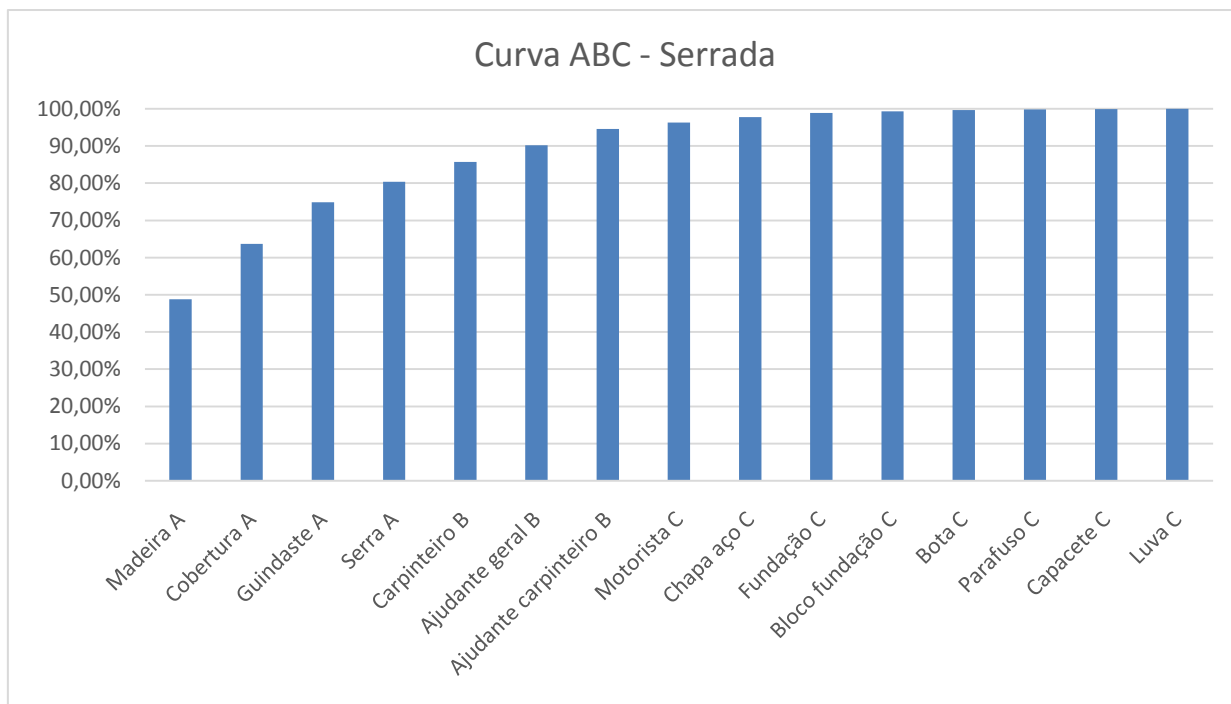


Gráfico 1 – Curva ABC da estrutura de madeira serrada.

O gráfico 2 indica o cronograma estimado para a montagem da estrutura.

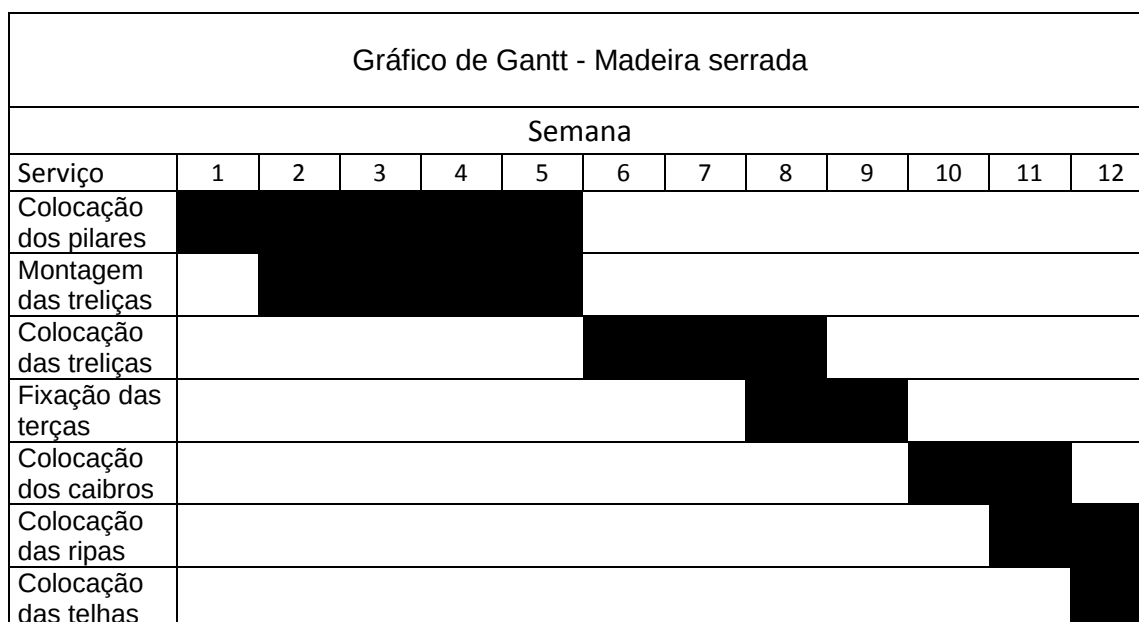


Gráfico 2 – Gráfico de Gantt para a execução da estrutura de madeira serrada.

A colocação dos pilares será o primeiro serviço a ser executado na estrutura (admitindo que as fundações já estejam prontas). Após uma semana

terá início a montagem das treliças na obra, para que a colocação dos pilares acabe na mesma semana em que a última treliça seja montada. A partir daí serão posicionadas as treliças, as terças, os caibros e as ripas. Enquanto se finaliza a colocação das ripas em um lado do telhado, o lado oposto já estará sendo coberto.

4 ESTRUTURA DE MADEIRA LAMINADA COLADA

A estrutura é composta por pórticos contendo arcos de MLC apoiados em pilares de madeira serrada, e também de terças transversais de madeira serrada que suportam as telhas e que contraventam os arcos na direção de seu comprimento. Os elementos estruturais intermediários da cobertura (caibros e ripas) foram desconsiderados e substituídos por terças com menor espaçamento, pois não se mostrou viável a utilização de caibros curvos, uma vez que os caibros são elementos que acompanham o formato do telhado. A madeira utilizada é o Eucalipto C 40 para todos os elementos.

4.1 SOLICITAÇÕES

Os pórticos formados por arcos e pilares estão sujeitos a solicitações devido a ventos e a peso próprio.

4.1.1 Ventos

As considerações de ventos são análogas às aquelas realizadas para a madeira serrada (subitem 3.1.1). As pressões nas paredes devido a ventos continuam as mesmas já calculadas no capítulo anterior, entretanto se faz necessário o cálculo das pressões na cobertura curva. Os resultados dos coeficientes de pressões externos do telhado curvo são mostrados na figura 20 (anexo A). De acordo com o apresentado, o telhado possui uma força de sucção máxima uniformemente distribuída por pórtico de 2,76 kN/m e uma sobrepressão máxima de 0,28 kN/m.

4.1.2 Peso Próprio

A seguir, na tabela 5, é exposto o peso específico da madeira utilizada, sendo que demais considerações de pesos são apresentadas no subitem 3.1.2:

Peso específico		U%
Eucalipto (C 40)	950 kgf/m ³	12%
Eucalipto (C 40)	981 kgf/m ³	18%

Tabela 5 – Peso específico do Eucalipto (NBR 7190).

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

A tabela 6 indica as resistências de cálculo do material empregado para a estrutura e o seu coeficiente de modificação (k_{mod}), sendo que os critérios para suas obtenções são análogos aos do subitem 3.1.2 e os dados de resistências características foram obtidos pela NBR 7190 para madeira C 40. Devido a estrutura apresentar elementos curvos, no caso dos arcos em MLC, o valor de k_{mod} 3 é diferente do usual, sendo sua equação dada a seguir e seu valor obtido igual a 0,98:

$$k_{mod\ 3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r} \right)^2 \quad (43)$$

Onde:

t é a espessura das lâminas do arco em MLC;

r é o raio do arco em MLC.

$E_{c0,ef}$	10920 MPa
k_{mod}	0,56
$f_{c0,d}$	16,00 MPa
$f_{t0,d}$	16,18 MPa
$f_{v,d}$	1,87 MPa

Tabela 6 – Caracterização mecânica do Eucalipto C 40.

A figura 12, a seguir, mostra o aspecto visual da madeira Eucalipto-citriodora, uma espécie C 40. Essa espécie apresenta cor marrom escura e textura pronunciada das fibras da madeira em sua superfície, que podem ser fatores positivos para o apelo estético de estruturas aparentes em um restaurante.



Figura 12 - Estética da madeira Eucalipto-citriodora. Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT (IPT, 2015).

Também, na figura 13, são mostradas peças de MLC de Eucalipto, sendo que a primeira imagem da esquerda para a direita indica ligação com fustes cilíndricos, e a segunda o detalhe de uma emenda denteada horizontal.



Figura 13 – Peças de MLC em Eucalipto. Fonte: Os autores.

4.3 DIMENSIONAMENTO

Os dimensionamentos dos elementos estruturais seguiram o mesmo procedimento já expostos nos subitens 3.3, 3.3.1 e 3.3.2.

4.4 TERÇAS

Terças são elementos responsáveis por suportar as cargas do telhado e de transmiti-las aos arcos. Seu carregamento é esquematizado na figura 14 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados, com uma carga móvel de 1 kN e sem a atuação de ventos. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores e a deformações por flexão ao longo de seu comprimento. Seu critério de dimensionamento principal é o de flexão oblíqua admissível, sendo que é utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

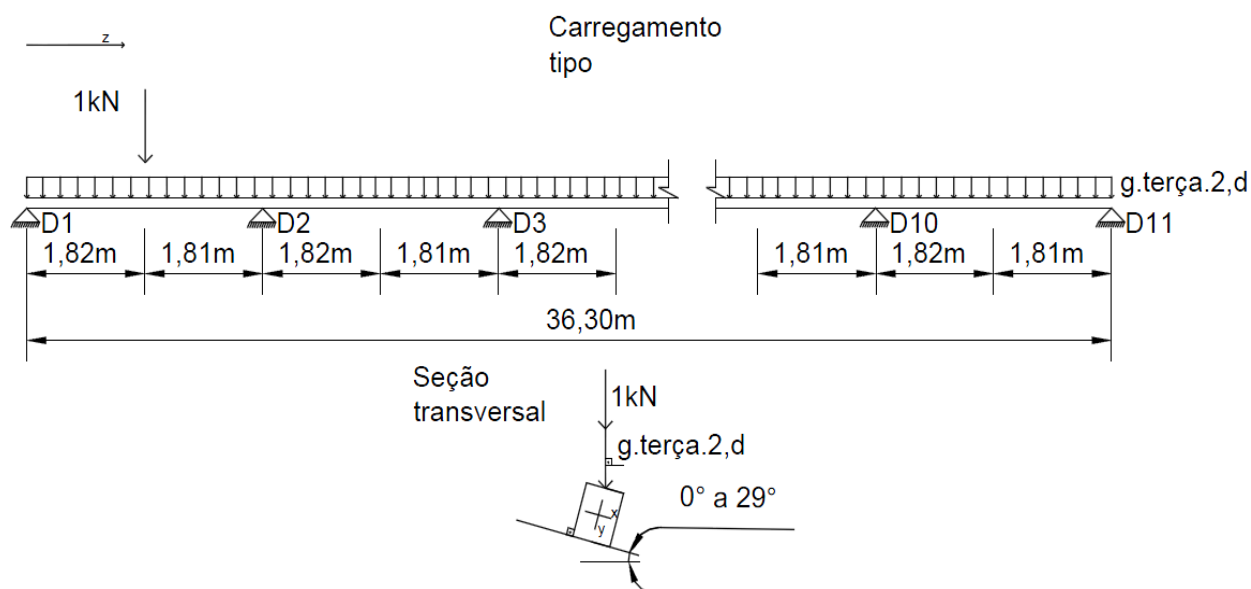


Figura 14 – Esquema estrutural das terças do telhado curvo.

Onde:

$g_{\text{terça.2,d}}$ é a carga uniformemente distribuída de cálculo na terça em função do peso próprio, incluindo o peso das telhas e ligações;

D_i são os pontos de apoio das terças nos arcos.

De acordo com as tabelas 43 a 45 (anexo B), a terça atende aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. Sua seção transversal dimensionada é 7,62X10,16 cm, ou 3X4”.

4.5 ARCOS

Os arcos, neste projeto, são elementos responsáveis por suportar as cargas das terças e de transmiti-las aos pilares. Seu carregamento é esquematizado na figura 15 para um único elemento. Foi escolhido o elemento de arco circular triarticulado – sendo que duas rótulas encontram-se nos apoios e uma no meio do vão – por apresentar menores esforços de momentos fletores atuantes e por possibilitar a partição desse elemento estrutural em dois para o transporte para a obra, sendo que sua junção é feita com ligação metálica que possibilite sua rotação de acordo com o projeto. A geometria do arco foi estabelecida da forma que o ponto mais alto da sua cobertura se assemelhasse ao da cobertura em madeira serrada vista anteriormente devido à restrição arquitetônica de manter o edifício com altura semelhante em ambas as estruturas abordadas. O arco possui momentos fletores negativos em toda sua extensão para o carregamento crítico. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados e sem a atuação de ventos. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores, esforços axiais, a instabilidade por flambagem e a deformações por flexão ao longo de seu comprimento. Esses esforços internos foram obtidos através da utilização do software Ftool, sendo que o arco foi representado por vários segmentos de retas de 1,31 m, dado que essa simplificação não altera significativamente os resultados de um arco análogo calculado analiticamente. Seu critério de dimensionamento principal é a possibilidade de instabilidade por

flambagem lateral. Também, para o arco, é utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

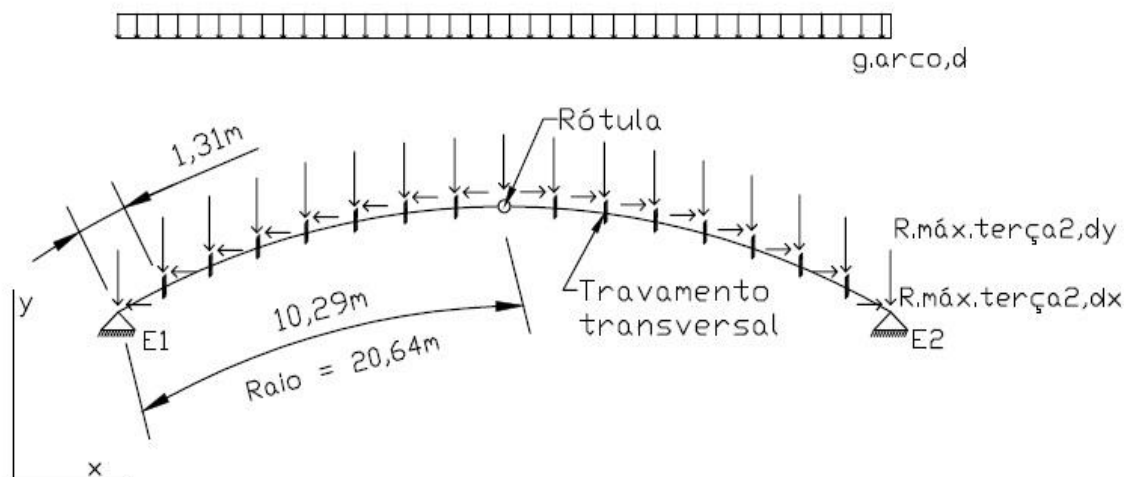


Figura 15 – Esquema estrutural dos arcos.

Onde:

$R_{\text{máx.terça2},x,y}$ é a reação de apoio máxima obtida das terças no eixo x,y;

$g_{\text{arco},d}$ é a carga uniformemente distribuída de cálculo do arco em função do seu peso próprio.

Ei são os pontos de apoio da do arco nos topos de pilares.

O arco apresenta flecha de cálculo no meio do vão, ou na rótula, de 34,5 mm, de acordo com o carregamento no ELS. Como o vão apresenta 20 m de comprimento, a deformação máxima admissível é de 133 mm, portando a deformação obtida se encontra abaixo do limite.

Também, devido sua geometria, é gerado um empuxo transmitido aos pilares maior que a compressão axial exercida, sendo o empuxo composto pela reação de apoio horizontal do arco. Os apoios dos arcos são rotulados nas suas duas direções principais, o que deve ser levado em conta no detalhamento de suas ligações.

De acordo com as tabelas 46 a 49 (anexo B), o arco atende aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. Sua seção transversal dimensionada é 6X30 cm.

4.6 PILARES

Pilares são elementos responsáveis por receber as cargas dos arcos e de transmiti-las às fundações. Seu carregamento é esquematizado na figura 16 para um único elemento. O carregamento crítico foi ocasionado pelo peso próprio majorado dos elementos suportados com a atuação de vento na direção a 0° do edifício e $C_{pi} = 0,00$. Esse elemento está sujeito a esforços cortantes, momentos fletores, a compressão axial e possibilidade de instabilidade por flambagem. Seu critério de dimensionamento principal é o de deformação transversal admissível devido ao empuxo horizontal do arco suportado. É utilizada seção transversal retangular por facilidade de aquisição e construtiva.

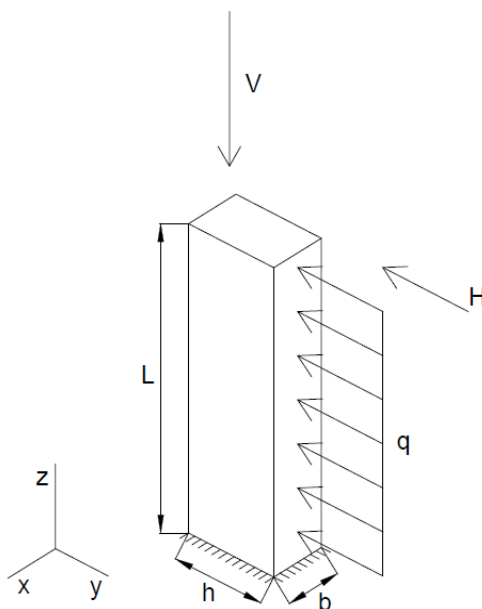


Figura 16 – Esquema estrutura dos pilares do telhado curvo.

Onde:

V é a carga resultante vertical;

H é a resultante horizontal, ou empuxo do arco;

q é a carga máxima distribuída oriunda da pressão do vento.

De acordo com as tabelas 50 a 53 (anexo B), os pilares atendem aos critérios de dimensionamento com relação aos esforços atuantes e às deformações. A seção transversal dimensionada é 20X60 cm. A ligação do

arco nos pilares deve ser rotulada em relação às duas direções principais do arco, enquanto que a ligação da base do pilar com as fundações deve ser engastada em todas as direções.

4.7 CONTRAVENTAMENTO E LIGAÇÕES

O dimensionamento do contraventamento seguiu os mesmos procedimentos já expostos no subitem 3.9. Sendo que o contraventamento lateral se mantém em vedação de alvenaria – que efetua assim o travamento de movimentações laterais do edifício – e o do telhado compõe-se de dois tirantes cruzados em cada água do telhado. O resultado do dimensionamento é exposto na tabela 54 (anexo B), com tirantes de aço dimensionados contendo seção transversal de 1,27 cm de diâmetro para resistir ao esforço de tração imposto.

Não foi considerado, para este projeto básico, o dimensionamento e o detalhamento das ligações componentes da estrutura, sendo apenas para fins meramente ilustrativos sua representação apresentada nas plantas e cortes no anexo C.

4.8 QUANTITATIVO DOS MATERIAIS

As seções adotadas e comprimentos totais são dados a seguir na tabela 7.

	Elemento	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m ³)	Quantidade
Eucalipto C 40	Terças	7,62X10,16	58080	4,50	18 (por arco)
	Arcos (MLC)	6X30	22968	4,13	11
	Pilares	20X60	7700	9,24	22
Concreto	Fundações	50X100X50	-	5,50	22
Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem defeitos).					

Tabela 7 – Quantitativo da estrutura de madeira laminada colada.

4.9 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

O lançamento estrutural na planta arquitetônica, bem como seu corte transversal e lateral, está apresentado no anexo C, encadernado em uma folha separada com carimbo indicando a representação do desenho.

4.10 ESTIMATIVA DE CUSTOS

A seguir, é feita a estimativa de custos da obra através da utilização de preços unitários do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – Sinapi (CEF, 2014) levando-se em conta que o tempo de execução da obra foi estimado em 2 meses. No Sinapi, não é apresentado o serviço e insumo relacionado à MLC, se mostrando necessária a cotação desse produto através de empresas relacionadas a ele. Nesse caso, a cotação foi feita com a empresa “Esmara Estruturas de Madeira”, de Viamão, no RS. O preço é indicado na planilha abaixo, com o frete cotado, sendo que o transporte por peça é feito em duas partes, já que os arcos são divididos para transporte. Também, são estimados as ligações e as fundações.

CÓD. SINAPI	SERVIÇO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO	QTDE.	PREÇO TOTAL
	MÁQUINAS				
73502	CUSTO HORARIO PRODUTIVO DIURNO - GUINDASTE AUTOPROPELIDO MADAL MD 10A 45 HP	h	R\$ 120,96	120,00	R\$ 14.515,20
SUB TOTAL					R\$ 14.515,20
	SERVIÇOS INICIAIS				
ESTIMATIVA	FUNDAÇÃO	ton.f	R\$ 80,00	17,52	R\$ 1.401,60
SUB TOTAL					R\$ 1.401,60
	ESTRUTURA				
COTAÇÃO (ESMARA)	ARCO DE MLC, EUCALIPTO	m³	R\$ 5.500,00	4,13	R\$ 22.738,32

COTAÇÃO (FRETEBRAS)	TRANSPORTE DOS ARCOS DE VIAMÃO (RS) ATÉ CURITIBA (PR)	ton	R\$ 250,00	4,10	R\$ 1.025,00
COTAÇÃO (WOLF COMPANY)	EUCALIPTO DE ALTA DENSIDADE	m³	R\$ 2.500,00	13,74	R\$ 34.341,27
84040	COBERTURA COM TELHA DE AÇO ZINCADO, TRAPEZOIDAL, ESPESSURA DE 0,5 MM MAIS ACESSÓRIOS	m²	R\$ 34,57	770,00	R\$ 26.618,90
11953	PARAFUSO FRANCES ZINCADO 1/4" X 2" C/ PORCA E ARRUELA LISA/MEDIA	u.n.	R\$ 0,32	300,00	R\$ 96,00
1336	CHAPA ACO GROSSA PRETA 1"(25,40MM) 199,87KG/M2	m²	R\$ 649,50	1,00	R\$ 649,50
73437	SERRA CIRCULAR MAKITA 5900B 7" 2,3HP	h	R\$ 19,84	320,00	R\$ 6.348,80
74157/004	LANCAMENTO/APLICACAO MANUAL DE CONCRETO EM FUNDACOES	m³	R\$ 100,15	5,50	R\$ 550,83
SUB TOTAL					R\$ 92.368,61
	MÃO DE OBRA				
88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 19,35	320,00	R\$ 6.192,00
88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 15,75	320,00	R\$ 5.040,00
88285	MOTORISTA DE VEÍCULO PESADO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	h	R\$ 18,61	120,00	R\$ 2.233,20
SUB TOTAL					R\$ 13.465,20
	EPI				
12895	CAPACETE PLÁSTICO RÍGIDO	u.n.	R\$ 16,10	9,00	R\$ 144,90
12892	LUVA RASPA DE COURO, CANO CURTO	par	R\$ 12,22	4,00	R\$ 48,88
12893	BOTA COURO SOLADO DE BORRACHA VULCANIZADA	par	R\$ 45,68	9,00	R\$ 411,12
SUB TOTAL					R\$ 604,90
TOTAL ORÇADO	R\$ 122.355,51				

Tabela 8 – Estimativa de custo para execução da estrutura de madeira laminada colada.

O gráfico 3, a seguir, mostra a curva ABC, ou curva de Pareto, da estrutura de MLC (Mattos, 2007).

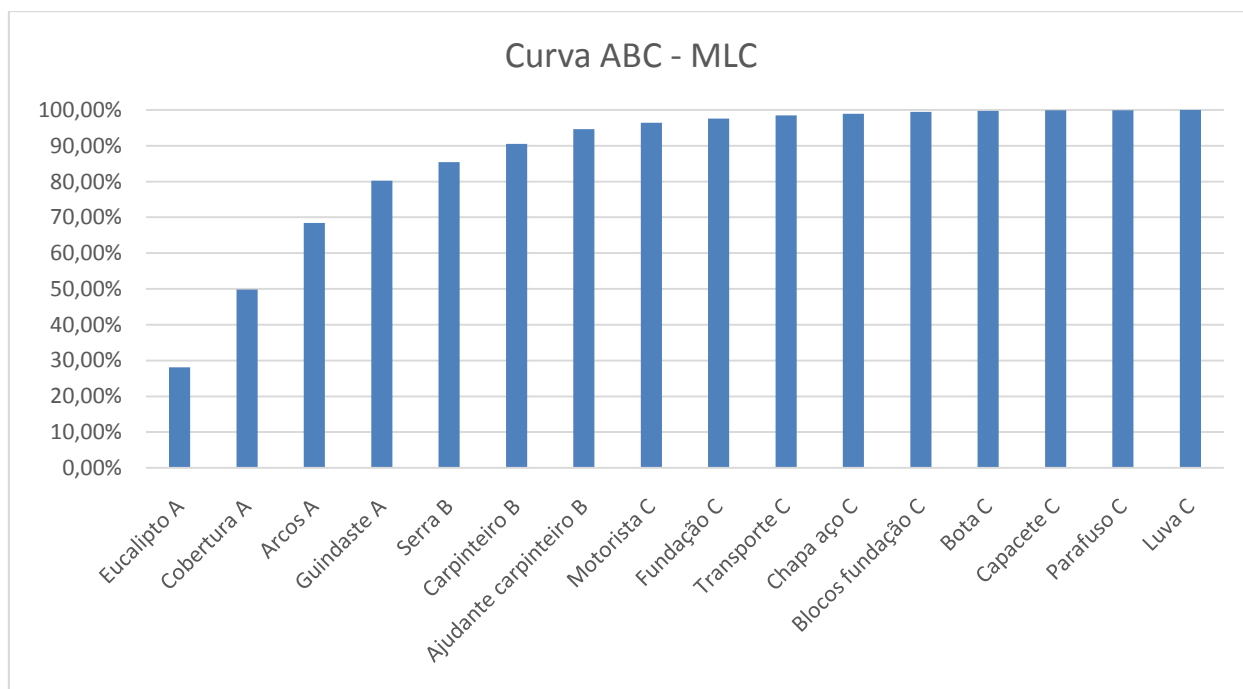


Gráfico 3 – Curva ABC da estrutura de madeira laminada colada.

É possível identificar que os serviços mais onerosos dessa estrutura são os elementos de eucalipto serrado, a cobertura, os arcos e o guindaste, acumulando de 80% dos custos da obra. A mão de obra e a serra circular representam cerca de 15% do total orçado e, itens como EPI, ligações (chapas de aço e parafusos) e blocos de fundação, acumulam os 5% restantes.

O gráfico 4 indica o cronograma estimado para a montagem da estrutura.

Gráfico de Gantt - Madeira laminada colada								
Semana								
Serviço	1	2	3	4	5	6	7	8
Aquisição dos Arcos								
Colocação dos pilares								
Colocação dos arcos								
Execução das rótulas								
Colocação das terças								
Colocação das telhas								

Gráfico 4 – Gráfico de Gantt para a execução da estrutura de madeira laminada colada.

Foi considerado que os pilares serão posicionados durante o tempo necessário para a execução dos arcos. A colocação dos mesmos se dará concomitante à execução das rótulas e, quando um número suficiente de arcos estiver posicionado, terá início a colocação das terças. Ao final, serão posicionadas as telhas.

4.11 CONSIDERAÇÕES CONSTRUTIVAS

Para o efetivo uso da estrutura será preciso ao menos vedações nas laterais do edifício em alvenaria, estrutural ou não, para seu contraventamento. Como já mencionado, o edifício necessitará de forros internos para ocultar o PU das telhas, desde que leves, bem como outros elementos indesejáveis de instalações prediais ou mesmo de contraventamento. Todas as peças da estrutura terão que estar de acordo com o tipo e seções descritas neste projeto básico, nas suas corretas disposições, sendo que todas as peças da cobertura estarão na sua posição “ao alto”, ou seja, com maior momento de inércia no mesmo sentido das cargas predominantes no elemento. As telhas podem ser trocadas desde que possuam menor ou igual peso próprio e resistência equivalente à telha descrita em projeto, se o cliente desejar. Será preciso a

construção de estruturas auxiliares para o apoio de reservatórios ou outros utensílios de peso elevado. Foi considerado que as deformações por recalque são desprezíveis e que não houve variações significativas de temperatura entre o ambiente interno e externo.

As mesmas considerações acima são válidas para a estrutura em madeira serrada. O arco de MLC será executado com terceiros, pois necessita de mão de obra e equipamentos especializados, sendo a espécie de madeira e as dimensões do arco determinadas no subitem 4.5.

5 COMPARAÇÃO

Neste capítulo é feita uma comparação entre os resultados obtidos para as duas soluções estruturais estudadas anteriormente, MLC e madeira serrada. São abordados aspectos estruturais, arquitetônicos, estéticos, de utilização, construtivos e de custos.

5.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Em relação ao dimensionamento a NBR 7190 cita mudanças como o desconto de emendas na inércia e a alteração no k_{mod} 3 para elementos curvos de MLC, tal alteração implicou em uma minoração de 2% na resistência global do arco para a estrutura estudada neste trabalho, como visto no subitem 4.2. Há a ressalva de que cabe a empresa fornecedora de MLC a realização de ensaios normatizados pela NBR 7190 para verificação de sua resistência. Não existe, no entanto, uma norma específica para estruturas e peças em MLC, como também não é uma tecnologia bem difundida no país.

A solução estrutural em MLC tem um caminho de esforços internos mais natural e simples do que a estrutura em madeira serrada. Seu carregamento proveniente da cobertura é absorvido pelos arcos por meio de flexo-compressão com esforço cortante, através das terças, em flexão e cortante, e descarregado nos pilares em flexo-compressão e cortante. Na estrutura de madeira serrada, existem elementos intermediários (caibros e ripas), em flexão oblíqua com cortante, também o próprio caminho da treliça por onde as tensões são transferidas, através de banzos e diagonais, até os pilares por esforço normal de tração e compressão, como indicado pela figura 17 abaixo. Na estrutura em MLC, não se mostrou viável a utilização de caibros e ripas na cobertura, pois os caibros teriam que ser elementos curvos, já que são peças que seguem o formato do telhado, então se optou pelo aumento na quantidade de terças com a eliminação desses elementos intermediários. Na figura 17 também se pode notar a ausência de pilar intermediário na estrutura

em arco, isso se deve ao seu próprio formato arqueado que dispensa o uso de apoios intermediários.

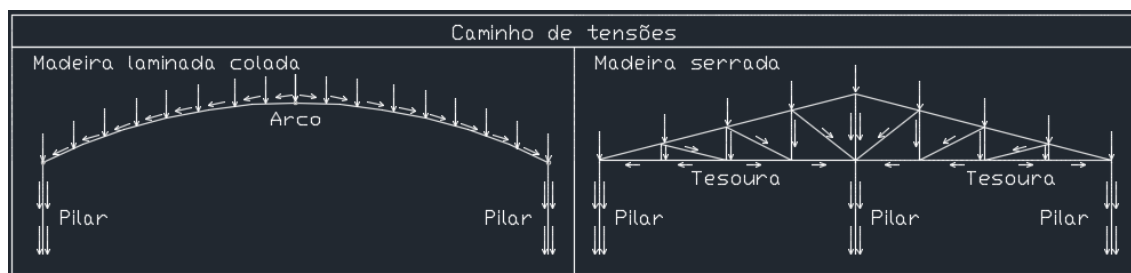


Figura 17 – Representação do caminho de tensões nas duas estruturas.

Como visto na figura 17 anterior, a solução em MLC possui maior espaço interno se comparado à estrutura de madeira serrada, isso pode ser evidenciado calculando as áreas internas livres entre o piso e o limite interno da estrutura (arco e banzos inferiores). Foi encontrado que a área livre da estrutura de MLC é de $97,83 \text{ m}^2$, enquanto que a de madeira serrada é de $70,27 \text{ m}^2$. A MLC apresenta assim um aumento de 39% de espaço interno se comparado à estrutura de madeira serrada.

A estrutura em arco tem menos ligações que a estrutura de madeira serrada. Para a MLC, foi determinado o uso de 33 ligações contra 176 da treliça de madeira serrada, uma redução de 4,3 vezes em quantidade. Além da redução de custos, o menor número de ligações implica em maior facilidade construtiva. As ligações também são pontos de concentração de tensões e, portanto, pontos que demandam maior atenção no caminhamento dos esforços internos em uma estrutura. Com um número menor de ligações e pontos de mudança no fluxo das tensões, os esforços internos no arco encontram caminhos mais suaves e constantes, o que aperfeiçoa a solução estrutural. Entretanto, as ligações na estrutura em MLC são mais específicas e demandam ser pré-fabricadas, assim como o próprio arco, de acordo com o projeto, diferentemente da estrutura em madeira serrada que, nesse aspecto, é majoritariamente composta por parafusos ou outros elementos de fuste cilíndricos facilmente adquiridos no mercado.

O contraventamento das duas opções estruturais é semelhante, há o contraventamento lateral por vedação com paredes de alvenaria e o

contraventamento total da cobertura por dois tirantes cruzados em cada água do telhado, sendo estes tirantes ligados, por um lado, no topo de um pilar e, pelo outro, no fim da terça de sentido oposto. Há a necessidade da passagem dos tirantes entre o arco e as terças na solução de MLC, seguindo a forma curva e rente ao telhado, evitando assim tirantes expostos e suspensos, para não comprometer aspectos estéticos do edifício. Tais contraventamentos são preconizados pela norma NBR 7190 e servem para aumentar a estabilidade global do edifício contra deformações horizontais excessivas.

Além da redução do número de ligação já comentado anteriormente, há a redução de volume de madeira utilizada, que indica assim uma maior otimização de material empregado, como também a redução de peso próprio atuante na estrutura decorrente disso. Não houve diferenças significativas entre os pesos específicos das duas soluções estruturais devido à semelhança nesse aspecto das madeiras empregadas. A tabela 9 a seguir exemplifica as comparações de volumes, ligações, áreas internas e pesos ditas anteriormente:

	MLC	Serrada	Variação
Ligações (u.n.)	33	176	433,33%
Volume de madeira (m ³)	17,87	24,08	34,75%
Peso específico (kgf/m ³)	981	975	-0,61%
Peso calculado (kgf)	17531	23478	33,93%
Contraventamento	4 tirantes 1/2"	4 tirantes 1/2"	-
Área interna livre (m ²)	97,83	70,27	-28,17%

Tabela 9 – Comparação entre estrutura de MLC e madeira serrada.

O volume de madeira foi calculado com base nos dados do dimensionamento apresentado, bem como o número de ligação. Os pesos específicos foram obtidos através de tabelas do IPT e da NBR 7190, considerando que a espécie do eucalipto é de classificação C 40.

Existe a possibilidade de aumentar o espaçamento entre os pórticos de MLC, reduzindo assim o número de pilares e arcos na estrutura. Com o aumento desse espaçamento, haverá acréscimo de tensões em todos os elementos estruturais e também de instabilidades, podendo ser necessário o aumento de suas seções transversais ou, ainda, o aumento na quantidade de

elementos estruturais, como de terças e elementos para seu contraventamento, caso fosse constatado instabilidade por flambagem lateral. Com isso, foi realizado um pequeno estudo sobre a possibilidade de aumento do espaçamento entre os pórticos redimensionando suas terças. É obtido que, para dobrar o espaçamento entre os pórticos de arcos em MLC (de 3,63 m para 7,26 m), seria necessário o uso de terças de seção 10X20 cm, indicando uma seção transversal 2,58 vezes maior que a da terça calculada anteriormente (subitem 4.4). A peça não necessita de contraventamentos laterais, pode ser feita em MLC devido suas dimensões elevadas, e seu critério de dimensionamento principal é de deformação limite (2 mm abaixo do limite). Entretanto, um estudo mais detalhado exigiria o redimensionamento dos arcos e pilares, mas não foram previstos neste trabalho.

As tabelas 10 e 11 a seguir mostram os esforços internos calculados para os pilares de extremidade das estruturas. É possível perceber que a maior parte dos esforços analisados é consideravelmente maior na estrutura de MLC, destacando-se o empuxo e o momento gerado na base do pilar, que sofrem uma queda de em torno 80% na magnitude dos esforços para ambos ELU e ELS se comparado a variação desses esforços da estrutura de MLC para a de madeira serrada. No entanto, como indicado pela tabela 14, a estrutura treliçada possui 50% a mais de pilares, assim, mesmo a estrutura em arco sendo 33,93% mais leve (ver tabela 9), os esforços nos pilares de extremidade são maiores se comparados com a estrutura de madeira serrada. O empuxo horizontal nos pilares na estrutura de MLC pode ser amenizado com a execução de tirantes metálicos ligando os dois apoios dos arcos, ou topos de pilares, em cada pórtico, sendo que tais tirantes suportariam grande parte do empuxo gerado pelo arco como tensão de tração atuante, o que poderia diminuir as seções dos pilares, entretanto isso não foi previsto neste trabalho.

Fsd - ELU	MLC	Serrada	Variação
q (kN/m)	2,3	2,3	0,00%
V (kN)	18,7	14,8	-20,86%
H (kN)	36,6	7,0	-80,87%
M (kN/m)	142,4	38,8	-72,75%

Tabela 10 – Esforços atuantes nos pilares de extremidade, para estado limite último.

Fsd - ELS	MLC	Serrada	Variação
q (kN/m)	0,0	0,0	0,00%
V (kN)	9,4	5,2	-44,68%
H (kN)	17,9	3,0	-83,24%
M (kN/m)	62,7	10,5	-83,25%

Tabela 11 – Esforços atuantes nos pilares de extremidade, para estado limite de serviço.

Onde:

V é a carga vertical no pilar, q é a carga distribuída considerada devido a ventos, H é a carga horizontal ou empuxo no pilar, M é o momento na base do pilar. A carga distribuída ocorre apenas no ELU, onde há a consideração de ventos na estrutura. Todas as cargas no ELU são majoradas ou minoradas de acordo com seus respectivos coeficientes de ponderação e as cargas no ELS são características.

Na tabela 12 a seguir são ilustradas as tensões máximas atuantes tanto no arco em MLC quanto nas barras da treliça de madeira serrada para fins comparativos. É observado que o arco apresenta considerável acréscimo de tensões de compressão e menores trações atuantes, tal fato se deve pelo arco se apresentar próximo da linha de pressão devido suas características geométricas.

Elemento	Tensão máxima (MPa)	
	Compressão	Tração
Banzo S5	3,5	-
Banzo S1	-	3,2
Arco	9,0	1,7

Tabela 12 – Tensões máximas de compressão e tração das barras da treliça e do arco.

Em relação às deformações máximas, a treliça apresenta 4,35 mm nos nós 8 e 13 (ver figura 10), enquanto que o arco apresenta 34,5 mm no meio do vão, ambas abaixo do limite estabelecido pelo ELS. A considerável diminuição das deformações na treliça em relação ao arco se deve ao fato de que treliças são estruturas muito mais rígidas devido a configurações de suas barras, como também devido ao fato de possuírem apoio intermediário, no caso estudado neste trabalho, que reduz pela metade seu vão livre. Também, se pode considerar o fato de que as treliças tiveram suas peças majoradas para a fixação das ligações consideradas, que podem ter contribuído para a diminuição das deformações em geral.

A seguir, na tabela 13, são mostradas as características e tensões das terças utilizadas nas duas soluções estruturais para fins de comparação. Nota-se que as duas terças apresentam deformações e tensões normais (σ_y e σ_x) equivalentes com variações não significativas, é apresentando também uma significativa redução na tensão cisalhante de cálculo ($\tau_{0,d}$) no caso da MLC. Entretanto, há o ressalve de que as terças na estrutura de madeira serrada possuem as mesmas tensões independente de sua posição na cobertura, diferentemente das terças da MLC que possuem diferentes configurações de tensões devido às várias inclinações das peças em relação ao eixo horizontal (0° a 29°), já que essas terças acompanham o comprimento do arco e são ortogonais a ele, diferenciando assim as composições de momentos atuantes nas suas flexões oblíquas de acordo com sua posição. Isso pode acarretar em superdimensionamento da maioria das peças em detrimento de uma configuração crítica para determinada terça isolada, já que foi adotado seção transversal única para todos os elementos, apresentando assim indício de dimensionamento não otimizado. Todavia, a customização de terças em função da sua inclinação variável com o eixo horizontal pode levar ao aumento de custos devido a um projeto e execução mais complexos, com maior suscetibilidade a erros. Além das diferentes inclinações observadas nas terças da MLC, seus espaçamentos são reduzidos para 1,31 m para evitar o uso de caibros e ripas, como já discutido anteriormente, e também para melhor contraventar o arco de MLC.

Terça	Espaçamento (m)	Comprimento (m)	Deformação máxima (mm)	Inclinação	Tensões máximas (MPa)		
					σ_y	σ_x	$\tau_{0,d}$
Madeira serrada	2,56	3,63	8,53	15°	6,78	3,39	1,00
MLC	1,31	3,63	9,31	0° a 29°	7,63	5,09	0,38

Tabela 13 – Características, deformações e esforços atuantes nas terças de MLC e de madeira serrada.

5.2 ASPECTOS ARQUITETONICOS, ESTÉTICOS E DE UTILIZAÇÃO

Em relação à arquitetura do estabelecimento, a estrutura em MLC permite um ambiente mais limpo visualmente e com pé direito mais elevado, ampliando as possibilidades arquitetônicas e decorativas. O pé direito livre da estrutura de madeira serrada é de 3,5 m em qualquer ponto da estrutura, enquanto que o pé direito livre da estrutura de MLC varia de 3,5 m rente aos pilares a 5,9 m no meio do vão. Isso é alcançado devido à inexistência de elementos estruturais de altura intermediária, como os banzos inferiores da treliça e devido ao fato de o arco ser composto por apenas duas peças, enquanto a treliça é composta de dezessete elementos (entre banzos e diagonais). O apelo estético também é majorado na estrutura de MLC em função da redução de ligações parafusadas, da limpeza visual, do formato curvo da estrutura e cobertura, e pela própria MLC aparente.

Pode ser visto pelas plantas de pilares no anexo C que a estrutura de madeira serrada apresenta 50% a mais na quantidade de pilares que a MLC, estando o excesso localizado na linha central do restaurante, que dificulta a circulação de pessoas e que pode prejudicar a rentabilidade do estabelecimento. A ausência dos pilares também permite mudanças de *layout*, com a troca de funcionalidades de ambientes, inserção de móveis e divisórias no salão principal, de acordo com as necessidades arquitetônicas. Devido ao formato arqueado da estrutura de MLC, esses pilares centrais puderam ser retirados, melhorando a circulação do ambiente. A tabela 14 abaixo mostra

uma comparação de vãos livres e densidade de pilares para as soluções estruturais, exemplificando o que foi dito anteriormente.

	MLC	Serrada	Variação
Maior vão livre (m)	18,8	9,6	-49,20%
Menor vão livre (m)	3,4	3,4	0,00%
Pilares (u.n.)	22	33	50,00%
Área total (m ²)	466,56	466,56	0,00%
Densidade de pilares (u.n./m ²)	0,047	0,071	50,00%

Tabela 14 – Comparação entre pilares e vãos livres de MLC e madeira serrada.

A área foi obtida pela multiplicação da largura com o comprimento do restaurante em planta. Dividindo o número de pilares pela área total, foi obtida a densidade de pilares. Os vãos livres foram medidos em planta, de face a face de pilar, nas duas direções.

5.3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS E CRONOGRAMA

Pelos gráficos de Gantt mostrados para as duas soluções, é notável que a estrutura de MLC tenha o tempo de execução de obra estimada em dois meses, um mês a menos que a estrutura de madeira serrada. Como os arcos não são montados no canteiro de obra, é possível iniciar a colocação dos pilares e, ao mesmo tempo, produzir os arcos. Para o içamento das estruturas (arcos, treliças e pilares) foi considerado o guindaste citado na planilha de orçamentos, não existindo variação entre as duas estruturas. Também, devido à ausência de caibros e ripas na estrutura de MLC, a execução de sua cobertura é facilitada, mesmo que a colocação das telhas se dê da mesma forma. Há que se considerar a diferença entre o número de pilares das duas estruturas, com variação de 50%, como mostra a tabela 14 do item 5.2, fator esse que reduziu o tempo da obra em 2 semanas. Há também a possibilidade de eliminação do pilar intermediário da treliça, entretanto, para isso, em busca de uma solução otimizada, é necessária a reorganização de suas barras para

uma forma mais eficiente, com o fluxo de tensões caminhando no sentido dos apoios de extremidade, diferentemente da treliça analisada que possui fluxo de tensões indo principalmente para o pilar intermediário, como mostrado na figura 17.

5.4 CUSTOS

A estrutura em MLC oferece uma economia total de R\$ 50.408,74, que representa redução de 29,21% no custo total estimado em comparação com a estrutura de madeira serrada estudada.

Para as duas soluções em estudo, o item mais oneroso do orçamento é a própria madeira, como pode ser visto nas curvas ABC. Isso significa que se houver uma economia nesse material, por preço ou volume, haverá uma forte repercussão no custo total da obra. Essa economia pode ser majorada com a escolha de outra de madeira mais econômica, mas de mesma classe de resistência, observando-se os aspectos de durabilidade necessários (resistência a ataques biológicos e ambientais) e estética. O custo unitário da Itaúba foi considerado de R\$ 3.500,00/m³, contra R\$ 2.000,00/m³ do Eucalipto C 40 e R\$ 5.500,00/m³ para os arcos, o que implica em uma redução de 75% entre a Itaúba e o Eucalipto C 40. Com relação ao volume de material, a tabela 9 indica uma redução de 34,75% para a estrutura de MLC. Também, a tabela 15 abaixo indica a economia global de 67,91% para o material empregado na MLC. Uma justificativa para o elevado volume de madeira obtido na estrutura treliçada se deve à ineficiência das ligações consideradas, pois as seções transversais das barras tiveram que ser aumentadas para comportar o número de parafusos necessários e aumentar a resistência ao rasgamento da peça.

	MLC	Serrada	Variação
Preço da madeira (R\$/m³)	2.000,00	3.500,00	75,00%
Volume de madeira (m³)	13,74	24,08	75,25%
Preço do arco (R\$/m³)	5.500,00	-	-
Volume de arco (m³)	4,13	-	-
Custo (R\$)	50.195,00	84.280,00	67,91%

Tabela 15 – Comparação entre preço de madeira para MLC e madeira serrada.

A tabela 9 apresenta um comparativo entre os pesos das duas estruturas e mostra que a estrutura de MLC é 33,93% mais leve que a de madeira serrada. O menor peso contribui indiretamente com o orçamento mais barato da MLC, pois, devido ao menor peso, os custos com fundação são reduzidos. Como não é do escopo do presente trabalho o cálculo e detalhamento das fundações, seu custo foi apenas estimado com base em dados extraídos do Sinapi. A economia desse serviço foi de 28,25%, onde o custo para a estrutura em MLC foi estimado em R\$ 1.401,60 e, para a serrada, em R\$ 1.797,60.

Houve uma economia de 64,30% do preço total de equipamentos e mão de obra para a MLC em função do menor tempo de obra e manutenção do canteiro, como mostra a tabela 16 abaixo. No entanto, a mão de obra e parte dos equipamentos são classificados como itens B ou C, de acordo com os gráficos ABC expostos anteriormente. Isso faz com que a economia em manutenção de canteiro não seja tão expressiva no custo final da obra se comparado a redução de custos em itens de classificação A.

	MLC	Serrada	Variação
Serra (h)	120	160	33,33%
Guindaste com operador (h)	320	480	50,00%
Mão de obra (h)	320	480	50,00%
Preço total de equipamentos e mão de obra (R\$)	34.329,20	56.401,60	64,30%

Tabela 16 – Comparação entre gastos com manutenção do canteiro e mão de obra para MLC e madeira serrada.

Foi arbitrado um cenário hipotético onde o tempo de execução das duas estruturas se equivale. Assim, com o tempo de montagem das duas estruturas estimado em dois meses, o valor para MLC permanece o mesmo (R\$ 122.355,51), mas o preço da serrada passa a ser de R\$ 159.071,05, uma diferença de R\$ 36.715,54 (23%). Isso permite avaliar se a estrutura de MLC continuaria mais econômica, mesmo com a redução de preço da estrutura serrada, se as treliças fossem montadas em fábricas, por exemplo.

6 CONCLUSÃO

A necessidade de edifícios comerciais de manter um elevado padrão estético vem da função de fornecer um ambiente agradável aos seus frequentadores. É notável também a necessidade de manter um ambiente limpo para a circulação de pessoas. Além disso, é importante a escolha de um material estrutural renovável como a madeira, o que é significativo para as questões ambientais.

A estrutura em MLC estudada neste trabalho fornece um espaço interno mais amplo e limpo visualmente, pois apresenta redução em 1/3 da quantidade de pilares em comparação com a madeira serrada e, também, o pé direito máximo 68,57% maior (ver desenho de cortes no anexo C) para o edifício. Além disso, a MLC possibilita a diminuição de 33,93% do peso próprio atuante na estrutura, a redução de um mês no tempo de execução da obra e a redução do custo total da obra em 29,21% se comparado com a estrutura de madeira serrada estudada.

Ainda, se comparado à estrutura de madeira serrada, a MLC estudada possui o apelo estético mais favorável devido à MLC aparente dos elementos estruturais e a presença de elementos e telhado curvos, que podem ser fatores favoráveis no caso de edifícios comerciais, como também maiores possibilidades arquitetônicas devido à ausência de pilares no centro do edifício e pé direito mais elevado.

Um fator determinante para justificar o elevado preço da estrutura em madeira serrada é o fato de que as seções transversais das barras de sua treliça de sustentação do telhado tenham sido aumentadas devido à fixação de ligações em parafuso, onde estes exigiram seções maiores. Esse empecilho pode ser amenizado com o estudo de ligações entre elementos da treliça mais eficientes.

Há que se salientar que a madeira aparente, para uso em construção civil, está sujeita a degradação biológica (cupins, fungos e bactérias) e ambiental (umidade e variação térmica). Para contornar esse problema, deve-se lançar mão de produtos químicos e processos físico-químicos para o adequado tratamento da madeira, como o autoclave. Um projeto estrutural

conciliado com um projeto arquitetônico pode amenizar parte desses problemas, fornecendo insolação e ventilação adequadamente.

No presente trabalho foi considerado que as treliças são montadas no canteiro de obras. Existe a possibilidade de, da mesma forma que o arco, montá-las fora do canteiro de obras.

Como visto anteriormente, apesar de ser uma tecnologia promissora e vantajosa, as estruturas em MLC tem pouca utilização no Brasil, onde as construções em madeira, ainda insipientes, são majoritariamente em madeira serrada.

A falta de utilização de MLC provavelmente se deve a pouca divulgação dessa tecnologia. Em grades curriculares de cursos de Engenharia Civil, por exemplo, não existe a determinação de ser ministrada uma matéria específica sobre o assunto, cabendo ao aluno a busca pelo entendimento e especialização.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **NBR 6120: Cargas para Edificações**. Rio de Janeiro. 1980.

ABNT. **NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro. 1988.

ABNT. **NBR 7190: Projetos de Estruturas de Madeira**. Rio de Janeiro. 1997.

BILÉ ARQUITECTOS. **Restaurante Rodízio**. Disponível em: <<http://www.bilearquitectos.com/blog/projectos/restaurante-rodizio/>>. Acesso em: 28/05/2015.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL – CEF. **SINAPI Versão de 7/2014**. 2014. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 20/08/2015

CRYSTAL MOUNTAIN. **Campbell Basin Lodge**. 2013. Disponível em: <<http://crystallmountainresort.com/dining/campbell-basin-lodge/>>. Acesso em: 03/04/2015.

CURITIBA. SECRETARIA MUNICIPAL DA SAÚDE. **Orientações Técnicas para Restaurantes, Cozinhas e Lanchonetes**. Disponível em: <<http://www.saude.curitiba.pr.gov.br/index.php/vigilancia/sanitaria/orientacoes-tecnicas?id=84>>. Acesso em: 29 nov. 2015.

DEBS, Mounir K. El. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1. ed.: EESC USP, 2000.

ESMARA ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Arcos de Eucalipto Laminado Colado**. [mensagem pessoal] Mensagem recebida por:<esmara@terra.com.br>. em: 23/07/2015.

FRETEBRAS (Brasil). **Catálogo de Fretes**. 2015. Disponível em: <<http://www.fretebras.com.br/fretes/carga-de-rs/4/>>. Acesso em: 21/10/2015.

GESUALDO, Francisco A. Romero. **Estruturas de Madeira: Notas de Aula**. 2003. Disponível em:
<http://www.feciv.ufu.br/sites/feciv.ufu.br/files/Anexos/Bookpage/Notas_de_Aula_Madeiras.pdf>. Acesso em: 13/05/2015.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. **Manual de Identificação das Principais Madeiras Comerciais brasileiras**. São Paulo: IPT, 1983. 241p. (publicação IPT No. 1226).

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. **Fichas de Características das Madeiras Brasileiras**. 2a ed. São Paulo: IPT, 1989a. 418p. (publicação IPT No 1791).

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. **Informações Sobre Madeiras**. 2015. Disponível em:
<http://www.ipt.br/informacoes_madeiras/60.htm>. Acesso em: 25/10/2015.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como Preparar Orçamentos de Obras: Dicas para Orçamentistas, Estudos de Caso, Exemplos**. São Paulo: PINI, 2007.

MEIA COLHER. **Ripas, Caibros e Terças**. Disponível em:
<<http://www.meiacolher.com/2015/09/diferenca-entre-trama-ripa-caibro-e.html>>. Acesso em: 13/11/2015

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. São Paulo: LTC, 2008.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Madeira**. 6. ed. São Paulo: LTC, 2003.

SILVA, Mauro César de Brito e. **Estrutura e Arquitetura**. 2006. Disponível em:
<<http://professor.ucg.br/siteDocente/admin/arquivosUpload/3095/material/Estrutura>>. Acesso em: 22/06/2015.

SZÜCS, C.A.; TEREZO, R. F.; VALLE, A. do, MORAES, P.D. de. **Estruturas de madeira**. Florianópolis: UFSC, 2008. Versão 2. Disponível em:
<<http://www.giem.ufsc.br/upload/20090317173248.pdf>> Acesso em: 03/04/2015.

VIEIRA, Hélio Flavio. **Logística Aplicada à Construção Civil: Como Melhorar o Fluxo de Produção nas Obras**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2006.

WAHRHAFTIG, Alexandre de Macêdo. **Comentários Sobre a Madeira Como Material Estrutural**. 2012. Disponível em: <http://www.abenc-ba.org.br/index.php?option=com_content&view=article&id=523:comentarios-sobre-a-madeira-como-material-estrutural&catid=13:artigostecnicos&Itemid=87>. Acesso em: 11/11/2015.

WOLF COMPANY. **Cotação**. [mensagem pessoal] Mensagem recebida por: <aleswolf@gmail.com>. em: 12/10/2015

ZANINI, Hairon Mazzucco; VITO, Marcio. **Dimensionamento e Levantamento de Custos de Uma Trelça de Madeira em Coberturas de Pavilhões Utilizando Como Parâmetro Uma Trelça Metálica**. 2011. Disponível em: <<http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/1537/1/Hairon%20Mazzucco%20Zanini.pdf>>. Acesso em: 18/04/2015.

8 ANEXOS

8.1 ANEXO A – FIGURAS

As figuras a seguir apresentam os resultados dos coeficientes de pressões externas nas paredes, tanto para a estrutura em madeira serrada quanto para MLC. Sendo as figuras geradas pelo software Visual Ventos (v2.0).

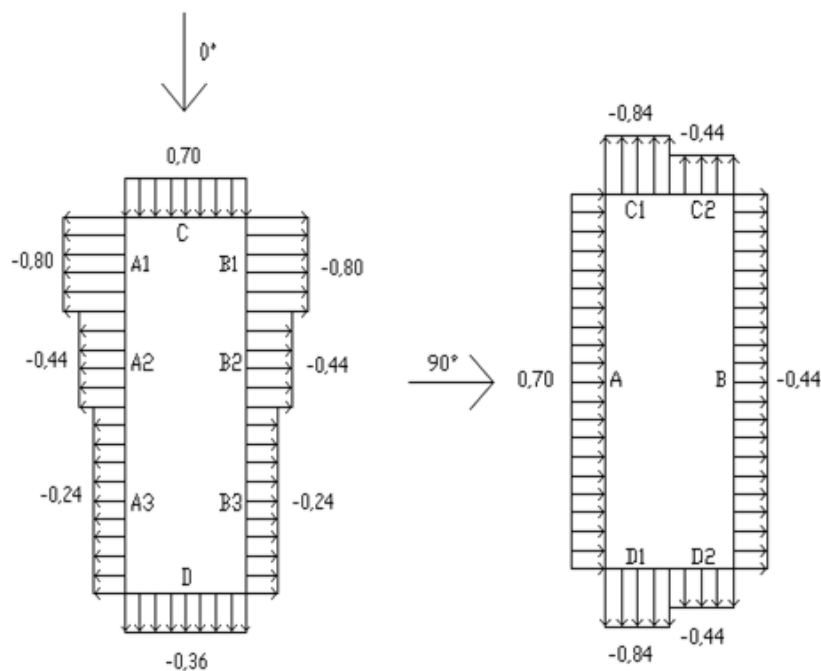


Figura 18 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} nas paredes.

A seguir é mostrado nas figuras os coeficientes de pressões externas nos telhados da estrutura em madeira serrada. Sendo as figuras geradas pelo software Visual Ventos (v2.0).

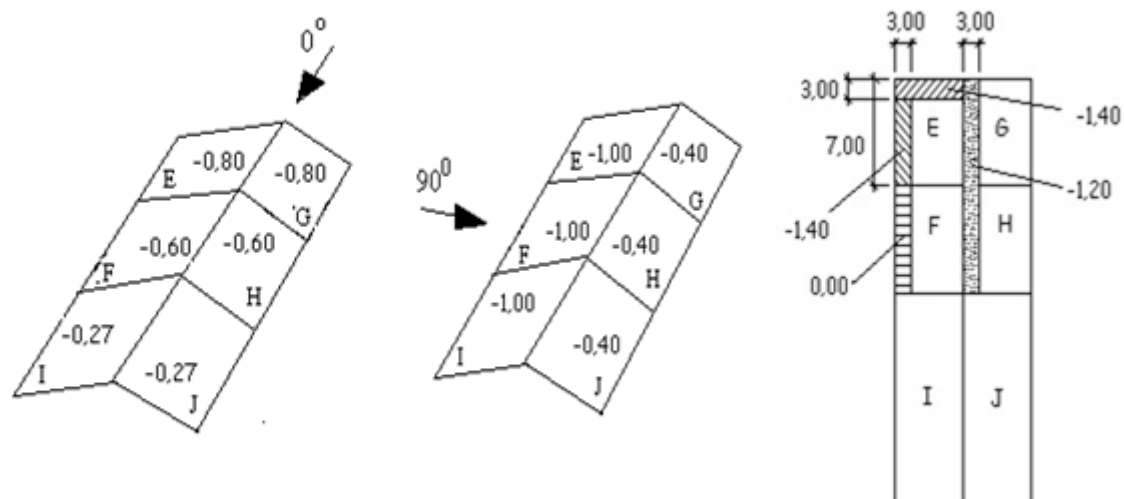


Figura 19 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} na cobertura do telhado plano.

Também é mostrado os coeficientes de pressões externas nos telhados da estrutura em MLC, sendo que a direção a 0° equivale à direção do maior comprimento do edifício na figura a seguir.

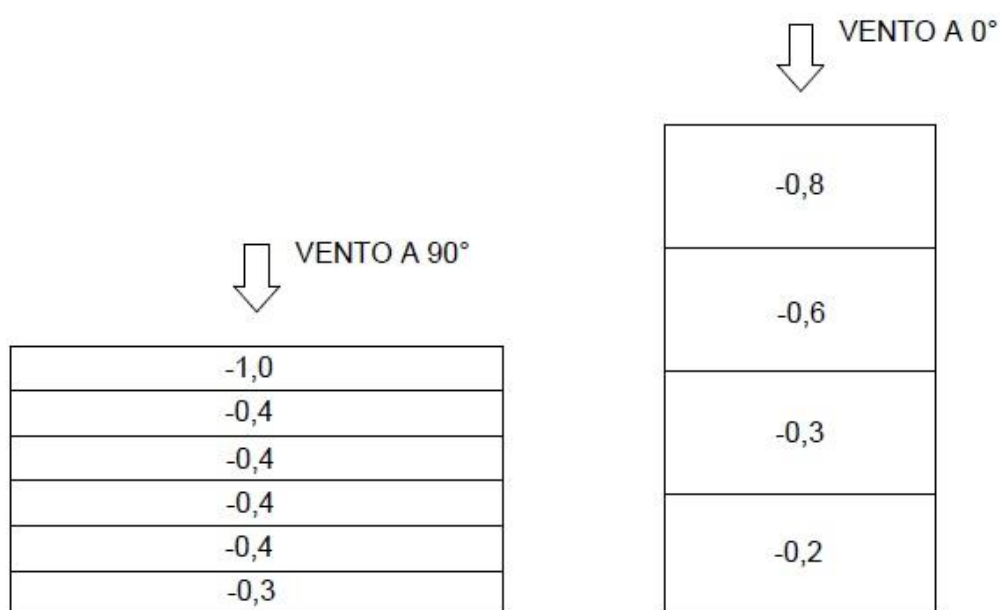


Figura 20 – Representação gráfica dos resultados de C_{pe} na cobertura do telhado curvo.

8.2 ANEXO B – TABELAS

É dado, a seguir, dado os valores gerados de coeficientes de pressões externas para as paredes da edificação e para o telhado da estrutura em madeira serrada.

Ventos - C_{pe}								
0°				90°				
A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2	C_{pe} -médio
-0,80	-0,44	0,7	-0,34	0,70	-0,44	-0,84	-0,44	-0,94

Tabela 17 – Pressões de vento nas paredes externas.

Ventos - C_{pe}								
90°		0°						
EF	GH	EG	FH	IJ	Rsh1	Rsh2	Rsh3	Rsh4
-1,00	-0,40	-0,80	-0,60	Interpolado	-1,40	-1,40	-	-1,20
				(-0,27)				

Tabela 18 – Coeficientes de pressão externa obtidos no telhado plano.

A tabela a seguir indica as propriedades estruturais da madeira utilizada na estrutura de madeira serrada e seus coeficientes de correção.

Itaúba - dados: IPT	
Relação de dados obtidos:	
ρ_{ap} (U = 15%)	960,00 kgf/m ³
$f_{c0,m}$ (U = 15%)	68,40 MPa
$f_{t0,m}$ (U = 15%)	126,00 MPa
$f_{v,m}$ (U = 20%)	12,10 MPa
$E_{c0,m}$ (U = 20%)	16387,00 MPa
Normalização dos dados para umidade relativa de 12%:	
ρ_{ap} (U = 12%)	945,02 kgf/m ³
$f_{c0,m}$ (U = 12%)	74,56 MPa
$f_{t0,m}$ (U = 12%)	137,34 MPa
$f_{v,m}$ (U = 12%)	15,00 MPa
$E_{c0,m}$ (U = 12%)	20319,88 MPa
Obtenção de dados característicos e de cálculo:	
$E_{c0,m}$	20319,88 MPa
$f_{c0,k}$	52,19 MPa
$f_{c90,k}$	13,05 MPa
$f_{t0,k}$	96,14 MPa
$f_{v,k}$	8,40 MPa

γ_c	1,40
γ_v	1,80
kmod 1	0,70
kmod 2	0,80
kmod 3	1,00
kmod	0,56
$E_{c0,ef}$	11379,13 MPa
$f_{c0,d}$	20,88 MPa
$f_{t0,d}$	29,91 MPa
$f_{e0,d}$	20,88 MPa
$f_{v,d}$	2,61 MPa

Tabela 19 – Propriedades físicas da madeira Itaúba.

Onde:

$f_{c0,k}$, $f_{t0,k}$, $f_{v,k}$, são as resistências características à compressão e à tração paralelas às fibras, e ao cisalhamento, respectivamente;

$f_{c0,m}$, $f_{t0,m}$, $f_{v,m}$, são as resistências médias à compressão e à tração paralelas às fibras, e ao cisalhamento, respectivamente;

γ_{wc} , γ_{wv} , γ_{wt} são os coeficientes de minoração das resistências características à compressão, ao cisalhamento e à tração, respectivamente;

$E_{c0,m}$, $E_{c0,ef}$ são o módulo elástico médio e o efetivo;

$f_{c0,d}$, $f_{t0,d}$, $f_{v,d}$, $f_{e0,d}$ são as resistências de cálculo à compressão e à tração paralelas às fibras, ao cisalhamento e ao embutimento, respectivamente;

$f_{c90,d}$ é a resistência de cálculo à compressão normal às fibras;

kmod é o coeficiente de modificação da madeira.

Na tabela a seguir são expostas as características estruturais gerais das ripas da cobertura em estrutura de madeira serrada, também seu carregamento característico e de cálculo.

Peça	5,08x5,08cm
I_x	55,50 cm ⁴
I_y	55,50 cm ⁴
W_x	21,85 cm ³
W_y	21,85 cm ³
φ	2,00
Vão	1,82 m
$q_{\text{sobrecarga,d}}$	1,00 kN
$q_{\text{sobrecarga,dx}}$	0,26 kN
$q_{\text{sobrecarga,dy}}$	0,97 kN
$g_{\text{ripa,d}}$	0,15 kN/m
$g_{\text{ripa,dx}}$	0,04 kN/m
$g_{\text{ripa,dy}}$	0,14 kN/m
$g_{\text{ripa,kx}}$	0,03 kN/m
$g_{\text{ripa,ky}}$	0,10 kN/m

Tabela 20 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das ripas do telhado plano.

Onde:

I_x , I_y são os momentos de inércia em relação aos eixos principais de inércia da peça;

W_x , W_y são os módulos de resistência à flexão em relação aos eixos principais de inércia da peça;

φ é o coeficiente de fluência dado pela tabela 15 da NBR 7190;

$g_{\text{ripa,d}}$ é o peso uniformemente distribuído de cálculo oriundo das telhas e da ripa;

$g_{\text{ripa,dx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{ripa,d}}$ incidente no eixo x,y;

$g_{\text{ripa,k}}$ é o peso uniformemente distribuído característico oriundo das telhas e da ripa;

$g_{\text{ripa,kx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{ripa,k}}$ incidente no eixo x,y;

$q_{\text{sobrecarga,d}}$ é a carga pontual accidental na cobertura de 1 kN de acordo com o item 2.2.1.4 da NBR 6120;

$q_{\text{sobrecarga,dx,y}}$ é a parcela de $q_{\text{sobrecarga,d}}$ incidente no eixo x,y.

A seguir é dado os momentos fletores máximos incidentes nas ripas da estrutura em madeira serrada, como também suas reações máximas características e de cálculo.

Momentos fletores e reações de apoio:	
Momento máximo,d (x)	0,10 kNm
Momento máximo,d (y)	0,40 kNm
R _{.máx.ripa,yd}	1,30 kN
R _{.máx.ripa,zd}	0,00 kN
R _{.máx.ripa,xd}	0,40 kN
R _{.máx.ripa,yk}	0,20 kN
R _{.máx.ripa,zk}	0,00 kN
R _{.máx.ripa,xk}	0,10 kN

Tabela 21 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das ripas do telhado plano.

Onde:

R_{.máx.ripa,id} é a reação de apoio máxima de cálculo da ripa no seu respectivo eixo.

Os esforços internos das ripas da estrutura em madeira serrada são dados a seguir, também suas flechas e a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento de elementos fletidos.

Esforços Internos			
M_x	0,10 kNm		
σ_x	4,58 MPa		
M_y	0,40 kNm		
σ_y	18,31 MPa		
Q_x	0,40 kN		
τ_x	0,23 MPa		
Q_y	1,30 kN		
τ_y	0,76 MPa		
Flecha:			
w_y	1,130 mm		
w_x	0,380 mm		
w_e	1,192 mm		
$w_{,d}$	3,577 mm		
$w_{máx}$	12,133 mm		
Flexão Oblíqua:			
Km	0,50		
eq.(20)	0,66	<	1,00
eq.(21)	0,99	<	1,00
Instabilidade lateral:			
h/b	1,00		
β_m	5,75		
L_1/b	35,83	<	94,79 eq.(22)
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,79 MPa	< $f_{v,d}$	

Tabela 22 – Esforços internos e dimensionamento das ripas do telhado plano.

São expostas, a seguir, as características estruturais dos caibros da cobertura em estrutura de madeira serrada, também seu carregamento característico e de cálculo.

Peça	5,08X7,62cm
I_x	187,30 cm ⁴
I_y	83,25 cm ⁴
W_x	49,16 cm ³
W_y	32,77 cm ³
φ	2,00
Vão	2,58 m
$R_{\text{máx.ripa,dx}}$	0,40 kN
$R_{\text{máx.ripa,dy}}$	1,30 kN
$R_{\text{máx.ripa,kx}}$	0,10 kN
$R_{\text{máx.ripa,ky}}$	0,20 kN
$g_{\text{caibro,d}}$	0,06 kN/m
$g_{\text{caibro,dz}}$	0,01 kN/m
$g_{\text{caibro,dy}}$	0,05 kN/m
$g_{\text{caibro,kz}}$	0,01 kN/m
$g_{\text{caibro,ky}}$	0,04 kN/m

Tabela 23 – Resumo de ações atuantes e características estruturais dos caibros do telhado plano.

Onde:

$R_{\text{máx.ripa,dx,y}}$ é a reação de apoio máxima de cálculo obtida das ripas no eixo x,y;

$R_{\text{máx.ripa,kx,y}}$ é a reação de apoio máxima característica obtida das ripas no eixo x,y;

$g_{\text{caibro,d}}$ é o peso uniformemente distribuído de cálculo oriundo do caibro;

$g_{\text{caibro,dx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{caibro,d}}$ incidente no eixo x,y;

$g_{\text{caibro,k}}$ é o peso uniformemente distribuído característico oriundo do caibro;

$g_{\text{caibro,kx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{caibro,k}}$ incidente no eixo x,y.

São dados os momentos fletores máximos incidentes nos caibros da estrutura em madeira serrada, como também suas reações máximas características e de cálculo na tabela a seguir.

Momentos fletores e reações de apoio:	
Momento máximo,d (z)	0,10 kNm
Momento máximo,d (y)	0,60 kNm
R _{.máx.caibro,yd}	3,00 kN
R _{.máx.caibro,zd}	0,10 kN
R _{.máx.caibro,xd}	-0,80 kN
R _{.máx.caibro,yk}	0,60 kN
R _{.máx.caibro,zk}	0,10 kN
R _{.máx.caibro,xk}	-0,20 kN

Tabela 24 – Momentos fletores e reações de apoio máximas dos caibros do telhado plano.

Onde:

R_{.máx.caibro,id} é a reação de apoio máxima de cálculo do caibro no seu respectivo eixo.

São dados a seguir os esforços internos dos caibros da estrutura em madeira serrada, também suas flechas e a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento de elementos fletidos.

Esforços Internos			
M _x	0,10 kNm		
σ _x	3,05 MPa		
M _y	0,60 kNm		
σ _y	12,20 MPa		
Q _x	0,80 kN		
τ _x	0,31 MPa		
Q _y	3,00 kN		
τ _y	1,16 MPa		
Flecha			
w _y	2,300 mm		
w _x	0,299 mm		
w _e	2,319 mm		
w _d	6,958 mm		
w _{máx}	17,200 mm		
Flexão Oblíqua			
Km	0,50		
eq.(20)	0,44	<	1,00
eq.(21)	0,66	<	1,00

Instabilidade lateral			
h/b	1,50		
β_m	6,89		
L_1/b	25,39	<	79,12 eq.(22)
Cisalhamento			
$\tau_{0,d}$	1,20 MPa	< $f_{v,d}$	

Tabela 25 – Esforços internos e dimensionamento dos caibros do telhado plano.

A seguir são expostas as características estruturais gerais das terças da cobertura em estrutura de madeira serrada, também seu carregamento característico e de cálculo.

Peça	7,62X15,24 cm
I_x	2247,65 cm ⁴
I_y	561,91 cm ⁴
W_x	294,97 cm ³
W_y	147,48 cm ³
φ	2,00
Vão	3,63 m
$R_{\text{máx.caibro,yd}}$	3,00 kN
$R_{\text{máx.caibro,zd}}$	0,10 kN
$R_{\text{máx.caibro,xd}}$	-0,80 kN
$R_{\text{máx.caibro,yk}}$	0,60 kN
$R_{\text{máx.caibro,zk}}$	0,10 kN
$R_{\text{máx.caibro,xk}}$	-0,20 kN
$g_{\text{terça,d}}$	0,17 kN/m
$g_{\text{terça,dx}}$	0,04 kN/m
$g_{\text{terça,dy}}$	0,16 kN/m
$g_{\text{terça,kx}}$	0,03 kN/m
$g_{\text{terça,ky}}$	0,12 kN/m

Tabela 26 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das terças do telhado plano.

Onde:

$R_{\text{máx.caibro,dx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima de cálculo obtida dos caibros no eixo x,y,z;

$R_{\text{máx.caibro,kx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima característica obtida dos caibros no eixo x,y,z;

$g_{\text{terça,d}}$ é o peso uniformemente distribuído de cálculo oriundo da terça;

$g_{\text{terça,dx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{terça,d}}$ incidente no eixo x,y;

$g_{\text{terça},k}$ é o peso uniformemente distribuído característico oriundo da terça;

$g_{\text{terça},kx,y}$ é a parcela de $g_{\text{terça},k}$ incidente no eixo x,y.

Os momentos fletores máximos incidentes nas terças da estrutura em madeira serrada, como também suas reações máximas características e de cálculo, são expostos na seguinte tabela:

Momentos fletores e reações de apoio:	
Momento máximo,d (x)	0,50 kNm
Momento máximo,d (y)	2,00 kNm
$R_{\text{máx.terça},yd}$	7,30 kN
$R_{\text{máx.terça},zd}$	-0,20 kN
$R_{\text{máx.terça},xd}$	1,90 kN
$R_{\text{máx.terça},yk}$	1,80 kN
$R_{\text{máx.terça},zk}$	0,10 kN
$R_{\text{máx.terça},xk}$	0,60 kN

Tabela 27 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das terças do telhado plano.

Onde:

$R_{\text{máx.terça},id}$ é a reação de apoio máxima de cálculo da terça no seu respectivo eixo.

Os esforços internos das terças da estrutura em madeira serrada, também suas flechas e a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento de elementos fletidos, é dado a seguir.

Esforços Internos	
M_x	0,50 kNm
σ_x	3,39 MPa
M_y	2,00 kNm
σ_y	6,78 MPa
Q_x	1,90 kN
τ_x	0,25 MPa
Q_y	7,30 kN
τ_y	0,94 MPa
Flecha	
w_y	1,789 mm
w_x	2,210 mm
w_e	2,843 mm
w_d	8,530 mm
$w_{\text{máx}}$	24,200 mm

Flexão Oblíqua			
Km	0,50		
eq.(20)	0,32	<	1,00
eq.(21)	0,41	<	1,00
Instabilidade lateral			
h/b	2,00		
β_m	8,45		
L_1/b	23,82	<	64,49 eq.(22)
Cisalhamento			
$\tau_{0,d}$	1,00 MPa		< $f_{v,d}$

Tabela 28 – Esforços internos e dimensionamento das terças do telhado plano

A tabela a seguir indica as coordenadas dos nós da treliça, tendo por base um sistema cartesiano com o nó N como origem, de acordo com a figura 10, também reapresentada a seguir:

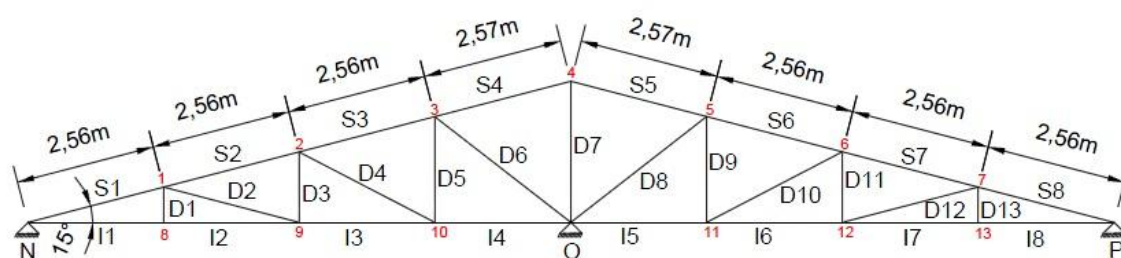


Figura 10 – Disposição da treliça e sua nomenclatura.

Coordenadas		
Nó	x (m)	y (m)
N	0,00	0,00
8	2,48	0,00
9	4,96	0,00
10	7,44	0,00
O	9,93	0,00
11	12,42	0,00
12	14,90	0,00
13	17,38	0,00
P	19,86	0,00
1	2,48	0,64
2	4,96	1,28
3	7,44	1,93
4	9,93	2,57
5	12,42	1,93
6	14,90	1,28
7	17,38	0,64

Tabela 29 – Coordenadas dos nós da treliça

Na tabela a seguir é apresentada as barras da treliça com os respectivos comprimentos e as suas tensões normais internas de acordo com os carregamentos indicados, e também suas reações de apoio.

Comprimento das barras (m)		Cargas axiais nos nós N,1,2,3,4,5,6,7,P						
		[1]	[2]	g.treliça,d	g.treliça,k	F _{s,d}	F _{s,k}	
S1	2,56	-18,3 kN	-4,4 kN	-6,3 kN	-4,4 kN	-24,6 kN	-8,8 kN	Tensões axiais nas barras
S2	2,56	-6,7 kN	-1,6 kN	-2,3 kN	-1,6 kN	-9,0 kN	-3,2 kN	
S3	2,56	4,9 kN	1,2 kN	1,7 kN	1,2 kN	6,6 kN	2,4 kN	
S4	2,57	16,5 kN	4,0 kN	5,7 kN	4,0 kN	22,2 kN	8,0 kN	
S5	2,57	16,5 kN	4,0 kN	5,7 kN	4,0 kN	22,2 kN	8,0 kN	
S6	2,56	4,9 kN	1,2 kN	1,7 kN	1,2 kN	6,6 kN	2,4 kN	
S7	2,56	-6,7 kN	-1,6 kN	-2,3 kN	-1,6 kN	-9,0 kN	-3,2 kN	
S8	2,56	-18,3 kN	-4,4 kN	-6,3 kN	-4,4 kN	-24,6 kN	-8,8 kN	
D1	0,64	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	
D2	2,56	-14,8 kN	-3,6 kN	-4,0 kN	-2,8 kN	-18,8 kN	-6,4 kN	
D3	1,28	3,7 kN	0,9 kN	1,0 kN	0,7 kN	4,7 kN	1,6 kN	
D4	2,79	-16,1 kN	-3,9 kN	-4,4 kN	-3,0 kN	-20,5 kN	-6,9 kN	
D5	1,93	7,4 kN	1,8 kN	2,0 kN	1,4 kN	9,4 kN	3,2 kN	
D6	3,14	-18,2 kN	-4,4 kN	-4,9 kN	-3,4 kN	-23,1 kN	-7,8 kN	
D7	2,57	-14,8 kN	-3,6 kN	-4,8 kN	-3,4 kN	-19,6 kN	-7,0 kN	
D8	3,14	-18,2 kN	-4,4 kN	-4,9 kN	-3,4 kN	-23,1 kN	-7,8 kN	
D9	1,93	7,4 kN	1,8 kN	2,0 kN	1,4 kN	9,4 kN	3,2 kN	
D10	2,79	-16,1 kN	-3,9 kN	-4,4 kN	-3,0 kN	-20,5 kN	-6,9 kN	
D11	1,28	3,7 kN	9,0 kN	1,0 kN	0,7 kN	4,7 kN	9,7 kN	
D12	2,56	-14,8 kN	-3,6 kN	-4,0 kN	-2,8 kN	-18,8 kN	-6,4 kN	
D13	0,64	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	
I1	2,48	10,8 kN	2,6 kN	2,9 kN	2,0 kN	13,7 kN	4,6 kN	
I2	2,48	10,8 kN	2,6 kN	2,9 kN	2,0 kN	13,7 kN	4,6 kN	
I3	2,48	-3,6 kN	-0,9 kN	-1,0 kN	-0,7 kN	-4,6 kN	-1,6 kN	
I4	2,49	-17,9 kN	-4,4 kN	-4,8 kN	-3,4 kN	-22,7 kN	-7,8 kN	
I5	2,49	-17,9 kN	-4,4 kN	-4,8 kN	-3,4 kN	-22,7 kN	-7,8 kN	
I6	2,48	-3,6 kN	-0,9 kN	-1,0 kN	-0,7 kN	-4,6 kN	-1,6 kN	
I7	2,48	10,8 kN	2,6 kN	2,9 kN	2,0 kN	13,7 kN	4,6 kN	
I8	2,48	10,8 kN	2,6 kN	2,9 kN	2,0 kN	13,7 kN	4,6 kN	
R _{V,N}	-	11,2 kN	2,7 kN	3,6 kN	2,5 kN	14,8 kN	5,2 kN	Reações de apoio
R _{h,N}	-	3,8 kN	0,8 kN	3,2 kN	2,2 kN	7,0 kN	3,0 kN	
R _{V,O}	-	37,1 kN	9,0 kN	10,9 kN	7,6 kN	48,0 kN	16,6 kN	
R _{h,O}	-	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	
R _{V,P}	-	11,2 kN	2,7 kN	3,6 kN	2,5 kN	14,8 kN	5,2 kN	
R _{h,P}	-	-3,8 kN	-0,8 kN	-3,2 kN	-2,2 kN	-7,0 kN	-3,0 kN	

Tabela 30 – Esforços resultantes na treliça.

Sendo:

Valores negativos nas barras equivalem à compressão e positivo à tração;

R_v e R_h são a reação vertical e horizontal, respectivamente;

$$[1] = R_{\text{máx.terça,yd}};$$

$$[2] = R_{\text{máx.terça,yk}};$$

$$g_{\text{treliça,d}} = 2,01 \text{ kN};$$

$$g_{\text{treliça,k}} = 1,44 \text{ kN}.$$

A seguir é exposto as características estruturais gerais das barras da treliça.

Peça	7,62X15,24cm
I_x	2247,65 cm ⁴
I_y	561,91 cm ⁴
W_x	294,97 cm ³
W_y	147,48 cm ³
i_x	4,40 cm
i_y	2,20 cm
Área bruta	116,13 cm ²
Área líquida	69,68 cm ²
Comprimento de flambagem	257,00 cm
ϕ	2,00

Tabela 31 – Resumo das características estruturais da barra da treliça.

Onde:

i_x e i_y são o raio de giração do eixo x e y, respectivamente;

Área líquida é composta pela área bruta menos 40% devido a perfurações das ligações.

São expostos, a seguir, os esforços internos das barras da treliça, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão.

Compressão			
N_d	24,60	kN	
M_{di}	0,00	kNm	
λ_y	116,83	peça esbelta	
N_{cr}	501,55	kN	
N^*_g	24,60	kN	
e_{ig}	0,00	cm	
e_a	0,86	cm	
e_i	0,00	cm	
e_c	0,09	cm	
M_d	0,25	kNm	
σ_{Md}	1,67	MPa	
σ_{Nd}	3,53	MPa	
σ_{Mdi}	0,00	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,25	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	3,53	<	20,88 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,03	<	1,00

Tabela 32 – Esforços e dimensionamento à compressão das barras da treliça.

São mostrados os esforços internos das barras da treliça, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à tração, na tabela a seguir.

Verificação à tração			
N_d	22,20	kN	
M_{di}	0,00	kNm	
σ_{Mdi}	0,00	MPa	
σ_{Nd}	3,19	MPa	
$\sigma_{Nd} + \sigma_{Mdi}$	3,19	<	29,91 ($f_{t0,d}$)

Tabela 33 – Resumo das ações, tensões e verificações à tração da barra da treliça.

A seguir é apresentado o dimensionamento das ligações da treliça, contendo a nomenclatura das barras, sua inclinação, a resistência inclinada de cálculo da madeira dos banzos, a força solicitante das peças diagonais, a resistência de cálculo das diagonais por parafuso, a resistência de cálculo dos

banzos por parafuso, o número de parafusos necessários e a quantidade de parafusos adotados.

Ligação: Diagonais nos banzos							
Barra	Inclinação (graus)	$f_{e\beta,d}$ (MPa)	$F_{s,d}$	R_d (diagonal)	R_d (banzo)	Nº de parafusos necessários	Parafusos adotados
D1	90	8,77	0,0 kN	7,95 kN	4,45 kN	0,00	2
D2	15	13,19	-18,8 kN	7,95 kN	6,70 kN	2,80	4
D3	90	8,77	4,7 kN	7,95 kN	4,45 kN	1,06	2
D4	27	10,59	-20,5 kN	7,95 kN	5,38 kN	3,81	4
D5	90	8,77	9,4 kN	7,95 kN	4,45 kN	2,11	4
D6	38	9,26	-23,1 kN	7,95 kN	4,71 kN	4,91	6
D7	90	8,77	-19,6 kN	7,95 kN	4,45 kN	4,40	6
D8	38	9,26	-23,1 kN	7,95 kN	4,71 kN	4,91	6
D9	90	8,77	9,4 kN	7,95 kN	4,45 kN	2,11	4
D10	27	10,59	-20,5 kN	7,95 kN	5,38 kN	3,81	4
D11	90	8,77	4,7 kN	7,95 kN	4,45 kN	1,06	2
D12	15	13,19	-18,8 kN	7,95 kN	6,70 kN	2,80	4
D13	90	8,77	0,0 kN	7,95 kN	4,45 kN	0,00	2

Tabela 34 – Resumo do cálculo das ligações das diagonais da treliça.

É exposto, a seguir, as características estruturais gerais dos pilares de extremidade da estrutura em madeira serrada.

Peça	20X35cm
I_x	71458,33 cm ⁴
I_y	23333,33 cm ⁴
W_x	4083,33 cm ³
W_y	2333,33 cm ³
i_x	10,10 cm
i_y	5,77 cm
Área bruta	700,00 cm ²
Área líquida	420,00 cm ²
L	350,00 cm
K	2,00
Comprimento de flambagem	700,00 cm
φ	2,00

Tabela 35 – Resumo das características estruturais dos pilares de extremidade do telhado plano.

Onde:

K é o índice de correção do comprimento de flambagem.

O carregamento de cálculo, tanto ELU quanto ELS, para os pilares de extremidade da estrutura em madeira serrada, é dado a seguir.

Fsd (ELU)	
q	2,33 kN/m
V	14,80 kN
H	7,00 kN
M	38,78 kNm
Fsd (ELS)	
q	0,00 kN/m
V	5,20 kN
H	3,00 kN
M	10,50 kNm

Tabela 36 – Ações solicitantes nos pilares de extremidade do telhado plano.

A seguir são mostrados os esforços internos dos pilares de extremidade da estrutura em madeira serrada, também é apresentada a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão no eixo y e sua respectiva flecha.

eixo y				
N_d	14,80	kN		
M_{di}	38,78	kNm		
λ_y	69,28	medianamente esbelto		
N_{cr}	16378,18	kN		
e_a	2,33	cm		
e_i	262,01	cm		
M_d	39,16	kNm		
σ_{Md}	9,59	MPa		
σ_{Nd}	0,35	MPa		
σ_{Mdi}	9,50	MPa		
Flambagem:				
eq.(32)	0,48	<	1,00	
Compressão simples:				
N_d/A	0,35	<	20,88	($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:				
eq.(36)	0,46	<	1,00	
Cisalhamento:				
$\tau_{0,d}$	0,33	<	2,61	($f_{v0,d}$)
Flecha:				
$w_{,y}$	5,270	mm		
$w_{,d}$	17,554	mm		
$w_{m\acute{a}x}$	23,333	mm		

Tabela 37 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de extremidade do telhado plano no eixo y.

É dado, a seguir, os esforços internos dos pilares de extremidade da estrutura em madeira serrada, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão no eixo x e sua respectiva flecha.

eixo x			
N_d	14,80	kN	
M_{di}	0,00	kNm	
λ_x	121,24	esbelta	
N_{cr}	5347,98	kN	
N^*_q	14,80	kN	
e_{ig}	0,00	cm	
e_a	2,33	cm	
e_i	0,00	cm	
e_c	0,01	cm	
M_d	0,35	kNm	
σ_{Md}	0,15	MPa	
σ_{Nd}	0,35	MPa	
σ_{Mdi}	0,00	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,02	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	0,35	<	20,88 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,00	<	1,00
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,00	<	2,61 ($f_{v0,d}$)
Flecha:			
$w_{,z}$	0,081	mm	
$w_{,d}$	0,110	mm	
$w_{m\acute{a}x}$	23,333	mm	

Tabela 38 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de extremidade do telhado plano no eixo x.

É exposto as características estruturais gerais dos pilares de centro da estrutura em madeira serrada na tabela a seguir.

Peça	20X20cm
I_x	13333,33 cm ⁴
I_y	13333,33 cm ⁴
W_x	1333,33 cm ³
W_y	1333,33 cm ³
i_x	5,77 cm
i_y	5,77 cm
Área bruta	400,0 cm ²
Área líquida	240 cm ²
Comprimento	350 cm
K	2,00
Comprimento de flambagem	700,00 cm
ϕ	2,00

Tabela 39 – Resumo das características estruturais do pilar de centro do telhado plano.

Na tabela seguinte, é dado o carregamento de cálculo, tanto ELU quanto ELS, para os pilares de centro da estrutura em madeira serrada.

Fsd (ELU)	
q	0,00 kN/m
V	48,00 kN
H	0,00 kN
M	0,00 kNm
Fsd (ELS)	
q	0,00 kN/m
V	16,60 kN
H	0,00 kN
M	0,00 kNm

Tabela 40 – Ações solicitantes no pilar de centro do telhado plano.

Os esforços internos dos pilares de centro da estrutura em madeira serrada, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão no eixo y e sua respectiva flecha, são dados pela tabela a seguir.

eixo y (pior caso)			
N_d	48,00	kN	
M_{di}	0,00	kNm	
λ_y	121,24	esbelta	
N_{cr}	16378,18	kN	
N^*_g	48,00	kN	
e_{ig}	0,00	cm	
e_a	2,33	cm	
e_i	0,00	cm	
e_c	0,01	cm	
M_d	1,13	kNm	
σ_{Md}	0,85	MPa	
σ_{Nd}	2,00	MPa	
σ_{Mdi}	0,00	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,14	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	2,00	<	20,88 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,01	<	1,00
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,00	<	0,00 ($f_{v0,d}$)
Flecha:			
$w_{,y}$	0,127	mm	
$w_{,d}$	0,381	mm	
$w_{m\acute{a}x}$	23,333	mm	

Tabela 41 – Esforços e dimensionamento à compressão dos pilares de centro do telhado plano no eixo y.

É mostrado o dimensionamento do contraventamento da cobertura da estrutura em madeira serrada na tabela a seguir.

Contraventamento (tracionado)	
Tirante	NR 250 (A 36)
Diâmetro	1,27 cm
f_y	25,00 kN/cm ²
f_{yd}	22,73 kN/cm ²
Área	1,27 cm ²
Comprimento	3775,00 cm
F_{1d}	0,10 kN
F_{rd}	28,79 kN

Tabela 42 – Dimensionamento de contraventamento da cobertura do telhado plano.

A seguir, é exposto as características estruturais gerais das terças da estrutura com arcos em MLC, também seu carregamento característico e de cálculo. É levado em conta as duas situações com inclinações críticas das terças em relação ao plano horizontal.

Peça	7,62X10,16 cm	
I_x	665,97 cm ⁴	
I_y	374,61 cm ⁴	
W_x	131,10 cm ³	
W_y	98,32 cm ³	
φ	2,00	
Vão	3,63 m	
	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
$q_{\text{sobrecarga,d}}$	1,00 kN	1,00 kN
$q_{\text{sobrecarga,dx}}$	0,00 kN	0,48 kN
$q_{\text{sobrecarga,dy}}$	1,00 kN	0,87 kN
$g_{\text{terça.2,d}}$	0,22 kN/m	0,22 kN/m
$g_{\text{terça.2,dx}}$	0,00 kN/m	0,11 kN/m
$g_{\text{terça.2,dy}}$	0,22 kN/m	0,20 kN/m
$g_{\text{terça.2,kx}}$	0,00 kN/m	0,08 kN/m
$g_{\text{terça.2,ky}}$	0,16 kN/m	0,14 kN/m

Tabela 43 – Resumo de ações atuantes e características estruturais das terças do telhado curvo.

Onde:

ϕ é a inclinação da terça em relação ao eixo horizontal;

$g_{\text{terça2,d}}$ é o peso uniformemente distribuído de cálculo oriundo das telhas, ligações e das terças do telhado curvo;

$g_{\text{terça2,dx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{ripa,d}}$ incidente no eixo x,y;

$g_{\text{terça2,k}}$ é o peso uniformemente distribuído característico oriundo das telhas, ligações e das terças do telhado curvo;

$g_{\text{terça2,kx,y}}$ é a parcela de $g_{\text{ripa,k}}$ incidente no eixo x,y;

$q_{\text{sobrecarga,d}}$ é a carga acidental de cálculo de manutenção;

$q_{\text{sobrecarga,dx,y}}$ é a parcela de $q_{\text{sobrecarga,d}}$ incidente no eixo x,y.

É dado, a seguir, os momentos fletores máximos incidentes nas terças da estrutura com arcos em MLC, como também suas reações máximas

características e de cálculo. É levado em conta as duas situações com inclinações críticas das terças em relação ao plano horizontal.

Momentos fletores e reações de apoio:	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
Momento máximo,d (x)	0,00 kNm	0,50 kNm
Momento máximo,d (y)	1,00 kNm	0,90 kNm
R.máx.terça2,yd	1,90 kN	1,70 kN
R.máx.terça2,zd	0,00 kN	0,00 kN
R.máx.terça2,xd	0,00 kN	1,00 kN
R.máx.terça2,yk	0,70 kN	0,90 kN
R.máx.terça2,zk	0,00 kN	0,00 kN
R.máx.terça2,xk	0,00 kN	0,30 kN

Tabela 44 – Momentos fletores e reações de apoio máximas das terças do telhado curvo.

Onde:

$R_{\text{máx.terça2,dx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima de cálculo obtida das terças do telhado curvo no eixo x,y,z;

$R_{\text{máx.terça2,kx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima característica obtida das terças do telhado curvo no eixo x,y,z.

Os esforços internos das terças da estrutura com arcos em MLC, também suas flechas e a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento de elementos fletidos, a seguir. São levadas em conta as duas situações com inclinações críticas das terças em relação ao plano horizontal.

Esforços Internos	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
M_x	0,00 kNm	0,50 kNm
σ_x	0,00 MPa	5,09 MPa
M_y	1,00 kNm	0,90 kNm
σ_y	7,63 MPa	6,87 MPa
Q_x	0,00 kN	1,00 kN
τ_x	0,00 MPa	0,19 MPa
Q_y	1,90 kN	1,70 kN
τ_y	0,37 MPa	0,33 MPa
Flecha:	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
w_y	2,480 mm	2,170 mm
w_x	0,000 mm	2,220 mm
w_e	2,480 mm	3,104 mm
$w_{,d}$	7,440 mm	9,313 mm
$w_{m\acute{a}x}$	24,200 mm	24,200 mm
Flexão Oblíqua:	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
Km	0,50	0,50
eq.(20)	0,24 < 1,00	0,53 < 1,00
eq.(21)	0,48 < 1,00	0,59 < 1,00
Instabilidade lateral:		
h/b	1,33	
βm	6,42	
L_1/b	47,64 < 106,28	eq.(22)
Cisalhamento:	$\phi=0^\circ$	$\phi=29^\circ$
$\tau_{0,d}$	0,37 MPa	0,38 MPa

< $f_{v,d}$

Tabela 45 – Esforços internos e dimensionamento das terças do telhado curvo.

É exposto o carregamento de cálculo, tanto ELU quanto ELS, para os arcos de MLC na tabela a seguir.

Fsd (ELU)	
$g_{,arco,d}$	0,24 kN/m
$R_{,m\acute{a}x.terça2.dy}$	1,90 kN
$R_{,m\acute{a}x.terça2.dx}$	1,00 kN
Fsd (ELS)	
$g_{,arco,d}$	0,17 kN/m
$R_{,m\acute{a}x.terça2.ky}$	0,90 kN
$R_{,m\acute{a}x.terça2.kx}$	0,30 kN

Tabela 46 – Ações solicitantes nos arcos.

Onde:

$g_{\text{arco},d}$ é o peso uniformemente distribuído de cálculo oriundo do peso próprio do arco.

A tabela seguinte mostra as características gerais estruturais dos arcos de MLC, como também os seus esforços internos de cálculo, e também suas reações de apoio.

Peça	6X30 cm
I_x	13500,00 cm ⁴
I_y	540,00 cm ⁴
W_x	900,00 cm ³
W_y	180,00 cm ³
φ	2,00
Área bruta	180,00 cm ²
Área líquida	108,00 cm ²
i_x	8,66 cm
i_y	1,73 cm
$I_{f,x}$	1044,00 cm
$I_{f,y}$	131,00 cm
λ_x	120,55 esbelta
λ_y	75,63 medianamente esbelta
M_d	300,00 kNcm
N_d	39,30 kN
Q_d	1,70 kN
$R_{\text{máx,arco,dx}}=R_{\text{máx,arco,dx}}$	36,60 kN
$R_{\text{máx,arco,dy}}=R_{\text{máx,arco,dy}}$	18,70 kN
$R_{\text{máx,arco,kx}}=R_{\text{máx,arco,kx}}$	17,90 kN
$R_{\text{máx,arco,ky}}=R_{\text{máx,arco,ky}}$	9,40 kN

Tabela 47 – Resumo de ações atuantes e características estruturais dos arcos.

Onde:

$R_{\text{máx,arco,dx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima de cálculo obtida dos arcos no eixo x,y,z;

$R_{\text{máx,arco,kx,y,z}}$ é a reação de apoio máxima característica obtida dos arcos no eixo x,y,z.

É dado, a seguir, os esforços internos dos arcos em MLC, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão e em relação a elemento fletido no eixo x. Também é dada sua respectiva flecha.

eixo x			
N_d	39,30	kN	
M_{di}	3,00	kNm	
N_{cr}	1334,92	kN	
N^*_g	39,30	kN	
e_{ig}	7,63	cm	
e_a	3,48	cm	
e_i	7,63	cm	
e_c	0,70	cm	
M_d	4,78	kNm	
σ_{Md}	5,31	MPa	
σ_{Nd}	3,64	MPa	
σ_{Mdi}	3,33	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,56	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	3,64	<	16,00 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,26	<	1,00
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,14	<	1,87 ($f_{v0,d}$)
Flambagem lateral:			
h/b	5,00		
βm	18,71		
L_1/b	34,80	<	36,48 eq.(22)
Flecha:			
$w_{,x}$	11,500	mm	
$w_{,d}$	34,500	mm	
$w_{m\acute{a}x}$	139,200	mm	

Tabela 48 – Esforços internos e dimensionamento dos arcos no eixo x.

A seguir são apresentados os esforços internos dos arcos em MLC, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão e em relação a elemento fletido no eixo z. Também é dada sua respectiva flecha.

eixo z				
N_d	39,30	kN		
M_{di}	0,00	kNm		
N_{cr}	3391,36	kN		
e_a	0,44	cm		
e_i	0,00	cm		
M_d	0,17	kNm		
σ_{Md}	0,96	MPa		
σ_{Nd}	3,64	MPa		
σ_{Mdi}	0,00	MPa		
Flambagem:				
eq.(32)	0,29	<	1,00	
Compressão simples:				
N_d/A	3,64	<	16,00	$(f_{c0,d})$
Flexocompressão:				
eq.(36)	0,05	<	1,00	
Cisalhamento:				
$\tau_{0,d}$	0,00	<	1,87	$(f_{v0,d})$
Flambagem lateral:				
h/b	5,00			
βm	18,71			
L_1/b	21,83	<	36,48	eq.(22)
Flecha:				
$w_{,x}$	0,000	mm		
$w_{,d}$	0,000	mm		
$w_{m\acute{a}x}$	139,200	mm		

Tabela 49 – Esforços internos e dimensionamento dos arcos no eixo z.

As características estruturais gerais dos pilares de extremidade da estrutura com arcos em MLC são expostas a seguir.

Peça	20X60cm
I_x	360000,00 cm ⁴
I_y	40000,00 cm ⁴
W_x	12000,00 cm ³
W_y	4000,00 cm ³
i_x	17,32 cm
i_y	5,77 cm
Área bruta	1200,00 cm ²
Área líquida	720,00 cm ²
L	350,00 cm
K	2,00
Comprimento de flambagem	700,00 cm
φ	2,00

Tabela 50 – Resumo das características estruturais dos pilares de extremidade do telhado curvo.

Os dados de carregamento de cálculo, tanto ELU quanto ELS, para os pilares de extremidade da estrutura com arcos de MLC, são expostos a seguir.

Fsd (ELU)	
q	2,33 kN/m
V	18,70 kN
H	36,60 kN
M	142,38 kNm
Fsd (ELS)	
q	0,00 kN/m
V	9,40 kN
H	17,90 kN
M	62,65 kNm

Tabela 51 – Ações solicitantes nos pilares de extremidade do telhado curvo.

Os esforços internos dos pilares de extremidade da estrutura com arcos de MLC, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão no eixo y e sua respectiva flecha, são mostrados na tabela a seguir.

eixo y			
N_d	18,70	kN	
M_{di}	142,38	kNm	
λ_y	40,41	medianamente esbelta	
N_{cr}	79182,43	kN	
e_a	2,33	cm	
e_i	761,38	cm	
M_d	142,85	kNm	
σ_{Md}	11,90	MPa	
σ_{Nd}	0,26	MPa	
σ_{Mdi}	11,86	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,76	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	0,26	<	16,00 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,74	<	1,00
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,59	<	1,87 ($f_{v0,d}$)
Flecha:			
$w_{,y}$	6,510	mm	
$w_{,d}$	19,530	mm	
$w_{m\acute{a}x}$	23,333	mm	

Tabela 52 – Esforços internos e dimensionamento dos pilares de extremidade do telhado curvo no eixo y.

A seguir são apresentados os esforços internos dos pilares de extremidade da estrutura com arcos de MLC, também a sua verificação estrutural por equações de dimensionamento à compressão no eixo x e sua respectiva flecha.

eixo x			
N_d	18,70	kN	
M_{di}	0,00	kNm	
λ_x	121,24	esbelta	
N_{cr}	8798,05	kN	
N^*_g	18,70	kN	
e_{ig}	0,00	cm	
e_a	2,33	cm	
e_i	0,00	cm	
e_c	0,06	cm	
M_d	0,45	kNm	
σ_{Md}	0,11	MPa	
σ_{Nd}	0,26	MPa	
σ_{Mdi}	0,00	MPa	
Flambagem:			
eq.(32)	0,02	<	1,00
Compressão simples:			
N_d/A	0,26	<	16,00 ($f_{c0,d}$)
Flexocompressão:			
eq.(36)	0,00	<	1,00
Cisalhamento:			
$\tau_{0,d}$	0,00	<	1,73 ($f_{v0,d}$)
Flecha:			
$w_{,z}$	0,075	mm	
$w_{,d}$	0,226	mm	
$w_{m\acute{a}x}$	23,333	mm	

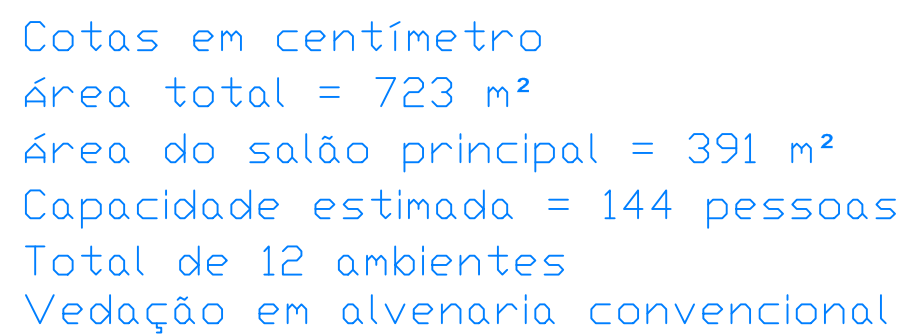
Tabela 53 – Esforços internos e dimensionamento dos pilares de extremidade do telhado curvo no eixo x.

É mostrado, a seguir, o dimensionamento do contraventamento da cobertura da estrutura com arcos em MLC.

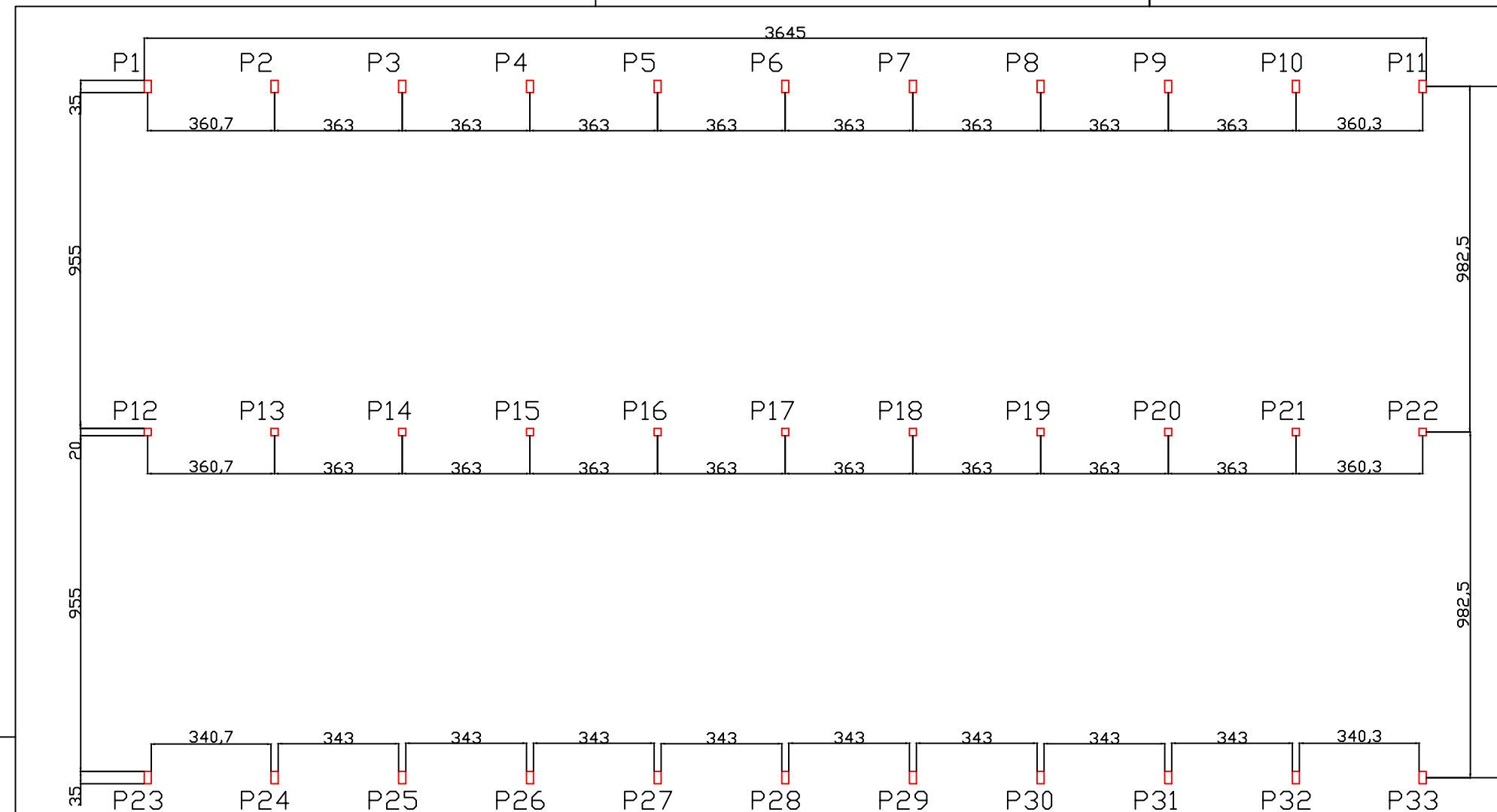
Contraventamento (tracionado)	
Tirante	A36 (NR250)
Diâmetro	1,27 cm
f_y	25,00 kN/cm ²
f_{yd}	22,73 kN/cm ²
A	1,27 cm ²
Comprimento	3775,00 cm
F_{1d}	0,24 kN
F_{rd}	28,79 kN

Tabela 54 – Dimensionamento de contraventamento do telhado curvo.

8.3 ANEXO C – PLANTAS, CORTES E DETALHAMENTOS

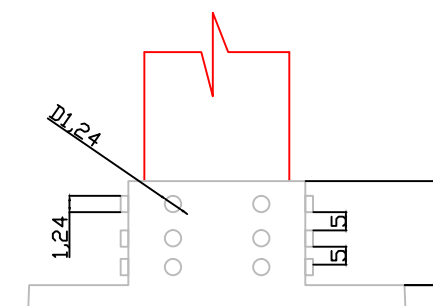


Anexo C

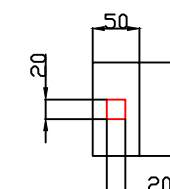
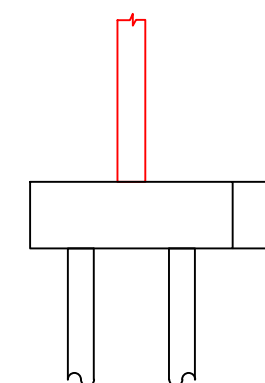


Detalhes sem escala

Detalhe da ligação com bloco de fundação



Representação esquemática do bloco de fundação com pilar



Planta

Corte

Cotas em centímetros
Comprimento dos pilares: 3,50 m

Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Itaúba	Ripas	5,08X5,08	65340	1,69
	Caibros	5,08X7,62	43050	1,67
	Terças	7,62X15,24	36300	4,22
	Treliça	7,62X15,24	29975	3,48
		5,08X15,24	88792	6,87
	Pilares	20X20	3850	1,54
		20X35	7700	4,62

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Tabela de baricentro de pilares

Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)	Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)	Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)
P1	0,00	0,00	20x35	P1	0,00	982,50	20X20	P1	0,00	1965,00	20x35
P2	360,70	0,00	20x35	P2	360,70	982,50	20X20	P2	360,70	1965,00	20x35
P3	723,70	0,00	20x35	P3	723,70	982,50	20X20	P3	723,70	1965,00	20x35
P4	1086,70	0,00	20x35	P4	1086,70	982,50	20X20	P4	1086,70	1965,00	20x35
P5	1449,70	0,00	20x35	P5	1449,70	982,50	20X20	P5	1449,70	1965,00	20x35
P6	1812,70	0,00	20x35	P6	1812,70	982,50	20X20	P6	1812,70	1965,00	20x35
P7	2175,70	0,00	20x35	P7	2175,70	982,50	20X20	P7	2175,70	1965,00	20x35
P8	2538,70	0,00	20x35	P8	2538,70	982,50	20X20	P8	2538,70	1965,00	20x35
P9	2901,70	0,00	20x35	P9	2901,70	982,50	20X20	P9	2901,70	1965,00	20x35
P10	3264,70	0,00	20x35	P10	3264,70	982,50	20X20	P10	3264,70	1965,00	20x35
P11	3625,00	0,00	20x35	P11	3625,00	982,50	20X20	P11	3625,00	1965,00	20x35

Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarczyio Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto
Professor orientador

Universidade Federal
do Paraná
Universidade

Trabalho Final de Curso
Disciplina

2015
Ano

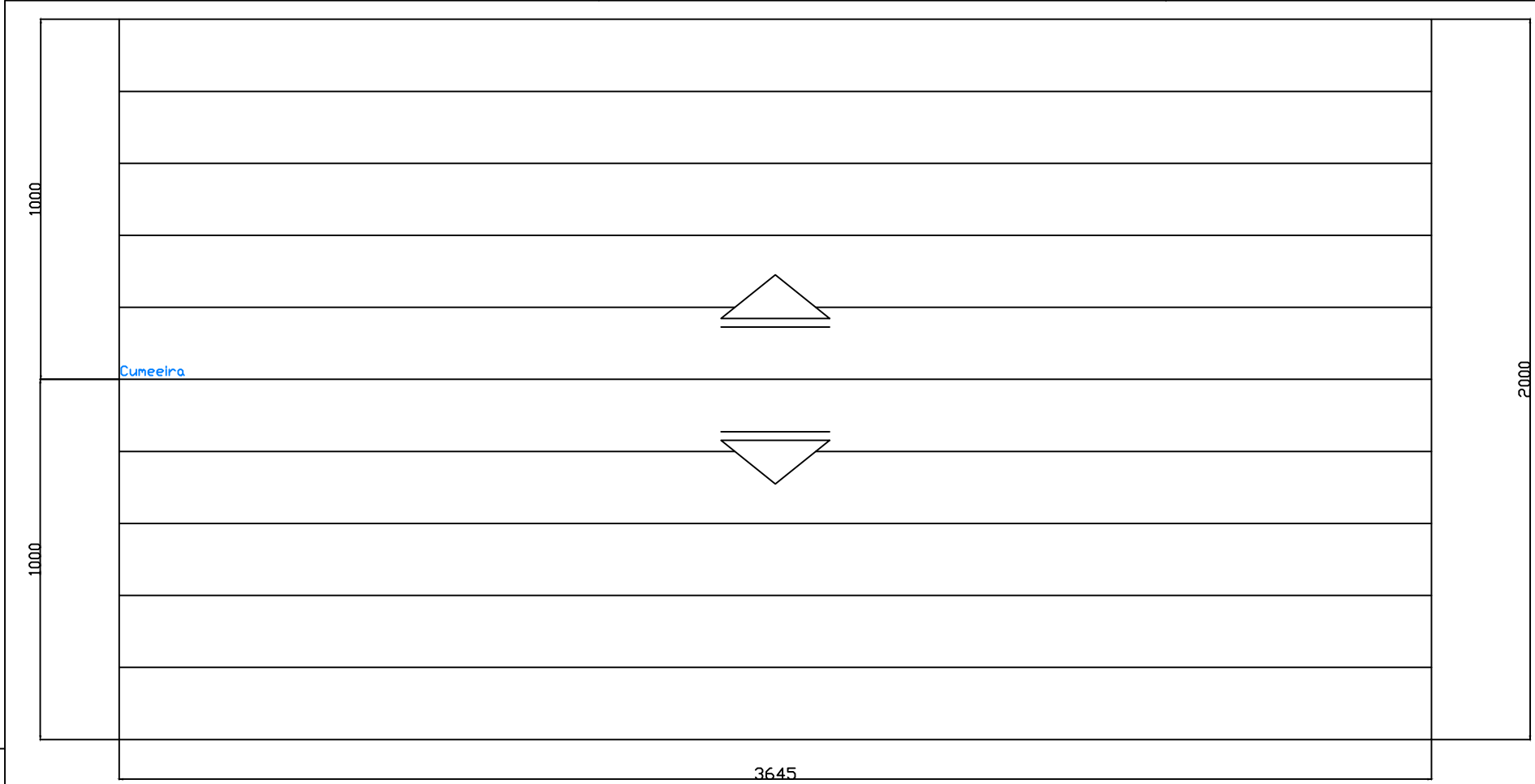
Restaurante em Madeira Serrada

Planta de Pilares

escala
1:150

folha
2/5

Anexo C



Quantitativo

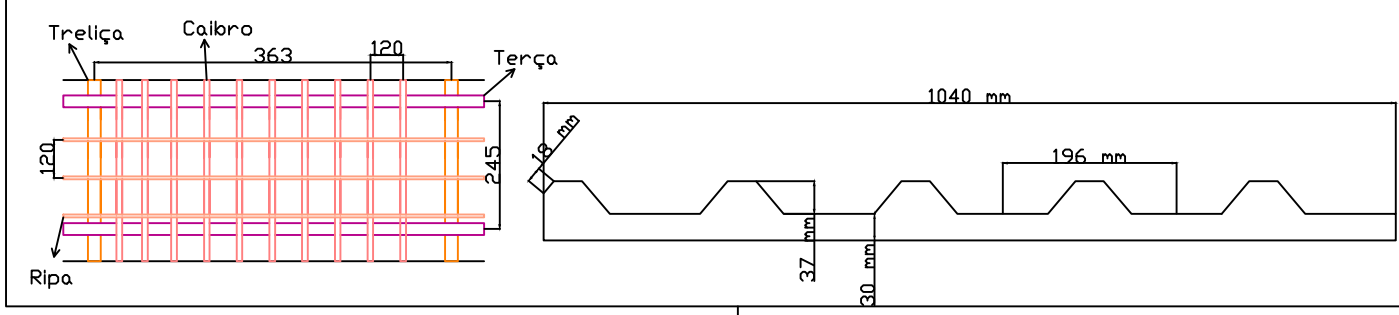
Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Itaúba	Ripas	5,08X5,08	65340	1,69
	Caibros	5,08X7,62	43050	1,67
	Terças	7,62X15,24	36300	4,22
	Treliza	7,62X15,24	29975	3,48
		5,08X15,24	88792	6,87
	Pilares	20X20	3850	1,54
		20X35	7700	4,62

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Detalhes sem escala

Madeiramento
(esquemático)

Corte esquemático
da telha



Cotas em centímetros
A seta indica o caimento do telhado

Engenheiros responsáveis		Elvadio Gavassoni Neto	
Cesar Hauer Doetzer		Professor orientador	
Glauencio Kolczycki Neto		Universidade Federal do Paraná	
Tarcyzio Cezar Koerner		Universidade	
		Trabalho Final de Curso	
		Disciplina	
		2015	
		Ano	

Restaurante em Madeira Serrada

Planta de Telhado

escala	folha	Anexo C
1:150	3/5	

Technical drawing of a circular mechanical part. The drawing shows a circular cross-section with a central hole. The outer diameter is labeled $\varnothing 125$. The inner hole has a diameter of $\varnothing 15$. The part is divided into four quadrants by a horizontal and a vertical centerline. The top and bottom quadrants are shaded gray. The left and right quadrants are white. The part has a central rectangular slot with a width of 15 and a height of 5. There are four small circular holes, each with a diameter of $\varnothing 5$, arranged in a square pattern around the center. The distance between the centers of these holes is 15. The part has a total height of 15. The drawing includes dimension lines and arrows indicating the measurements.

[illegible]

Technical drawing of a roof truss (Einfeldstuhl) showing dimensions and structural details. The drawing includes the following data:

- Roof Pitch:** 15°
- Truss Members (Top Chords):** 127.88, 124.61, 127.18, 129, 127.18, 129, 119.68, 248.68, 256.18, 256.18, 252.37, 15.24
- Truss Members (Bottom Chords):** 240.38, 232.76, 232.76, 233.26, 658.52, 982.5, 982.5, 350
- Labels:** Detalhe A, Detalhe B

Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Itaúba	Ripas	5,08X5,08	65340	1,69
	Caibros	5,08X7,62	43050	1,67
	Terças	7,62X15,24	36300	4,22
	Trelça	7,62X15,24	29975	3,48
		5,08X15,24	88792	6,87
	Pilares	20X20 20X35	3850 7700	1,54 4,62

Os detalhes e a fundação estão representados de forma esquemática e meramente ilustrativa, tendo em vista que seu dimensionamento cabe ao projeto executivo

Anexo C

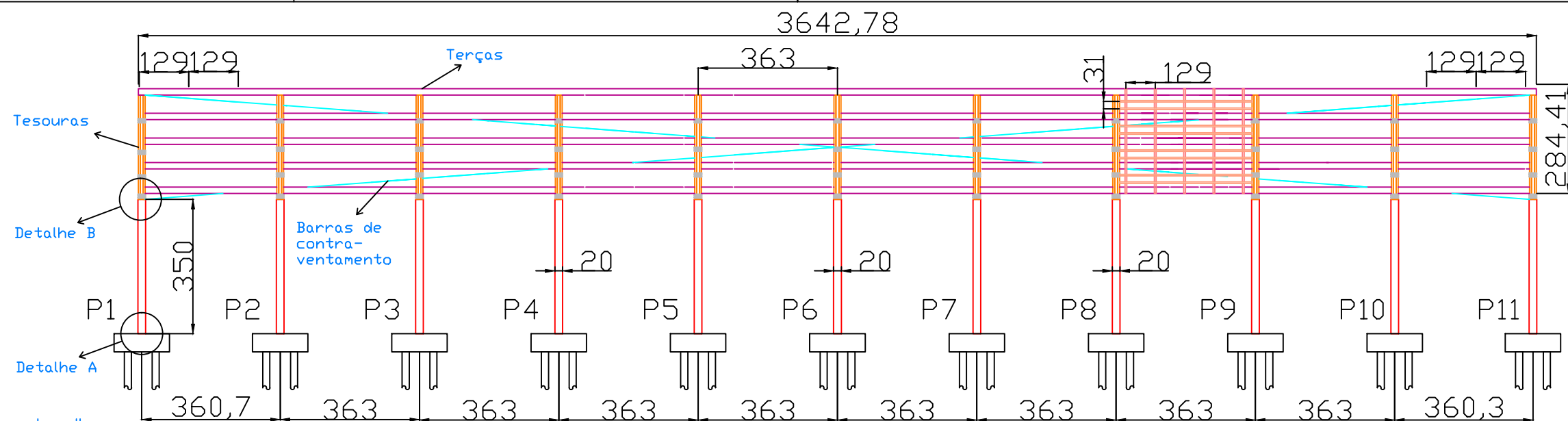
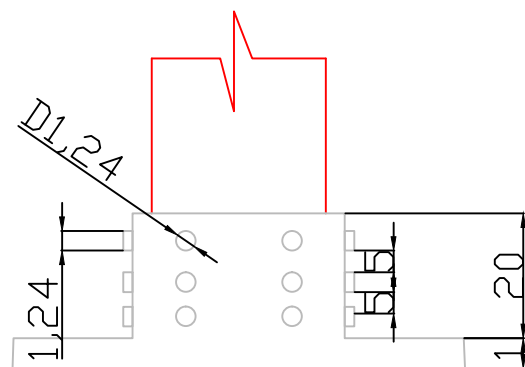


Tabela de baricentro de pilares

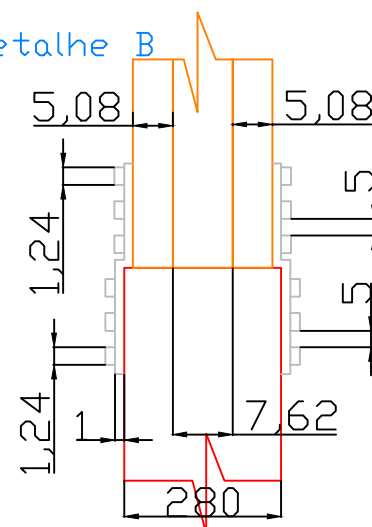
Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)	Comprimento (m)
P1	0,00	0,00	20x35	3,50
P2	360,70	0,00	20x35	3,50
P3	723,70	0,00	20x35	3,50
P4	1086,70	0,00	20x35	3,50
P5	1449,70	0,00	20x35	3,50
P6	1812,70	0,00	20x35	3,50
P7	2175,70	0,00	20x35	3,50
P8	2538,70	0,00	20x35	3,50
P9	2901,70	0,00	20x35	3,50
P10	3264,70	0,00	20x35	3,50
P11	3625,00	0,00	20x35	3,50

Detalhes sem escala

Detalhe A



Detalhe B



Quantitativo

Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Itaúba	Ripas	5,08X5,08	65340	1,69
	Caibros	5,08X7,62	43050	1,67
	Terças	7,62X15,24	36300	4,22
	Treliça	7,62X15,24	29975	3,48
		5,08X15,24	88792	6,87
	Pilares	20X20	3850	1,54
		20X35	7700	4,62

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Os detalhes e a fundação estão representados de forma esquemática e meramente ilustrativa, tendo em vista que seu dimensionamento cabe ao projeto executivo. As cotas estão em centímetros, a não ser quando indicado. A estrutura de madeiramento do telhado (caibros e ripas) foi representada apenas entre os pilares P8 e P9, mas deve ser repetidas para toda a estrutura.

Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarczyo Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto

Professor orientador

Universidade Federal

do Paraná

Universidade

Trabalho Final de Curso

Disciplina

2015

Ano

Restaurante em Madeira Serrada

Corte BB e Detalhamentos

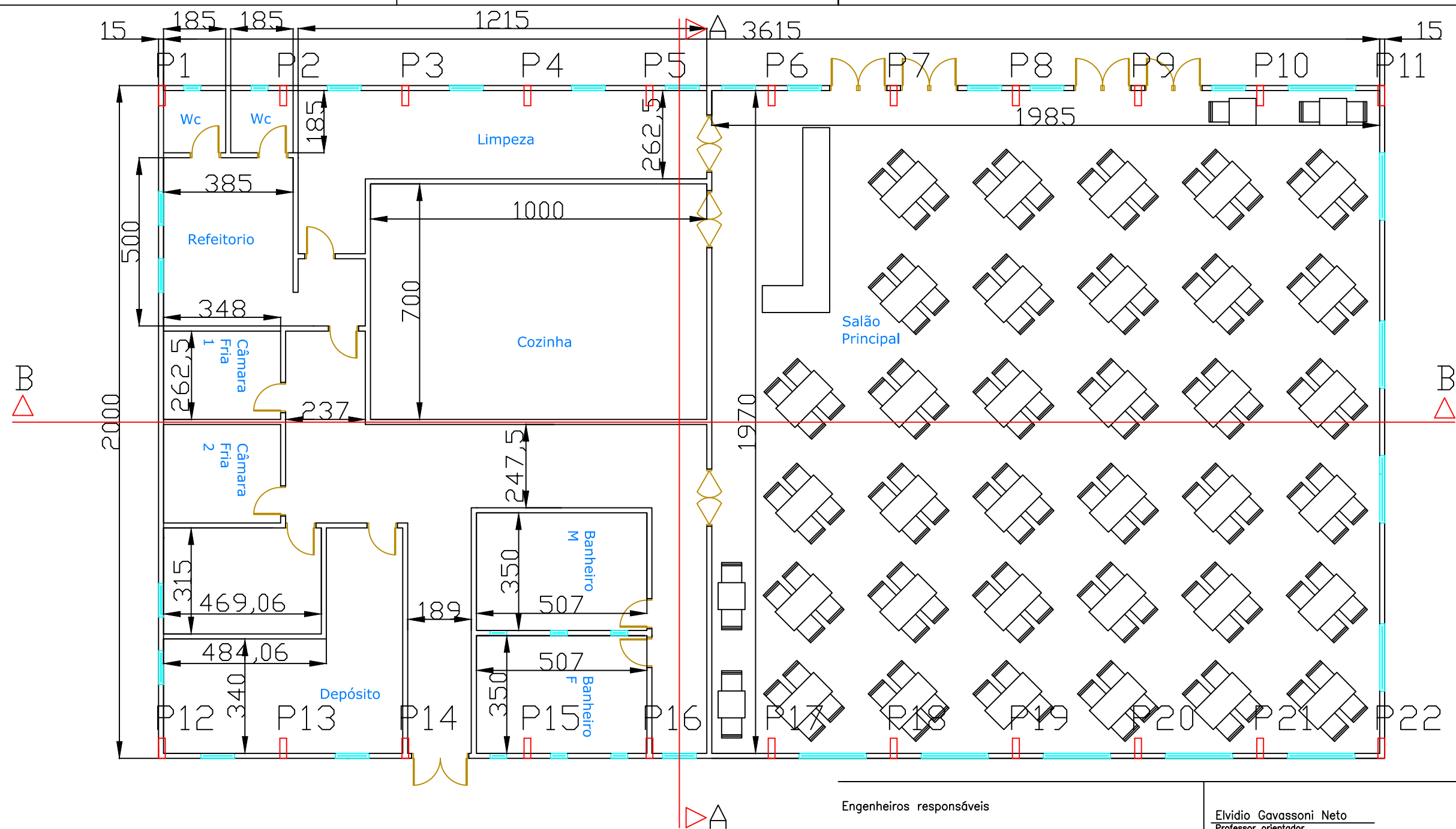
escala

1:125

folha

5/5

Anexo C



Cotas em centímetro
 Área total = 723 m²
 Área do salão principal = 391 m²
 Capacidade estimada = 144 pessoas
 Total de 12 ambientes
 Vedação em alvenaria convencional

Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarczyio Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto
 Professor orientador

Universidade Federal
 do Paraná
 Universidade

Trabalho Final de Curso 2015
 Disciplina Ano

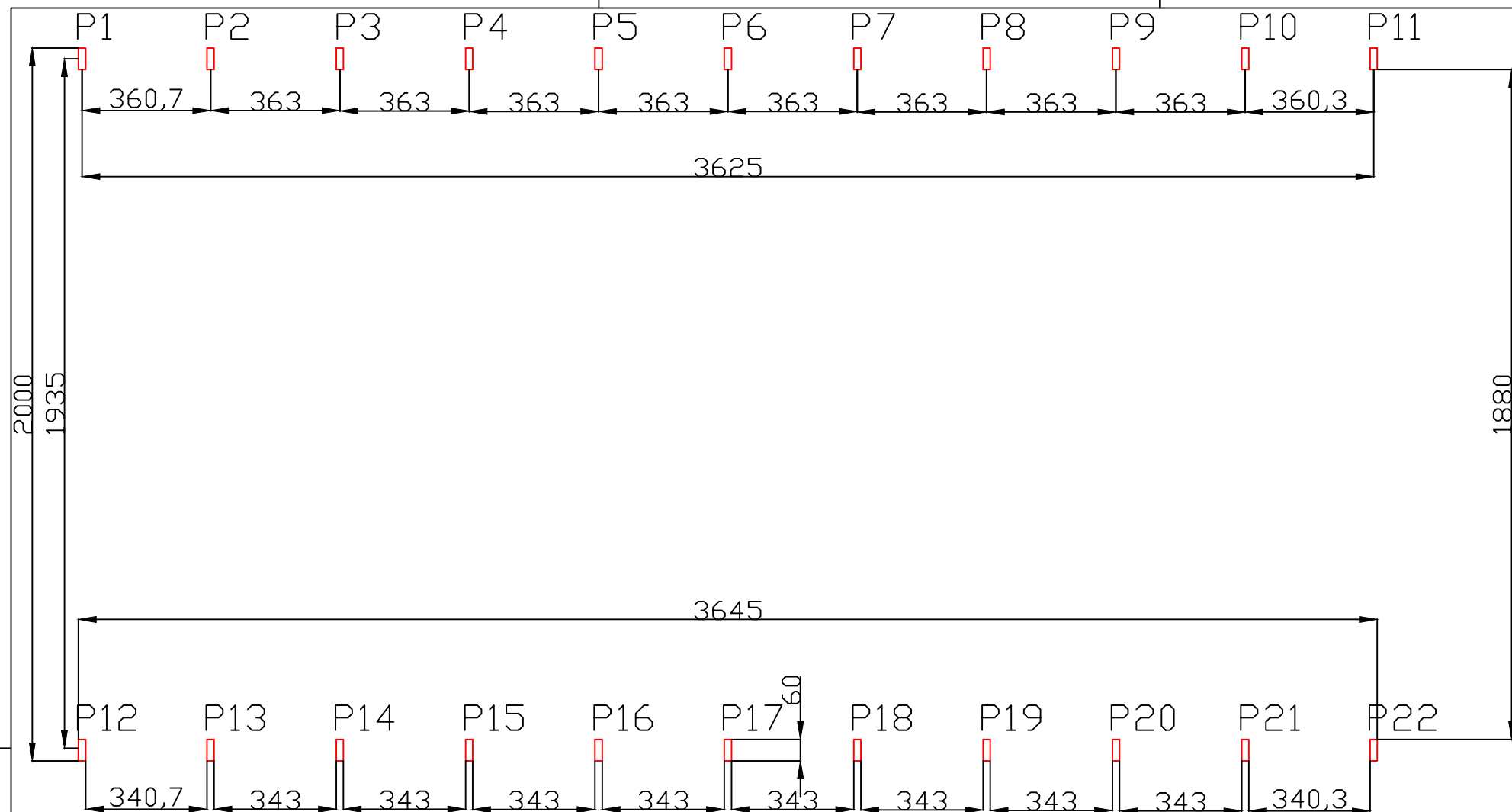
Projeto Arquitetônico
 Madeira Laminada Colada

Planta

escala
 1:125

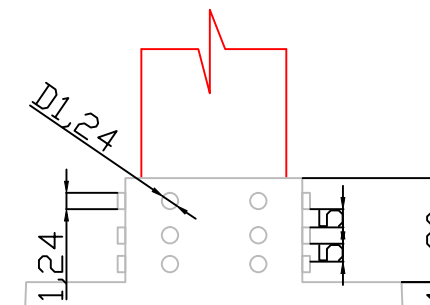
folha
 1/5

Anexo C

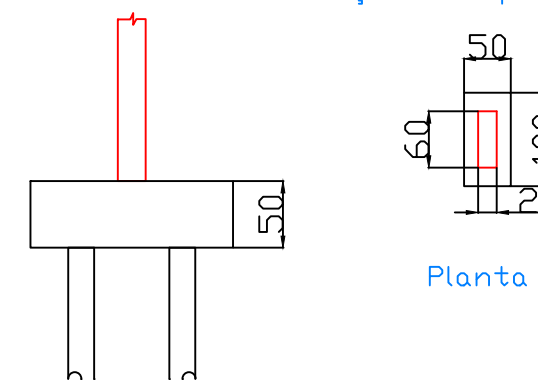


Detalhes sem escala

Detalhe da ligação com bloco de fundação



Representação esquemática do bloco de fundação com pilar



Corte

Planta

Quantitativo

Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Eucalipto	Terças	7,62X10,16	58080	4,50
	Arcos (MLC)	6X30	22968	4,13
	Pilares	20X60	7700	9,24

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Tabela de baricentro de pilares

Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)	Pilar	X (cm)	Y (cm)	Dimensão (cm)
P1	0,00	0,00	20x60	P12	0,00	1.935,00	20x60
P2	360,70	0,00	20x60	P13	360,70	1.935,00	20x60
P3	723,70	0,00	20x60	P14	723,70	1.935,00	20x60
P4	1.086,70	0,00	20x60	P15	1.086,70	1.935,00	20x60
P5	1.449,70	0,00	20x60	P16	1.449,70	1.935,00	20x60
P6	1.812,70	0,00	20x60	P17	1.812,70	1.935,00	20x60
P7	2.175,70	0,00	20x60	P18	2.175,70	1.935,00	20x60
P8	2.538,70	0,00	20x60	P19	2.538,70	1.935,00	20x60
P9	2.901,70	0,00	20x60	P20	2.901,70	1.935,00	20x60
P10	3.264,70	0,00	20x60	P21	3.264,70	1.935,00	20x60
P11	3.625,00	0,00	20x60	P22	3.625,00	1.935,00	20x60

Cotas em centímetros

Comprimento dos pilares : 3,50m

Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarczyo Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto
Professor orientador

Universidade Federal
do Paraná
Universidade

Trabalho Final de Curso
Disciplina
2015
Ano

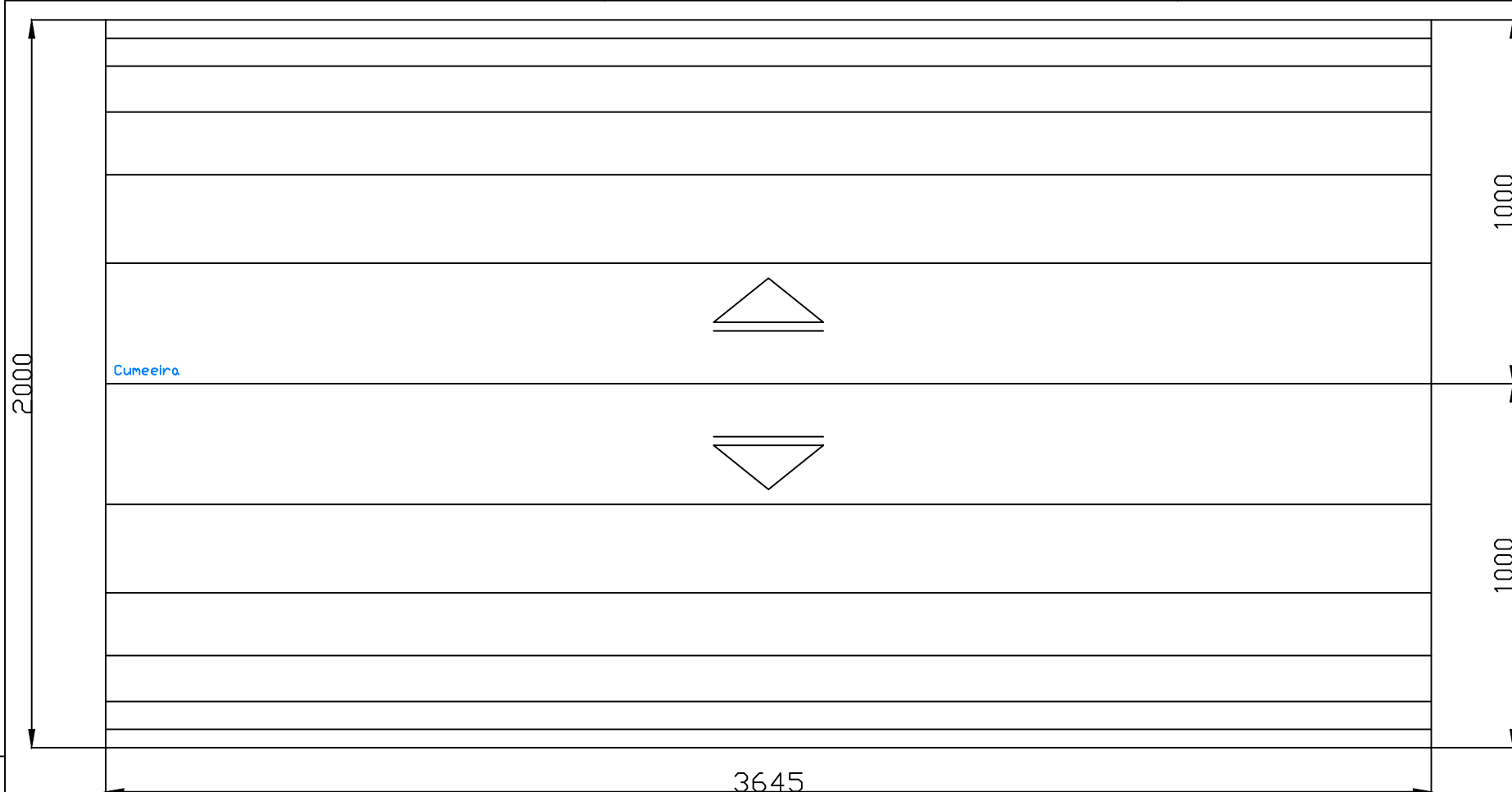
Restaurante em Madeira Laminada Colada

Planta de Pilares

escala
1:150

folha
2/5

Anexo C



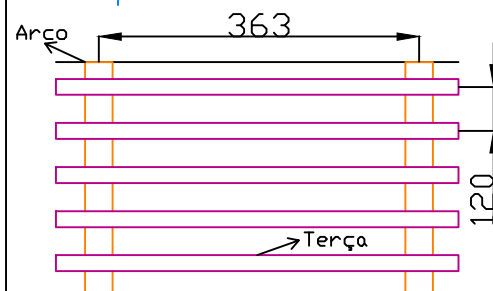
A seta indica o caimento do telhado

Quantitativo

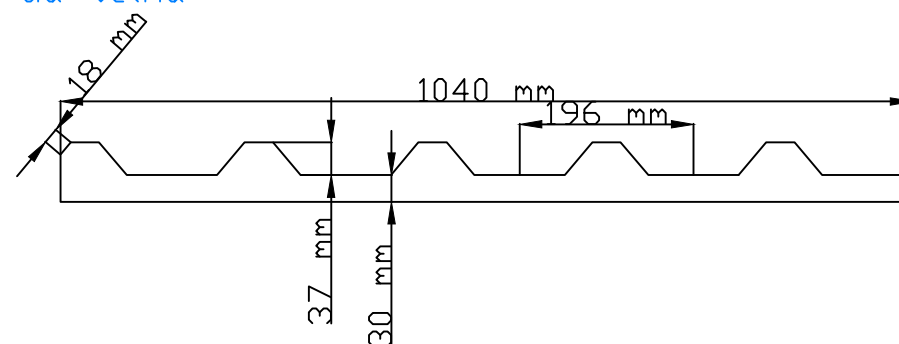
Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Eucalipto	Terças	7,62X10,16	58080	4,50
	Arcos (MLC)	6X30	22968	4,13
	Pilares	20X60	7700	9,24

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Detalhes sem escala
Madeiramento
(esquemático)



Corte esquemático
da telha



Cotas em centímetros
Área do telhado: 729 m²

Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarcyzio Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto

Professor orientador

Universidade Federal
do Paraná

Universidade

Trabalho Final de Curso

2015

Disciplina

Ano

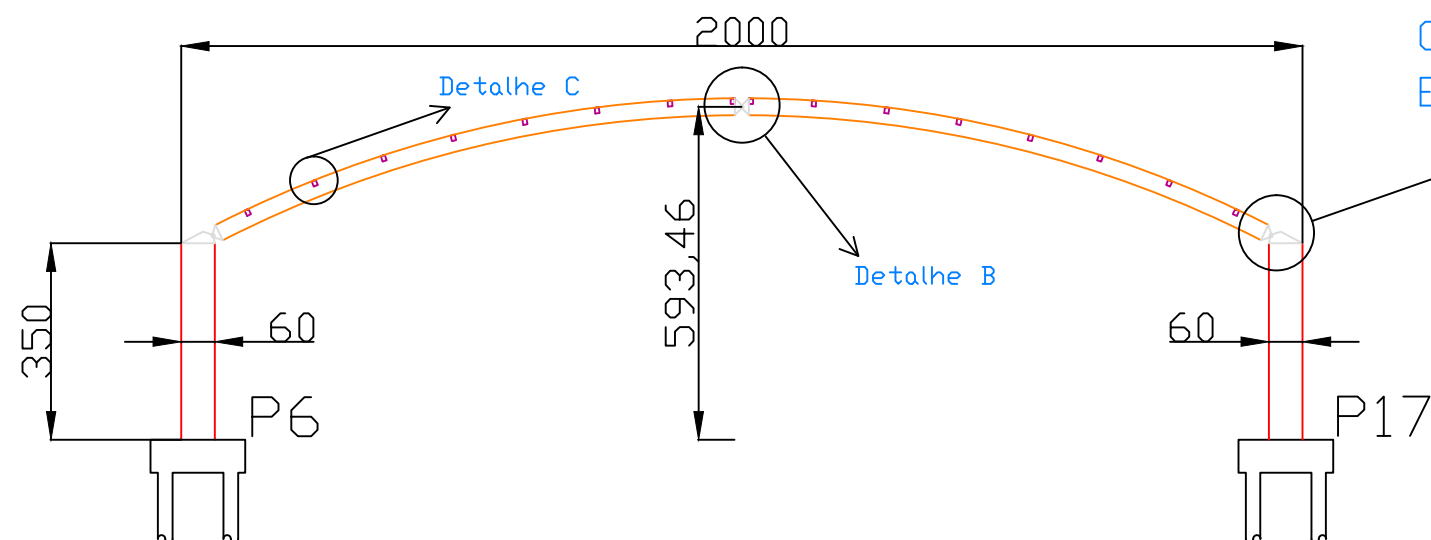
Restaurante em Madeira Laminada Colada

Planta de Telhado

escala
1:150

folha
3/5

Anexo C

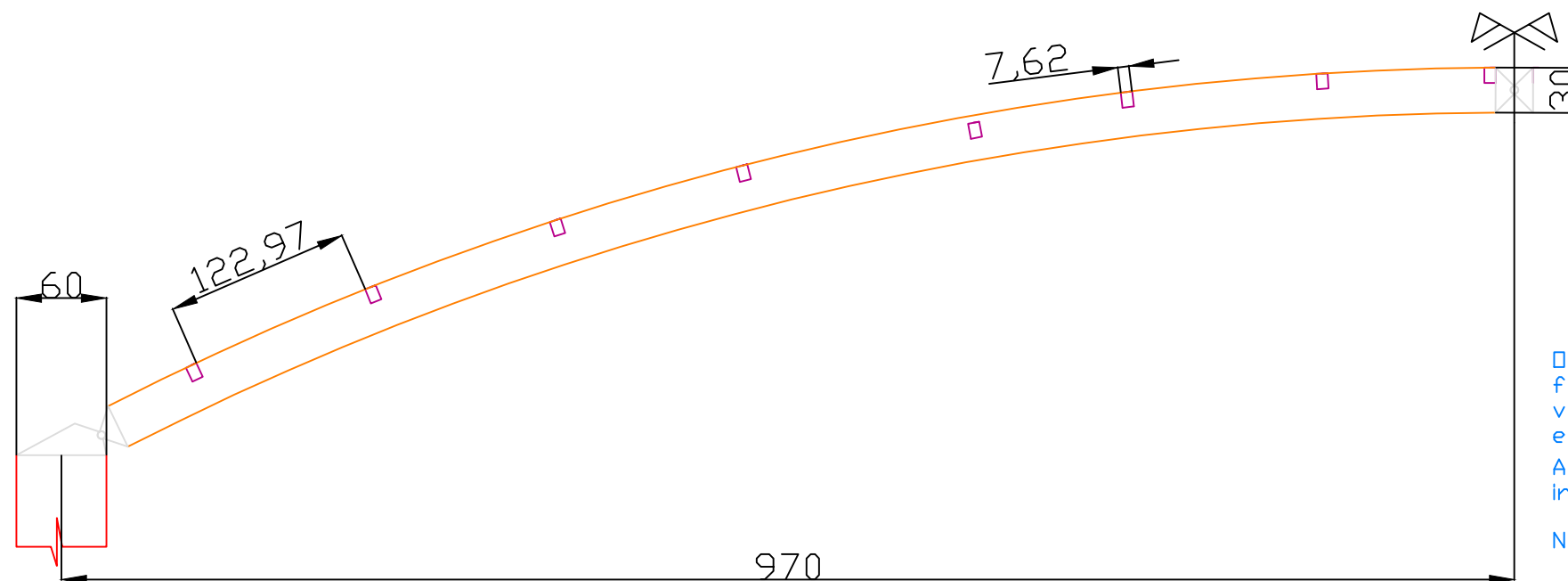


Quantitativo

Madeira	Peça	Seção (cm)	Comprimento Total (cm)	Volume (m3)
Eucalipto	Terças	7,62X10,16	58080	4,50
	Arcos (MLC)	6X30	22968	4,13
	Pilares	20X60	7700	9,24

Obs: Todas as madeiras são de 1ª categoria, ou de lei (sem nós).

Detalhes Sem escala

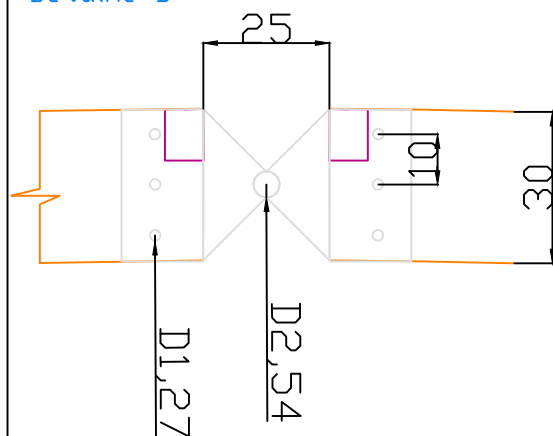


Os detalhes e a fundação estão representados de forma esquemática e meramente ilustrativa, tendo em vista que seu dimensionamento cabe ao projeto executivo

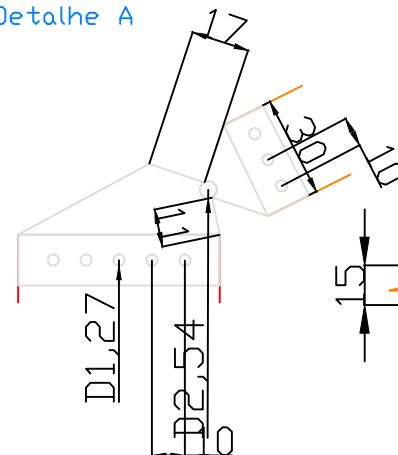
As cotas estão em centímetros, a não ser quando indicado

No total foram considerados 11 arcos e 22 pilares

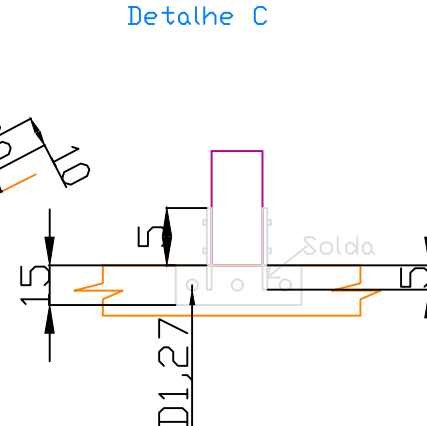
Detalhe B



Detalhe A



Detalhe C



Engenheiros responsáveis

Cesar Hauer Doetzer

Glaudencio Kolczycki Neto

Tarczyo Cezar Koerner

Elvidio Gavassoni Neto

Professor orientador

Universidade Federal do Paraná

Universidade

Trabalho Final de Curso

Disciplina

2015

Ano

Restaurante em Madeira Laminada Colada

Corte AA e Detalhamentos

escala
1:100

folha
4/5

Anexo C

