

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CENTRO DE JOINVILLE

CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

GERALDO GÖBEL NUNES

DIMENSIONAMENTO DE UMA COBERTURA DE MADEIRA LAMINADA COLADA

Joinville

2015

GERALDO GÖBEL NUNES

DIMENSIONAMENTO DE UMA COBERTURA DE MADEIRA LAMINADA COLADA

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do Título de Engenheiro de Infraestrutura pela Universidade Federal de Santa Catarina – Campus de Joinville, sob orientação da excelentíssima Valéria Bennack.

Joinville

2015

“Por intermédio do uso da madeira, renovamos nossas ligações com a floresta e o mundo das plantas, do qual dependem nossa vida.” (BANGS, 2010, p. 187)

RESUMO

A madeira laminada colada é um produto largamente utilizado em países da Europa e na América do Norte, porém pouco aplicada no Brasil. Consiste num produto de engenharia, formado por lâminas de madeira sobrepostas, unidas através de adesivos estruturais. Seu uso garante um melhor aproveitamento da madeira, e oferece maior liberdade arquitetônica aos projetistas. Este método é capaz de produzir vigas em formas retas e curvas, seção uniforme e variável, com comprimentos superiores as peças de madeira serrada, sendo o tamanho geralmente limitado pelo transporte. O presente trabalho teve como propósito revisar a literatura sobre a madeira como material para a construção civil; apresentar a madeira laminada colada, ressaltando suas características positivas e método de fabricação; e expor a metodologia de cálculo estrutural aplicada à madeira, determinada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7190/1997, desenvolvendo o cálculo estrutural de uma cobertura em forma de arco com grande vão-livre.

Palavras-chave: Madeira laminada colada. Madeira. Estruturas de madeira.

ABSTRACT

The glued laminated timber is a product widely used in European countries and North America, but little used in Brazil. It consists of an engineered product, made up of wood veneers overlapping, joined by structural adhesives. Its use ensures a better use of wood, and offers greater architectural freedom to designers. This method is capable of producing beams in straight lines and curves, uniform and variable section, with the longer lengths of lumber pieces, with the size usually limited by transport. This study aimed to review the literature on the wood as material for building; present the glued laminated timber, emphasizing its positive features and method of manufacture; and expose the structural calculation methodology applied to the timber, given by the Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 7190/1997, developing the structural design of a cover arc-shaped with large void-free.

Keywords: Glued laminated timber. Wood. Wooden structures.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	7
2. CONDIÇÕES INICIAIS	8
2.1. OBJETIVO.....	8
2.1.1. Objetivo Geral.....	8
2.1.2. Objetivo Específico.....	8
2.2. METODOLOGIA.....	8
2.3. PROBLEMÁTICA	8
2.4. JUSTIFICATIVA	10
3. REVISÃO DA LITERATURA	11
3.1. MADEIRA.....	11
3.1.1. Propriedades da madeira	11
3.1.2. Vantagens e desvantagens da madeira.....	13
3.2. MADEIRA LAMINADA COLADA.....	15
3.2.1. Histórico	15
3.2.2. Método de fabricação.....	16
3.2.3. Colas.....	18
3.2.4. Vantagens e desvantagens.....	20
3.3. METODOLOGIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL	22
3.3.1. Valores de Cálculo.....	23
3.3.2. Estados Limites	25
3.3.3. Vento.....	27
4. ESTUDOS E ANÁLISES.....	29
4.1. DESENVOLVIMENTO DE UMA COBERTURA COM M.L.C.....	29
4.1.1. Valores de resistência	32
4.1.2. Dimensionamento das Terças	33
4.1.3. Dimensionamento dos Arcos.....	39
4.1.4. Contraventamento.....	75
4.1.5. Resumo da Estrutura.....	78
5. CONCLUSÃO	81
6. REFERÊNCIAS	82

1. INTRODUÇÃO

A madeira laminada colada é um produto desenvolvido através de duas técnicas, a laminação da madeira, e a colagem; tal técnica possibilita a confecção de peças de madeira com maiores dimensões e das mais variadas formas.

Para a utilização na construção civil, a madeira laminada colada apresenta comportamento estrutural similar às peças de madeira serrada, assim como propriedades térmicas; acústicas; leveza; resistência mecânica; resistência a impactos; alta durabilidade para algumas espécies; trabalhabilidade entre outros. Por ser um produto industrializado, a madeira laminada colada ainda possui outras vantagens, como por exemplo: o controle de qualidade; acréscimo de resistência pela eliminação de defeitos naturais; grandes envergaduras; formas livres e etc.

Esta técnica é bastante popular em países da Europa e na América do Norte, encontram-se exemplos de aplicação em obras residenciais, pergolados, estádios, templos religiosos, ginásios, espaços urbanos, pavilhões industriais, pontes e passarelas, entre outros.

Para melhor esclarecimento deste assunto, este estudo compreende os seguintes assuntos: aspectos gerais da madeira; histórico, método de fabricação, colas e informações complementares sobre a madeira laminada colada; verificação da segurança de estruturas de madeira dada pela NBR 7190/1997; finalizando com o dimensionamento de uma estrutura em forma de arco em madeira laminada colada.

2. CONDIÇÕES INICIAIS

2.1. OBJETIVO

2.1.1. Objetivo Geral

Analisar a aplicação da tecnologia de madeira laminada colada como alternativa para o ramo de construção civil, principalmente no âmbito de grandes obras de engenharia.

2.1.2. Objetivo Específico

Dimensionar uma cobertura de madeira laminada colada.

2.2. METODOLOGIA

Embasamento teórico na bibliografia na área de madeiras, ressaltando suas propriedades e vantagens estruturais; com ênfase em estudos e na utilização da madeira laminada colada.

Dimensionar uma estrutura de madeira laminada colada de acordo com as normas técnicas (ABNT), fazendo uso do software Ftool no auxílio dos cálculos.

2.3. PROBLEMÁTICA

A engenharia tem como grande desafio o desenvolvimento de estruturas cada vez maiores a fim de criar espaços amplos com grandes vãos livres e um menor número de peças estruturais; reduzindo os obstáculos físicos aos usuários, além de reduzir a poluição visual das construções, e ter a possibilidade de abranger e viabilizar novas construções que requerem grandes áreas livres para os diversos fins.

Outro fator desejável para as edificações diz respeito a forma; as formas retas apresentam-se dominantes nas edificações. “O estudo da arquitectura parte assim do domínio de expressão do movimento dinâmico, das curvas e do estabelecimento da fusão das superfícies com os respectivos efeitos de luz, da passagem dos contornos e dos materiais.” (CONSIGLIERI, 2007, p.361). Nessa perspectiva as formas circulares, curvas e orgânicas encaixam-se como alternativa na busca do projetista para atingir seus objetivos; instigando o ramo da engenharia com o propósito de que os projetos sejam viáveis tecnicamente.

Na linha de raciocínio da sustentabilidade ecológica, além da racionalização do uso dos materiais, deve-se também preocupar-se com o gasto energético e as emissões de poluentes geradas na obtenção dos materiais. Todas essas etapas consomem energia, combustíveis fósseis, geram poluentes e podem contaminar a água, o solo e o ar; por isso os materiais não devem ser vistos apenas pelo seu valor econômico e sim pela eficiência da cadeia produtiva e pelos elementos utilizados na produção do mesmo (FPAC, 2011).

Uma das possibilidades para se atingir a redução do volume dos materiais envolvidos na construção civil seria a redução das cargas geradas pelo próprio peso estrutural da edificação; por exemplo, reduzindo o peso do telhado reduz-se a cargas sobre as vigas, reduzindo a carga nas vigas pode-se reduzir suas dimensões, reduzindo seu peso, e assim conseqüentemente com os outros elementos estruturais, passando pelas colunas e chegando à fundação.

É desejável que as construções ofereçam aos usuários condições de térmicas e acústicas agradáveis, reduzindo a utilização de outros equipamentos eletrônicos e economizando energia elétrica. Deve-se propor soluções para tornar os ambientes mais aconchegantes, trazendo uma sensação de bem estar ao usuário.

A engenharia deve sempre buscar novas alternativas, conciliando todos os critérios anteriormente citados, além de desenvolver uma estrutura segura; com longo prazo de durabilidade; e de preferência, com baixa manutenção.

2.4. JUSTIFICATIVA

A busca por materiais estruturais de bom desempenho sempre esteve presente no desenvolvimento das sociedades, neste contexto a aplicação de novas técnicas e métodos construtivos para a fabricação de materiais requer estudos para melhor conhecê-los e aproveitá-los.

No início do século XIX surgiu um novo método de ligação de peças de madeira, que se evoluiu ao passar dos anos, conhecido atualmente como Madeira Laminada Colada. Este processamento da madeira teve seu surgimento na Europa, onde teve seu pleno desenvolvimento; e seu uso está disseminado por diversos países, tendo em vista que sua utilização e produção é altamente viável devido a todos o benefícios estruturais que este material apresenta (SZÜCS, 2008).

A madeira poderia ser melhor aproveitada na indústria da construção civil brasileira, por ser um bem natural de fácil manuseio e extração, ela também tem um grande potencial para estruturação de grandes vãos e grandes edificações.

De acordo com Neto¹ (2010):

“A madeira será o símbolo da modernidade e futuro está no caminho dos materiais renováveis, que não exigem energia artificial para sua produção: o sol faz todo o trabalho. Competem aos arquitetos, engenheiros, madeireiros e outros que trabalham com a madeira estabelecer o elo que falta entre as tecnologias avançadas no campo da construção e as madeiras cultivadas no Brasil. Essa corrente é que vai determinar realmente a tecnologia e o uso da madeira em todo seu potencial.”

3. REVISÃO DA LITERATURA

Mesmo sendo a madeira um material largamente utilizado e seu conhecimento estar difundido pela sociedade, é relevante uma breve revisão das suas características a fim de se relacionar este conteúdo com o foco deste presente trabalho, a Madeira Laminada Colada.

3.1. MADEIRA

3.1.1. Propriedades da madeira

As propriedades das madeiras variam significativamente de acordo com a espécie, não podendo serem feitas generalizações; para tanto faz-se necessário um estudo particular para cada caso. É importante ressaltar que a madeira é um material anisotrópico, esse termo é derivado do grego, sendo o prefixo “a” negação, “isso”: igual, e “trópico”: direção; ou seja, é um material que apresenta variações em suas propriedades mecânicas de acordo com a direção (CARVALHO, 2008).

Nas madeiras é usual definir as três direções de acordo com a disposição das fibras ou anéis, sendo elas longitudinais, tangenciais ou radiais, pode-se observar esta definição na figura 2.

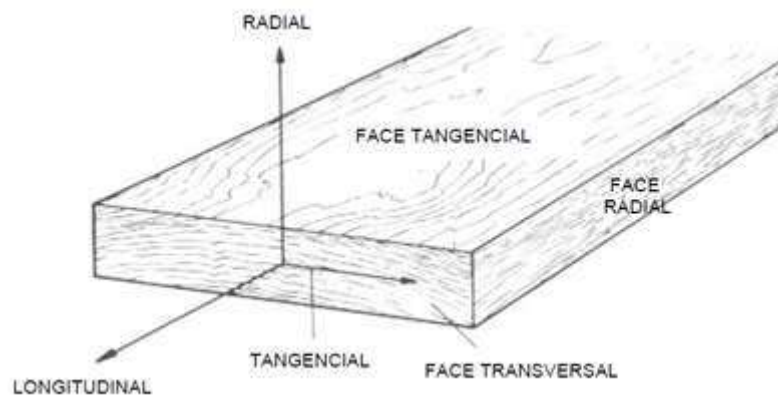


Figura 1. Eixos principais da madeira em relação a direção das fibras (SZÜCS *et al.*, 2008).

A madeira verde, recém cortada, apresenta um teor de umidade maior ou igual a 25%, correspondente ao ponto de saturação, mínimo de água livre e máximo de água de impregnação (GESUALDO, 2003).

A retratibilidade é a redução das dimensões da peça devido à perda da água impregnada entre as fibras do material. Como a madeira é um material anisotrópico, ela apresenta variações na retratibilidade de acordo com a direção; a retração tangencial pode chegar a valores de 10% de variação dimensional, seguida pela retração radial com 6% e por fim a retração longitudinal, com valores praticamente desprezíveis, inferiores a 0,5%. No caso mais extremo uma peça de madeira obtém uma redução volumétrica de aproximadamente 16% (JUNIOR², 1998).

A tabela 1 exemplifica as quatro classes de umidade estabelecidas pela ABNT.

CLASSES DE UMIDADE	UMIDADE RELATIVA DO AMBIENTE (U_{amb})	UMIDADE DE EQUILÍBRIO DA MADEIRA (U_{amb})
1	$U_{amb} \leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$85\% > U_{amb}^*$	$\geq 25\%$

* Durante longos períodos

Tabela 1 – Casos de umidade estabelecida pela NBR 7190.

Os valores especificados na Norma para as propriedades de resistência e de rigidez da madeira são os correspondentes à classe 1 de umidade, que se constitui a condição-padrão de referência, definida pelo teor de umidade de equilíbrio da madeira de 12 %.

Quanto à resistência ao fogo, muitos leigos tem a convicção de que a madeira apresenta baixa resistência ao fogo, devido a sua característica inflamável, porém, em condições de incêndio, com altas temperaturas (850°C), a madeira possui um comportamento mais seguro que outras estruturas, como o aço, que a partir de 500°C perde rapidamente sua resistência mecânica, levando o colapso da estrutura de modo imprevisível. Peças bem dimensionadas de madeira oferecem maior segurança à estrutura, pois perdem gradativamente sua resistência mecânica, retardando o seu colapso. Tal fato pode ser explicado devido à formação de uma camada carbonizada (camada de carvão, figura 3) como produto da combustão superficial da madeira, esta camada oferece um obstáculo ao

oxigênio necessário para a combustão, mantendo assim o núcleo conservado (JUNIOR² *et al.*, 1998).



Figura 2 – Seção de uma viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos. Fonte: http://www.cdcc.sc.usp.br/ciencia/artigos/art_27/madeira.html

A propagação das chamas para as camadas interiores de uma peça de madeira varia de acordo com a espécie da mesma, as coníferas, por exemplo, queimam até 20 milímetros em 30 minutos (SZÜCS *et al.*, 2008). Conhecendo-se esse comportamento da madeira é possível prever uma espessura de segurança para edificações suscetíveis a incêndios, além de poder estimar o tempo que a estrutura suportará às chamas de acordo com as necessidades de evacuação e do tempo de resposta do corpo de Bombeiros.

A durabilidade natural depende da espécie de origem da madeira e das características anatômicas, geralmente colorações mais escuras indicam uma menor vulnerabilidade a ataques biológicos. A baixa durabilidade natural pode ser compensada com a utilização de tratamentos preservativos.

3.1.2. Vantagens e desvantagens da madeira

A madeira comparada aos demais materiais estruturais, aço e concreto, constitui-se um material de baixa densidade, dificilmente passando de 1000kg/m³; o concreto armado, 2500kg/m³; e o aço, 7860kg/m³. A madeira também apresenta boa resistência mecânica, tanto na tração como na compressão e flexão, conferindo a ela uma ótima relação resistência/massa; com isso reduz-se as cargas aplicadas sobre a estrutura que serão

transmitidas para as vigas, colunas e fundações, implicando em estruturas menos robustas e mais baratas.

Outras vantagens: facilidade na locomoção devido ao peso; processos simples de desdobramento da madeira; resistência ao fogo e comportamento previsível; dependendo da espécie tem-se alta durabilidade; estável quimicamente; aparência agradável; isolante térmico e elétrico; bom isolante acústico; resistente ao impacto; produto natural; baixo consumo de energia e água no seu processamento; não tóxico; renovável; e com o manejo adequado pode ser considerado ecologicamente correto, contribuindo para a redução de gás carbônico, sendo a madeira um armazém natural de carbono.

Segundo Brito (2010) durante o processo industrial, uma tonelada de aço consome 3000×10^3 kcal de energia; uma tonelada de concreto consome 780×10^3 kcal de energia; e uma tonelada de madeira consome $2,4 \times 10^3$ kcal de energia.

Outro benefício é a capacidade estética indiscutível, para Consiglieri (2007), “O objecto é uma mercadoria cuja apreciação é dada pela sensação”, e Bangs (2010) afirma: “A madeira uma vez cresceu na forma de uma árvore viva, e reconhecemos esse fato quando falamos do “aconchego” e do “calor” da madeira e buscamos incorporar sua beleza nos objetos usados no cotidiano”, confirmando que a madeira pode criar associações arquetípicas que vão muito além dos valores estruturais.

Entretanto a madeira serrada também apresenta algumas desvantagens que devem ser observadas: variabilidade, devido a heterogeneidade e a anisotropia características de sua formação; presença de defeitos; alteração das dimensões de acordo com a umidade; limitação das dimensões; material inflamável; material vulnerável a agentes degradantes biológicos; e espécies com baixa durabilidade. Apesar destes inconvenientes alguns fatores negativos podem ser minorados com um adequado tratamento do material.

3.2. MADEIRA LAMINADA COLADA

A Madeira Laminada Colada consiste basicamente da união de duas técnicas, a transformação do lenho em tábuas (laminação) e a junção destes elementos através de algum adesivo (colagem).

3.2.1. Histórico

A técnica da madeira laminada colada teve origem no século XIX, o primeiro passo para o seu surgimento foi dado pelo Coronel Emy, na França, que aplicou os conhecimentos de laminação na construção de vigas compostas por tábuas encurvadas e sobrepostas, porém a união das peças era através de ligações mecânicas (pregos, parafusos, braçadeiras).

Utilizando-se das ideias de sobreposição de tábuas, e com o aparecimento da cola de caseína (proteína do leite), o mestre carpinteiro suíço Otto Hetzer, decidiu substituir as ligações mecânicas pela cola, dando origem a madeira laminada colada. O emprego da cola tornou a seção da viga mais homogênea evitando a ocorrência de deslizamento entre as tábuas, o maior inconveniente desta cola é que ela é vulnerável a água, restringindo sua aplicação em espaços internos e secos. A primeira edificação com esse sistema de união de tábuas foi em 1893, na construção de um auditório em Basileia, na Suíça. Neste mesmo ano foi patenteado por Otto Hetzer com o nome de “Sistema Hetzer” (CARVALHO, 2008).

No entanto, a grande evolução de estruturas à base de madeira laminada colada só foi possível a partir de 1940, com o aparecimento de adesivos sintéticos termoendurecedores, permitindo a utilização desta tecnologia exposta a ambientes exteriores sem preocupação de rompimento da linha de cola (FRANÇA, 2012).

No Brasil a empresa pioneira na industrialização e confecção da madeira laminada colada foi a empresa Esmara Estruturas de Madeira Ltda, Curitiba (PR), com tecnologia trazida pelos alemães. Atualmente a Battistella Indústria e Comércio Ltda, localizada em Lages (SC), é a empresa mais antiga no ramo, com mais de 40 anos de experiência (TELES, 2009).

3.2.2. Método de fabricação

A madeira laminada colada pode ser fabricada de modo artesanal, pois envolve apenas procedimentos simples, porém para estruturas mais robustas é necessário um trabalho criterioso e controlado, executado em uma fábrica organizada para tal finalidade.

As etapas básicas para a construção da madeira laminada colada são: corte da árvore; o corte do lenho em lâminas; uma prévia classificação visual; a eliminação de defeitos; o armazenamento; a secagem; a junção longitudinal das peças; o corte no tamanho apropriado; a aplicação superficial de cola; a acomodação da peça sobre um gabarito; a prensagem dos elementos; o repouso para a cura da cola; o acabamento da peça; aplainar e lixar; o corte adequado das extremidades; a execução de furos e encaixes para as ligações; a aplicação de algum produto para preservar a madeira de ataques biológicos, como fungicidas e inseticidas; também podem ser aplicados seladores ou verniz, não descartando a possibilidade de alguma pintura de nível estético e decorativo, que não é muito usual devido à beleza própria agregada da madeira.

A secagem é um dos fatores decisivos para a montagem de peças de qualidade, pois a presença excessiva de umidade na madeira dificulta a plena aderência da cola, comprometendo a resistência final do elemento. É aconselhável que o teor de umidade esteja entre 7 e 14%, sendo que não deva existir uma diferença superior a 5% no valor da umidade entre tábuas adjacentes, evitando assim o gradiente de umidade e tensões internas devido a diferença de concentração que poderiam comprometer o processo de colagem. Para minorar esses efeitos de diferenças de concentração é aconselhável deixar as tábuas empilhadas e aeradas por um período de quatro dias após a retirada da estufa, e de preferência no local onde será efetuada a montagem das peças (SZÜCS *et al.*, 2008).

A superfície da lâmina deve ser aplainada de modo a garantir um plano liso e uniforme para a realização da colagem, respeitando um limite máximo de tempo entre o beneficiamento da superfície e a aplicação de cola na mesma, de até 48 horas; sendo prudente a utilização de luvas para evitar a deposição de gordura na peça (SZÜCS *et al.*, 2008).

Para Teles (2009), as emendas longitudinais apresentam-se de três formas, a emenda de topo, a emenda biselada e a emenda dentada vertical (figura 4). As emendas longitudinais são importantes, pois conferem continuidade para a estrutura.

As emendas de topo são mais simples e rápidas de serem confeccionadas, realizada através de um corte ortogonal a linha da tábua, porém apresenta menor área de contato para a colagem e são as menos eficientes, seu uso deve ser evitado. A união biselada apresenta maior área de contato para colagem e maior resistência, sendo a mesma um corte em diagonal a linha da tábua, respeitando a proporção de 1:10 na inclinação do corte. Por fim tem-se a emenda dentada vertical, realizada através de equipamentos mais sofisticados, compõe a melhor opção em termos de resultados de resistência pois apresenta a maior área de colagem entre as alternativas.

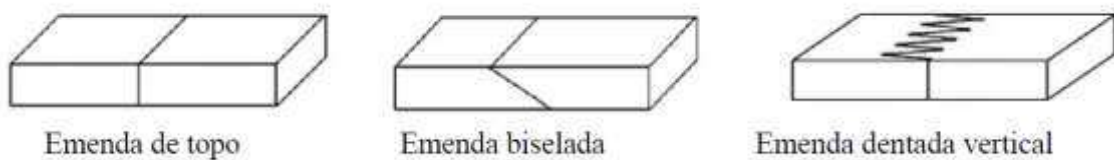


Figura 3 – Tipos de emendas utilizadas na fabricação da madeira laminada colada (TELES,2009).

No caso de produção de peças curvas a espessura de cada lâmina é uma relação direta com o raio de curvatura a ser utilizado, ou seja, quanto menor o raio de curvatura menor deve ser a espessura da lâmina. Szücs *et al.* (2008) sugere que:

- madeiras com massa volumétrica de até 0,5 g/cm³, utilizar $e \leq R/160$
- madeiras com massa volumétrica acima de 0,5 g/cm³, utilizar $e \leq R/200$

Onde: “R” corresponde ao raio da curva e deve ser considerado em [cm], e “e” é a espessura da lâmina em [cm].

Outros aspectos devem ser considerados durante o processo de colagem como a pressão empregada entre as lâminas, a temperatura do ambiente e o tempo de prensagem para a cura da cola. Cada espécie de madeira possui características próprias, teoricamente todas podem ser coladas, entretanto os resultados podem variar, uma correlação inicial para este estudo está na densidade de cada espécie, pois quanto maior a densidade menor o

índice de espaços vazios disponíveis para a impregnação da cola, Fioreli, *apud* Teles (2008), afirma que a faixa ideal de densidades da madeira para a confecção da madeira laminada colada está entre 0,40 e 0,75 g/cm³. É interessante a realização de ensaios para determinar a capacidade de penetração da cola na madeira, a Norma Brasileira Regulamentadora (NBR 7190/1997) recomenda ensaios de cisalhamento e tração normal à linha de cola e resistência das emendas dentadas e biseladas.

Dias (2014) recomenda que na ausência de recomendação do fabricante da cola, deve-se observar que na colagem das peças de MLC a junta de cola entre lâminas deverá receber uma pressão mínima de 0,7 MPa para madeiras de densidade inferior ou igual a 0,5 g/cm³ e de 1,2 MPa para madeiras de densidade superior a 0,5 g/cm³.

Normalmente uma estrutura de madeira laminada colada deve resistir a um período de vida útil de pelo menos 100 anos (CARVALHO,2008).

Apesar de não existir uma norma brasileira exclusiva para a madeira laminada colada, as orientações presentes na NBR 7190 englobam as principais atividades e procedimentos necessários para a fabricação da madeira laminada colada, entretanto existem normas estrangeiras exclusivamente dedicadas a mesma, apresentando detalhadamente o passo-a-passo da produção, orientando melhor o produtor (GRANATO, 2011).

3.2.3. Colas

Para Chugg *apud* Teles (2008), o adesivo (cola) é definido como uma substância capaz de unir através do contato duas superfícies aderentes. Cunha (2010) analisou o desempenho das três principais colas utilizadas na fabricação da madeira laminada colada, segundo ele são: Resorcinol Fenol Formaldeído (RFF), a Melamina Uréia Formaldeído (MUF) e o Poliuretano (PUR); segundo seus dados experimentais as três colas não obtiveram diferenças estatísticas significativas em relação ao Módulo de Elasticidade e ao Módulo de Ruptura; cabendo ao projetista a escolha do adesivo de acordo com o custo do material e a facilidade do emprego do adesivo no processo construtivo.

França (2012) estudou as propriedades mecânicas de corpos de provas utilizando as colas MUF e PUR em condições secas e saturadas, e em todos os parâmetros de compressão paralelas às fibras, cisalhamento e flexão, ele obteve valores significativamente inferiores em condições saturadas, principalmente no uso do adesivo PUR.

Abrantes (2012) desenvolveu sua pesquisa produzindo vigas de madeira Eucalipto desdobradas em lâminas de 4, 5 e 6 cm de largura por 3,2 a 3,3 cm de altura. Cada viga foi composta por 6 lâminas sobrepostas, coladas com adesivo a base de poliuretano Purbond HB 312 da marca Henkel, gerando vigas acabadas de 4, 5 e 6 cm de largura por 19,2 a 19,5 cm de altura. As vigas foram submetidas a pressão de 10 MPa por um período de 10 horas a temperatura de 23°C. No total foram produzidas 8 vigas de cada largura citada, num total de 24, todas com 3,2 m de comprimento; metade das vigas possuíam lâminas com emendas longitudinais do tipo *finger-joint* (emenda dentada) dispostas aleatoriamente e a outra metade com lâminas sem emendas.

Ao final do seu estudo Abrantes (2012) chegou as seguintes conclusões com a comparação e análise dos resultados dos ensaios: a MLC quando fabricada com cola estrutural comporta-se como a madeira maciça; é indiferente considerar ou não nos cálculos a presença de emendas nas lâminas das vigas; e o modelo de cálculo proposto pela NBR 7190/97 pode ser aplicado no dimensionamento de estruturas de MLC, apresentando resultados conservadores a favor da segurança.

Zangiácomo (2003) afirma que a faixa de densidade ideal para a confecção de MLC é entre 0,40 e 0,75 g/cm³ e que possuam baixo coeficiente de retração, densidades maiores dificultam a colagem em função da baixa penetração do adesivo, porém segundo o autor, a produção da MLC não depende apenas da densidade da madeira, mas também da permeabilidade da espécie em relação ao adesivo.

Buscando viabilizar o uso de madeiras de espécies da Amazônia, de maiores densidades e pouco estudadas para a fabricação de vigas de MLC, Dias (2014) estudou a eficiência da colagem de espécies nativas da Amazônia, inclusive avaliou a construção de vigas de MLC constituída de diferentes espécies de madeira.

Para comprovação da eficiência das colas utilizadas, Dias (2014) confeccionou vigas com 12 espécies nativas. Os adesivos utilizados foram Purbond® HB S 309, o bi-componente Wonderbond® EPI EL-70 juntamente com o catalizador Wonderbond® EPI WS 742 (formulação Polimérica de Isocianato); e o bi-componente Cascophen® RS-216-M (a base de Resorcinol-Formaldeído), com o catalizador Cascophen® FM-60-M.

Dias (2014) não obteve resultados satisfatórios para a cola Wonderbond nos ensaios de delaminação, inviabilizando a mesma para a utilização com as espécies de altas densidades. O ensaio de delaminação permite prever o comportamento entre a cola e a madeira exposta ao ambiente exterior, a delaminação é o aparecimento de fendas na linha da cola, ocasionando a perda parcial da resistência na linha da cola.

Dias (2014) também confeccionou vigas mistas com duas espécies de madeira: Cumaru e Itaúba, com lâminas de 4cm x 2cm x 200cm, nos ensaios não houve ocorrência de cisalhamento na linha de cola das vigas, apresentando assim, uma boa adesão da cola utilizada (Cascophen). Concluindo o autor destaca: “Considerando os resultados obtidos pode-se afirmar que é possível utilizar madeira da Amazônia para fabricação de vigas laminada” e “Os resultados alcançados vem quebrar o paradigma da não utilização de madeiras de alta densidade na fabricação de vigas laminadas colada para as espécies Itaúba e Cumaru”.

3.2.4. Vantagens e desvantagens

A madeira laminada colada é antes de tudo madeira, ou seja, possui todas as atribuições dadas a este material já citadas anteriormente, além de outras vantagens estruturais, mecânicas, construtivas e estéticas.

A eliminação dos defeitos naturais, através da análise visual dos elementos, e a reconstrução dos elementos numa distribuição aleatória de imperfeições residuais no interior do produto final permite a atribuição aos elementos estruturais de madeira laminada colada um acréscimo de resistência mecânica comparada a madeira maciça de qualidade equivalente, cerca de 10% (SZÜCS *et al.*, 2008). Nessa mesma perspectiva

Magalhães (2009) realizou experimentos com a espécie de Eucalipto, moldando 12 corpos de prova para cada material e obtendo um comparativo significativo do acréscimo de resistência média nos corpos de prova de madeira laminada colada, da ordem de 10% na resistência a compressão ($f_{c0,w}$) e 14% na resistência a tração ($f_{t0,w}$).

As estruturas concebidas em madeira laminada colada apresentam outros benefícios em relação à madeira maciça: menor número de ligações; maiores dimensões, não limitadas à geometria do tronco das árvores; a possibilidade de obter peças com raio de curvatura reduzido, variável e até mesmo em planos diferentes; capacidade de cobrir grandes vãos livres; maior liberdade arquitetônica ao projetista na concepção dos projetos; racionalização e melhor aproveitamento de recursos, pois utiliza peças menores na sua construção.

Outras vantagens: maior agilidade na construção, fazendo uso de peças pré-fabricadas, reduzindo o trabalho no canteiro de obras, possibilitando maior qualidade da obra acabada, maior controle da qualidade das estruturas, redução de mão de obra na montagem do edifício; criação de perfis diferentes do usual retangular da madeira maciça, por exemplo, construção das viga em perfil I, com diferentes distribuições de tensões internas; entre outros.

No quesito estético Junior³ (2010) ressalta: “A cobertura é a coroa da construção e por isso os arquitetos, engenheiros e projetistas dedicam especial atenção a sua concepção”. O autor também destaca o avanço produzido pela MLC: “A construção de cúpulas de madeira para grandes vãos livres somente foi possível com o advento da madeira laminada colada”.

No mercado interno brasileiro o maior problema para a construção de estruturas de madeira laminada colada está na falta de empresas no ramo; na ausência de projetos com essa tecnologia devido à falta de conhecimento; e principalmente no custo de produção, devido ao custo elevado dos adesivos e do oneroso trabalho de produção. O gasto com a colagem dessas peças chega a representar cerca de 40% do custo total de sua fabricação, o que é um valor extremamente elevado (GONÇALVEZ, 2011).

No Brasil o custo da madeira laminada colada é da ordem de 4 mil reais o metro cúbico, o que inviabiliza, no momento, a sua competitividade com madeiras serradas tropicais e de reflorestamento. No Chile o mesmo material custa 750 dólares o metro cúbico e, nos Estados Unidos e Canadá na ordem de 1000 dólares o metro cúbico (NETO², 2011).

Para Granato (2011) o maior obstáculo para a difusão do uso da madeira laminada colada está no preconceito da maioria da população em relação a estruturas de madeira, optando por estruturas de concreto e aço devido à falta de informação e ao *lobby* exercido pelas grandes empresas do ramo de cimento e aço.

Observa-se na literatura que para vigas simplesmente apoiadas é possível a execução de vãos livres na ordem de 15 metros, e para arcos encontram-se soluções para vãos livres maiores que 100 metros (SZÜCS *et al.*, 2008).

3.3. METODOLOGIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

Martins (2010) apresenta o esquema da metodologia de cálculo de estruturas de madeira, ilustrado na figura 4; de acordo com o autor é necessário conhecer o material, quantificar as ações, fazer a combinação de ações e com os modelos de cálculo verificar os estados limite últimos e de utilização. Os procedimentos para os dados relativos aos materiais são descritos no item 3.3.1 – Valores de cálculo; a quantificação das ações encontra-se nos itens 4 – Dimensionamento e 3.3.3 - Vento; as combinações de ações são apresentadas no item 3.3.2 – Estados Limites; e as verificações encontram-se ao longo do item 4 – Dimensionamento.

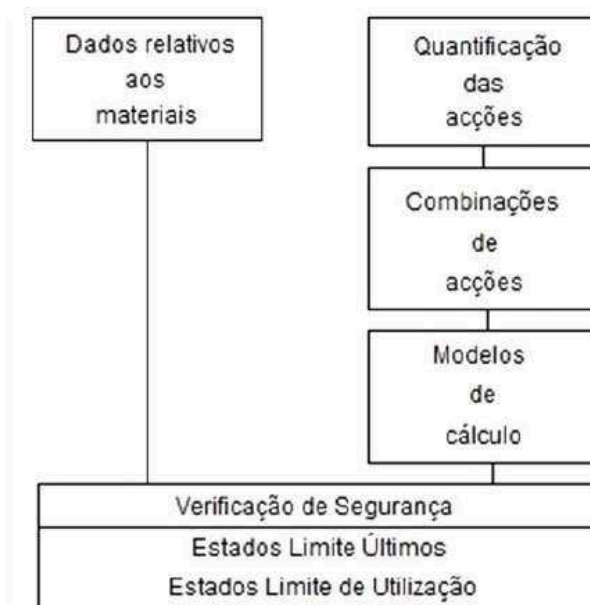


Figura 4 – Esquema da metodologia de cálculo de estruturas de madeiras (MARTINS, 2010)

3.3.1. Valores de Cálculo

Para que a estrutura ofereça condições adequadas de segurança é necessário que a solicitação de cálculo (S_d) seja menor ou igual a resistência de cálculo (R_d). A resistência de cálculo (R_d) pode ser calculada mediante o conhecimento da resistência característica (R_k) da propriedade analisada. Todo o detalhamento de cálculo foi baseado na NBR 7190/1997.

$$R_d = k_{mod} \times \frac{R_k}{\gamma_w} \quad (1)$$

k_{mod} é o coeficiente de modificação, sendo este coeficiente o produto entre k_{mod1} , k_{mod2} , k_{mod3} , que correspondem respectivamente a: classe de duração (tabela 7), umidade (tabela 8) e qualidade da madeira (tabelas 9 e 10).

γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira (fator de segurança). O coeficiente de minoração para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wc} = 1,4$; para tensões de tração paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wt} = 1,8$ e para tensões de cisalhamento paralelo às fibras tem o valor básico $\gamma_{wv} = 1,8$. Tanto Gonçalves (2012) como Martins (2010) citam em seus trabalhos a utilização do coeficiente de $\gamma_w = 1,25$ para a MLC, de acordo com o Eurocódigo. O coeficiente de ponderação para estados limites de serviço tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

Classe de carregamento	Ordem de grandeza da duração da ação	Tipo de madeira	
		Serrada Roliça Laminada colada Compensada	Recomposta
Permanente	Vida útil da obra	0,60	0,30
Longa duração	Mais de seis meses	0,70	0,45
Média duração	Uma semana a seis meses	0,80	0,65
Curta duração	Menos de uma semana	0,90	0,90
Instantânea	Muito curta	1,10	1,10

Tabela 2 – Definição de classes de carregamento e valores de k_{mod1} (NBR 7190/1997).

Classes de umidade	Tipo de madeira	
	Serrada Roliça Laminada colada Compensada	Recomposta
1	1,00	1,00
2	0,90	0,95
3	0,80	0,93
4	0,70	0,90

Tabela 3 – Valores de k_{mod2} para diferentes classes de umidade (NBR 7190/1997).

Classificação		Tipo de classificação	
		Visual	Visual e Mecânica
Densa (D)	SE – D	0,70	0,90
	S1 – D	0,60	0,80
	S2 – D	0,50	0,70
	S3 – D	0,40	0,60
Não Densa (ND)	SE – ND	0,60	0,80
	S1 – ND	0,50	0,70
	S2 – ND	0,40	0,60
	S3 – ND	0,30	0,50

Tabela 4 – Valores de k_{mod3} para coníferas (NBR 7190/1997).

Classe	Tipo de classificação	
	Visual	Visual e Mecânica
SE	0,90	1,00
S1	0,85	0,95
S2	0,80	0,90
S3	0,75	0,85

Tabela 5 – Valores de k_{mod3} para dicotiledôneas (NBR 7190/1997).

As classes SE, S1, S2 e S3 remetem à extensão e à posição do nó. Segundo Stamato (2013) os nós representam uma região de baixa resistência da madeira, e sua área é considerada no cálculo como não resistente. Essa correlação é apresentada na tabela 11, e a posição dos nós demonstrada na figura 10.

Classe visual	Posição do nó na peça	
	Face e canto	Centro
SE	20%	35%
S1	25%	45%
S2	33%	50%
S3	50%	75%

Tabela 6 – Relação das classes visuais em função da extensão e da posição do nó na peça (STAMATO, 2013).

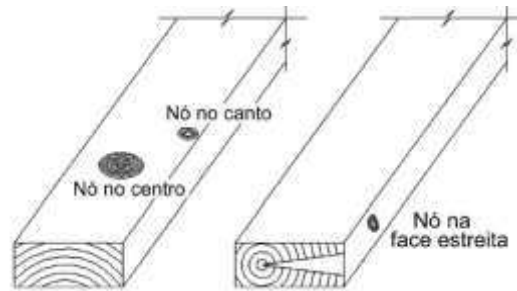


Figura 5 – Disposição dos nós na peça de madeira (STAMATO, 2013).

Para Dicotiledôneas não classificadas utiliza-se $k_{mod3} = 0,70$, e para madeira laminada colada para peças retas $k_{mod3} = 1,00$, nos demais casos usar equação 2:

$$k_{mod3} = 1 - 2000 \left(\frac{t}{r} \right)^2 \quad (2)$$

Onde t é a espessura das lâminas e r é o menor raio de curvatura das lâminas que compõe a seção transversal resistente.

3.3.2. Estados Limites

De acordo com o entendimento da Norma NBR 7190/1997, uma estrutura atinge seu Estado Limite de uso quando a estrutura apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção; podendo ser caracterizado de duas formas: Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização.

Os Estados Limites Últimos determinam a paralisação, total ou parcial de estrutura caracterizada pela:

- Perda de equilíbrio;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva;
- Transformação da estrutura em um sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica (ressonância).

Já os Estados Limites de Utilização são caracterizados por:

- Deformações excessivas;
- Vibrações.

Para verificações do Estado Limite Último tem-se três combinações de ações:

- Combinações últimas normais (devem ser sempre consideradas, referem-se às ações permanentes na estrutura), tal combinação é descrita pela equação 3:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right) \quad (3)$$

onde $F_{Gi,k}$, é o valor característico das ações permanentes; $F_{Q1,k}$, é o valor característico da ação variável considerada principal em um determinado caso de carregamento; $\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis; ψ_{0j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das ações variáveis; γ_{Gi} e γ_Q são coeficientes de ponderação.

- Combinações especiais ou de construção: caso exista algum carregamento transitório ou necessidade de carregamento devido ao método construtivo (equação 4).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right) \quad (4)$$

Sendo que quando $F_{Qj,k}$ tiver um tempo de atuação muito pequeno, $\psi_{0j,ef}$ pode ser tomado com o correspondente ψ_{2j} , como por exemplo a ação dos ventos, que por definição é ação de curta duração.

- Combinações excepcionais: carregamentos de duração extremamente curta.

Para verificações do estado Limite de utilização tem-se quatro tipos de combinações:

- Combinações de longa duração, onde predominam as ações permanentes e o peso próprio da estrutura, são consideradas no controle usual das deformações da estrutura, a combinação é dada pela equação 5:

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (5)$$

- Combinações de média duração, entre uma semana e seis meses, consideradas quando o controle das deformações é importante, como no caso de existirem materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura.

- Combinações de curta duração, perfazendo um intervalo de tempo de menos de uma semana, tal consideração é importante quando necessário impedir defeitos decorrentes da deformação da estrutura.

- Combinações de duração instantânea, para carregamentos especiais de duração extremamente curta.

3.3.3. Vento

A ação dos ventos em uma estrutura deve ser considerada como uma ação variável, salvo quando sob condição especial especificada em projeto. O cálculo da ação do vento sob uma estrutura é determinada pela Norma NBR 6123/1988.

A velocidade característica do vento é determinada pela equação 6:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (6)$$

Onde V_0 é a velocidade básica do vento de acordo com a localização; S_1 é um fator topográfico; S_2 é um fator que depende da rugosidade do terreno, da classe da edificação e da altura sobre o terreno; S_3 é um fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

A partir da velocidade característica é possível determinar a pressão dinâmica (q), pela equação 7:

$$q = 0,613(V_k)^2 \quad (7)$$

Por fim, pode-se mensurar a força estática do vento sobre a estrutura através da equação 8:

$$F = (C_e - C_i)qA \quad (8)$$

Onde C_e corresponde ao coeficiente de forma externo; e C_i é o coeficiente de forma interno.

Na combinação em que o vento representa a ação variável principal, as solicitações nas peças de madeira devidas à ação do vento podem ser minoradas, multiplicando-se por 0,75. Tal consideração é válida devido a maior resistência da madeira sob ação de cargas de curta duração (NBR 6123/1988).

4. ESTUDOS E ANÁLISES

4.1. DESENVOLVIMENTO DE UMA COBERTURA COM M.L.C.

Para o desenvolvimento da cobertura de uma igreja, foi considerada a capacidade de pessoas desejada para projeto, neste caso adotando-se um valor de referência de 400 pessoas. Considerando a literatura, adotou-se como base que uma pessoa sentada de modo confortável ocupa um espaço de 100cm x 60cm, e os bancos seriam de 3,0m de comprimento, com capacidade de 5 pessoas por banco, corredor central uma largura de 2,0m, e para demais corredores o valor de 1,5m. Assim, tem-se a planta baixa esquemática representada na figura 11, com 8 fileiras de 10 bancos, num total de 400 assentos (não é objetivo deste trabalho detalhar as escolhas arquitetônicas, apenas justificar para as dimensões adotadas).

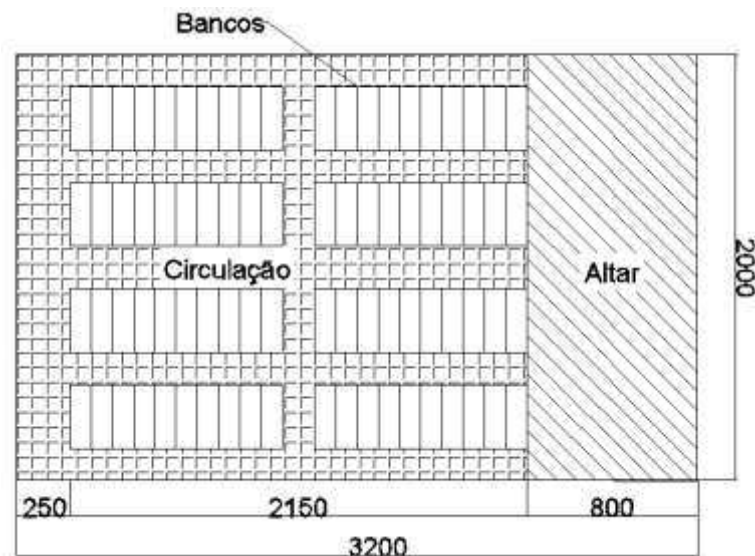


Figura 6 – Layout da Igreja, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

A partir destas dimensões foi determinada a disposição dos arcos da estrutura, espaçadas a cada 4,0m, assim como os parâmetros geométricos do arco, sendo a altura do arco e metade do comprimento do vão proporcional a Razão Áurea (1,62), ver figura 7 e 8:

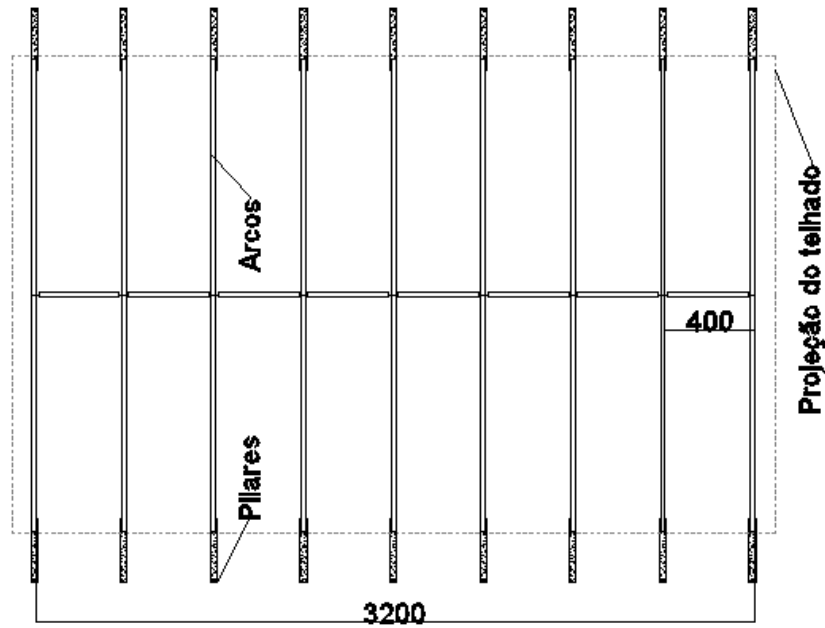


Figura 7 – Vista superior dos arcos da cobertura (O AUTOR, 2015).

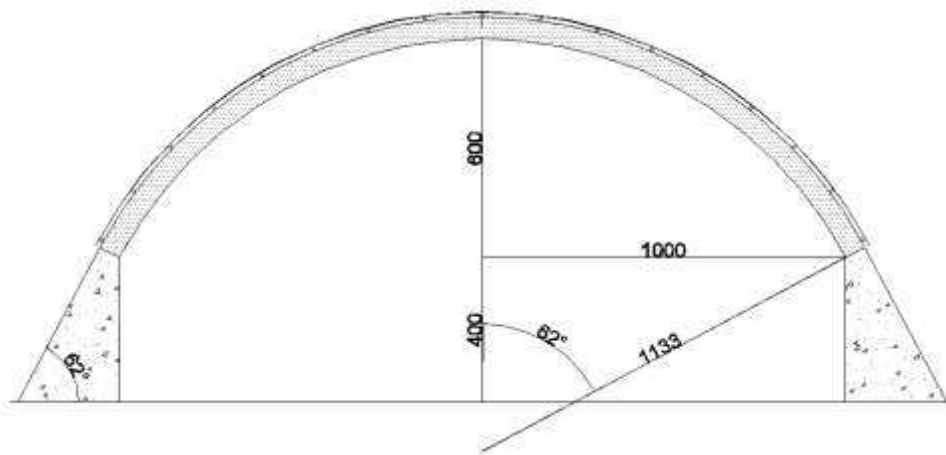


Figura 8 – Vista frontal dos arcos da cobertura, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

Os parâmetros geométricos do arco foram obtidos através das correlações abaixo:

$$R = \frac{(F)^2 + \left(\frac{V}{2}\right)^2}{2F}; R = \frac{(6)^2 + \left(\frac{20}{2}\right)^2}{12} = 11,33m$$

$$\beta = \text{arc sen}\left(\frac{V}{2R}\right); \beta = \text{arc sen}\left(\frac{20}{22,66}\right) = 62^\circ$$

$$L = \frac{\pi R \beta}{90}; L = \frac{\pi \times 11,33 \times 62}{90} = 24,52m$$

Onde R é o raio; F corresponde a altura do arco; V é o vão; β o ângulo desenvolvido e L o comprimento de arco (figura 9).

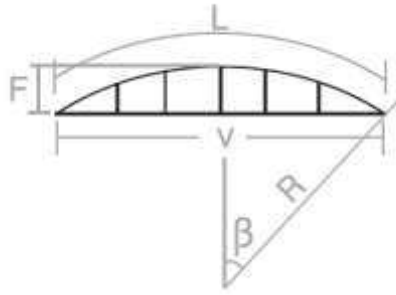


Figura 9 – Parâmetros geométricos do arco.

Considerações de projeto:

- Estrutura dos arcos em Madeira Laminada Colada, feita a partir da Espécie Itaúba (*Mezilaurus itaúba*), confeccionada com adesivo estrutural a base de Resorcinol-Formaldeído, com espessura das lâminas de no máximo 3cm; emendas do tipo dentadas e espaçamento entre emendas de no mínimo 25 vezes a espessura das lâminas ou maior que a altura do seção transversal.

- Classe da madeira D60 (12% de umidade), com densidade aparente de 1000kg/m^3 .

- Arcos, Terças e Contraventamento feitos com peças de madeira laminada colada de itaúba.

- Inclinação do encontro do arco com o pilar $\beta=62^\circ$.

- Dimensões da seção transversal das terças proposta: 8cm x 16cm.

- Dimensões da seção transversal do contraventamento proposto: 8cm x 8cm.

- Sobrecarga devido ao forro em coberturas $0,5\text{kN/m}^2$ (NBR 6120/1980).

- Carga acidental de 1kN concentrada no ponto mais desfavorável de estrutura (NBR 6120/1980).

- Isolamento Termoacústico com manta de polietileno com filme de alumínio (referência da marca Big Foil® $0,2\text{kg/m}^2$).

- Telha de Alumínio ondulada (referência da marca Belmetal®, telha ondulada de 0,7mm, com peso útil para recobrimento duplo de $2,53\text{kg/m}^2$; para uma sobrecarga de 100kg/m^2 espaçamento máximo entre terças de 1,73m).

- Valor de cálculo para a aceleração da gravidade: 10m/s^2
- Dispositivos de ligação: perfis metálicos e parafusos.
- Peso das ligações metálicas estimado em 3% do peso da estrutura (NBR 7190/1997).
- Planta interna da edificação: 20m x 32m.
- Altura da edificação: 10m.
- Espaçamento entre arcos: 4,00m, espaçamento entre terças: 1,55m.

4.1.1. Valores de resistência

Com a tabela 7 – Valores de $k_{\text{mod},1}$, tabela 8 – Valores $k_{\text{mod},2}$ e com o item 6.4.4 da NBR 7190/1997, tem-se: $k_{\text{mod},1} = 0,6$ (carregamento permanente); $k_{\text{mod},2} = 1,0$ (classe de umidade 1); $k_{\text{mod},3} = 1,0$ para peças retas (terças) e $k_{\text{mod},3} = 0,99$ para peças curvas (calculada com a equação 2).

Logo para peças retas $k_{\text{mod}} = 0,60$, e para as peças curvas $k_{\text{mod}} = 0,59$, para efeito de cálculo assumiu-se o valor básico de 0,60.

Os coeficientes de ponderação para o estado limite último são: $\gamma_{wc} = 1,4$; $\gamma_{wt} = 1,8$ e $\gamma_{wv} = 1,8$. O coeficiente de ponderação para estados limites de serviço tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

Com a equação 1, e com os valores de referência da tabela 3 – Classes de resistência das dicotiledôneas (NBR 7190/1997) determinam-se as resistências de cálculo:

$$R_d = k_{\text{mod}} \times \frac{R_k}{\gamma_w}; R_{c0,d} = 0,60 \times \frac{60}{1,4} = 25,7 \text{ MPa}$$

Na falta de determinação experimental a Norma estabelece a relação de $R_{c0,k}/R_{t0,k} = 0,77$.

$$R_{t0,d} = 0,60 \times \frac{60}{0,77 \times 1,8} = 26,0 \text{ MPa}$$

$$R_{v0,d} = 0,60 \times \frac{8}{1,4} = 3,4 \text{ MPa}$$

$$E_{c0,ef} = 0,60 \times \frac{24500}{1,0} = 14700 \text{ MPa}$$

4.1.2. Dimensionamento das Terças

Assim como sugere JUNIOR³ (2010), a terça será dimensionada considerando a ocorrência de flexão simples oblíqua em uma viga biapoiada, cujo comprimento da viga corresponde ao espaçamento entre arcos.

A terça terá comprimento de 4,0m e espaçamento entre terças de 1,55m, feita em madeira laminada colada.

Ação permanente na estrutura:

- Peso próprio = $0,08 \times 0,16 \times 1000 \times 1,03 \times 10 = 131,8 \text{ N/m}$.
($0,08 \times 0,16$ – área da seção transversal; 1,03 – peso das ligações metálicas (3%))
- Peso do isolamento = $0,2 \times 1,55 \times 10 = 3,1 \text{ N/m}$.
- Peso da telha = $2,53 \times 1,55 \times 10 = 39,2 \text{ N/m}$.
- Sobrecarga do forro = $500 \times 1,55 = 775 \text{ N/m}$.
- Ação permanente total (G) = $131,8 + 3,1 + 39,2 + 775 = 948,9 \text{ N/m} = 0,95 \text{ kN/m}$

Ação variável na estrutura (Q):

- Pessoas andando sobre a estrutura durante a construção e/ou manutenção do telhado, por norma considerar a carga de 1kN concentrado no ponto mais desfavorável da peça (neste caso no centro).

- Como o vento é uma ação de curta duração e para a verificação da resistência da terça considerou-se a ação variável principal como sendo de pessoas, utilizando-se a equação 4, nota-se que o valor do vento é multiplicado por Ψ_2 , sendo que o valor

correspondente na tabela 2 – fatores de combinação e utilização da NBR 7190/1997, equivale 0, logo não se faz necessário esta verificação neste momento.

4.1.2.1. Estado Limite Último

A verificação da resistência pelo estado limite último pela equação 4, fica reduzida a:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q F_{Q1,k}$$

Da tabela 4 – ações permanentes de grande variabilidade e da tabela 6 – Ações variáveis (NBR 7190/1997), obtém-se os valores coeficientes de ponderação γ_G e γ_Q , sendo para efeito desfavorável $\gamma_G = 1,4$, e $\gamma_Q = 1,2$.

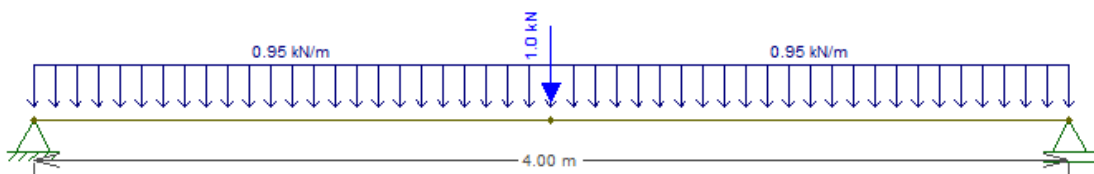


Figura 10 – Esquema estático das forças aplicadas na terça (O AUTOR, 2015).

Sabendo que a terça ficará apoiada na menor distância (base), então quanto mais inclinado estiver o ângulo do arco com a horizontal menor será a resistência da terça devido ao momento de inércia do elemento ser maior no eixo x-x, ver figura 11. Logo a solicitação mais crítica estará na extremidade do arco quando $\beta = 62^\circ$.

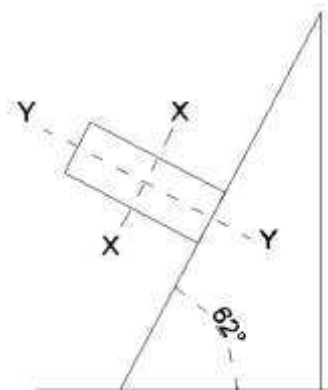


Figura 11 – Representação da inclinação máxima das terças (O AUTOR, 2015).

Momento máximo em relação ao eixo x:

Para vigas biapoiadas com carga constante distribuída ao longo da viga, a literatura indica a equação 9 para momento máximo, no centro da viga:

$$M_{\max} = \frac{q \times L^2}{8} \quad (9)$$

Onde M_{\max} é o momento máximo, q é a força distribuída por unidade de comprimento e L o comprimento da viga.

Para vigas biapoiadas com carga concentrada no meio do vão da viga, a literatura nos indica a equação 10 para momento máximo, no centro da viga:

$$M_{\max} = \frac{F \times L}{4} \quad (10)$$

Onde M_{\max} é o momento máximo, F é a força concentrada e L o comprimento da viga.

Com as equações 9 e 10 determinam-se os momentos máximos na viga:

$$M_{G,k} = \frac{G \times \cos(\beta) \times L^2}{8} = \frac{0,95 \times \cos(62^\circ) \times 4^2}{8} = 0,89 \text{ kNm}$$

$$M_{Q,k} = \frac{Q \times \cos(\beta) \times L}{4} = \frac{1 \times \cos(62^\circ) \times 4}{4} = 0,47 \text{ kNm}$$

Com a equação 4 determina-se o momento de projeto em relação ao eixo x:

$$M_{x,d} = \gamma_G \times M_{G,k} + \gamma_Q \times M_{Q,k} = 1,4 \times 0,89 + 1,2 \times 0,47 = 1,81 \text{ kNm}$$

Tensão em relação ao eixo x:

$$I_x = \frac{b \times l^3}{12} = \frac{8 \times 16^3}{12} = 2731 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d}}{I_x} \times y = \frac{181}{2731} \times 8 = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

Momento máximo em relação ao eixo y (equações 9 e 10):

$$M_{G,k} = \frac{G \times \sin(\beta) \times L^2}{8} = \frac{0,95 \times \sin(62^\circ) \times 4^2}{8} = 1,68 \text{ kNm}$$

$$M_{Q,k} = \frac{Q \times \text{sen}(\beta) \times L}{4} = \frac{1 \times \text{sen}(62^\circ) \times 4}{4} = 0,88 \text{ kNm}$$

Com a equação 4 determina-se o momento de projeto em relação ao eixo y:

$$M_{y,d} = \gamma_G \times M_{G,k} + \gamma_Q \times M_{Q,k} = 1,4 \times 1,68 + 1,2 \times 0,88 = 3,41 \text{ kNm}$$

Tensão em relação ao eixo y:

$$I_y = \frac{l \times b^3}{12} = \frac{16 \times 8^3}{12} = 683 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d}}{I_y} \times x = \frac{341}{683} \times 3 = 1,50 \text{ kN/cm}^2$$

Pela Norma, a condição de segurança será atendida desde que satisfaça a mais rigorosa das seguintes equações, sendo $K_m = 0,5$ para seção transversal retangular:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} + K_m \times \frac{\sigma_{My,d}}{R_{c0,d}} \leq 1; \frac{0,53}{2,57} + 0,5 \times \frac{1,50}{2,57} = 0,50 \leq 1$$

$$K_m \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{R_{c0,d}} \leq 1; 0,5 \times \frac{0,53}{2,57} + \frac{1,50}{2,57} = 0,69 \leq 1$$

Força Cortante, cisalhamento longitudinal na viga:

Para vigas biapoiadas com carga constante distribuída ao longo da viga, a literatura indica a equação 11 para a força cortante máxima:

$$V_{\max} = \frac{q \times L}{2} \quad (11)$$

Onde V_{\max} é a Força cortante máxima, q é a força distribuída por unidade de comprimento e L o comprimento da viga.

Para vigas biapoiadas com carga concentrada no meio do vão da viga, a literatura indica a equação 12 para a força cortante máxima:

$$V_{\max} = \frac{F}{2} \quad (12)$$

Onde V_{\max} é a Força cortante máxima, F é a força concentrada e L o comprimento da viga.

Substituindo os valores nas equações 11 e 12:

$$V_{G,k} = \frac{G \times L}{2} = 1,9 \text{ kN}$$

$$V_{Q,k} = \frac{Q}{2} = 0,5 \text{ kN}$$

Com a equação 4 determina-se a força cortante de projeto:

$$V_d = \gamma_G \times V_{G,k} + \gamma_Q \times V_{Q,k} = 1,4 \times 1,9 + 1,2 \times 0,5 = 3,26 \text{ kN}$$

Tensão de cisalhamento:

$$\tau_d = 1,5 \times \frac{V_d}{b \times h} = 1,5 \times \frac{3,26}{8 \times 16} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$$

Condição de segurança pelo item 7.4.1 da Norma (NBR 7190/1997):

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

$$0,03 \leq 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

Para vigas fletidas a Norma ainda estabelece a verificação da estabilidade lateral, caso não haja travamentos intermediários entre apoios:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M R_{c0,d}}; \frac{400}{8} \leq \frac{1470}{8,8 \times 2,57}; 50 \leq 65$$

Sendo: L_1 a distância entre travamentos laterais; b a largura da seção transversal; β_M um coeficiente de correção que depende da seção transversal, neste caso igual a 8,8 (tabela 16 – Coeficiente de correção β_M – NBR 7190/1997).

Foram satisfeitas todas as condições para o estado limite último para as terças.

4.1.2.2. Estado Limite de Utilização

Por Norma (item 9.2.1 – Deformações limites para construções correntes), a flecha efetiva (deformação) não pode ultrapassar o valor de 1/200 do vão (4,0m), cuja flecha é calculada pela equação 5:

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$$

$\Psi_2 = 0,4$ (Tabela 2 – Fatores de combinação e utilização – NBR 7190/1997).

Utilizando as tabelas de PINHEIRO (2010), obtém-se as seguintes equações para determinação da flecha máxima (u):

Força distribuída uniforme (G, peso próprio):

$$u = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E_{c0,ef} \times I} \quad (13)$$

Força concentrada (Q, carga acidental):

$$u = \frac{Q \times L^3}{48 \times E_{c0,ef} \times I} \quad (14)$$

Com as equações 5, 13 e 14 determina-se o deslocamento máximo de x:

$$u_x = \frac{5 \times G \times \cos(\beta) \times L^4}{384 \times E_{c0,ef} \times I_x} + \Psi_2 \times \frac{Q \times \cos(\beta) \times L^3}{48 \times E_{c0,ef} \times I_x}$$

$$u_x = \frac{5 \times 0,0095 \times \cos(62) \times 400^4}{384 \times 1470 \times 2731} + 0,2 \times \frac{0,01 \times \cos(62) \times 400^3}{48 \times 1470 \times 2731} = 0,37 < 2cm$$

Com as equações 5, 13 e 14 determina-se o deslocamento máximo de y:

$$u_y = \frac{5 \times 0,0095 \times \text{sen}(62) \times 400^4}{384 \times 1470 \times 683} + 0,2 \times \frac{0,01 \times \text{sen}(62) \times 400^3}{48 \times 1470 \times 683} = 2,79 < 2cm$$

Como não foi satisfeita a condição da flecha máxima é necessário alterar algum parâmetro da estrutura, neste caso optou-se por manter a seção transversal e reduzir o espaçamento entre apoios para 3,5m; sendo assim todas as demais verificações permanecerão dentro dos limites de segurança:

$$u_y = \frac{5 \times 0,0095 \times \text{sen}(62) \times 350^4}{384 \times 1470 \times 683} + 0,2 \times \frac{0,01 \times \text{sen}(62) \times 350^3}{48 \times 1470 \times 683} = 1,63 < 1,75\text{cm}$$

Sendo assim, foram satisfeitas todas as condições de segurança para o estado limite de utilização.

4.1.3. Dimensionamento dos Arcos

Pré – dimensionamento da seção transversal do Arco

Arcos são estruturas cuja maior solicitação ocorre pela compressão, por isso o pré – dimensionamento será feito pelo índice de esbeltez da peça. A altura da peça (h) será determinada pelo índice de esbeltez em relação ao eixo x, e a base da peça (b) será determinada pelo índice de esbeltez em relação ao eixo y.

O índice de esbeltez é calculado pela equação 15:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (15)$$

Sendo λ o índice de esbeltez; L_0 o comprimento teórico e i o raio de giração a ser definido a seguir (equação 16):

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (16)$$

Sendo I o momento de inércia e A a área ($b \cdot h$).

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12}; I_y = \frac{h \times b^3}{12} \quad (17)$$

Considerando as equações 15, 16 e 17 tem-se:

$$i_x = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$i_x = \frac{L_0}{\lambda}$$

$$\sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{L_0}{\lambda}$$

$$h = \sqrt{12 \left(\frac{L_0}{\lambda} \right)^2} \quad (18)$$

De modo análogo pode-se determinar a base da seção transversal:

$$b = \sqrt{12 \left(\frac{L_0}{\lambda} \right)^2} \quad (19)$$

Para determinação da altura da seção transversal considerou-se a estrutura como sendo um arco triarticulado, permitindo a rotação das peças, porém sem deslocamentos, sendo assim $L_0 = L$, sendo L o comprimento do semiarco, calculado de modo análogo a equação 11. Por Norma a esbeltez máxima para peças de madeira é de 140. Substituindo-se os valores na equação 18 encontra-se:

$$L = \frac{\pi R \beta}{180} = 12,26m$$

$$h = \sqrt{12 \left(\frac{1226}{140} \right)^2} = 30,3cm$$

De modo similar determina-se a base da seção transversal, sendo que o eixo y da seção transversal encontra-se travado pelas terças, que impedem o deslocamento da viga, logo o comprimento de flambagem fica restrito ao espaçamento entre terças (1,55m). Para peças curtas a Norma estabelece que o índice de esbeltez não deve ser superior a 40. Substituindo-se os valores na equação 19 encontra-se:

$$b = \sqrt{12 \left(\frac{155}{40} \right)^2} = 13,4cm$$

Por fim a seção transversal da estrutura foi definida com a altura (h) de 36cm, considerando um acréscimo de 20% a favor da segurança, e também para não trabalhar com a peça no limite máximo de esbeltez; e a base (b) foi definida com 15cm, considerando também um acréscimo e arredondando para bitolas comerciais.

A partir destas informações pode-se determinar os raios e os comprimentos do arco. Sendo o raio interno já definido como 11,33m e o comprimento interno do arco de 24,52m.

$$Raio\ médio = 11,33 + \frac{h}{2} = 11,51m$$

$$Raio\ externo = 11,33 + h = 11,69m$$

$$L\ médio = \frac{\pi R \beta}{90} = 24,91m$$

$$L\ externo = \frac{\pi R \beta}{90} = 25,30m$$

Ação Variável Acidental – Vento

Considerações:

- Região de Joinville $V_0 = 45m/s$ (Figura 1 – Isopletas de velocidade básica V_0 , NBR 6123/1988).

- $S_1 = 1,0$ (NBR 6123/1988 – terreno plano ou fracamente acidentado).

- Categoria IV – subúrbios densamente construídos de grandes cidades; classe B – toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m; parâmetro $b = 0,85$, $p = 0,125$ e $F_r = 1,0$ (NBR 6123/1988 – Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos); $z = 10,66m$ (altura da cumeeira); sendo $S_2 = 0,86$, calculado pela seguinte equação:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p$$

- $S_3 = 1,10$ – edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 , NBR6123/1988).

Através da equação 6 obtém-se a velocidade característica do vento $V_k = 42,57\text{m/s}$, e pela equação 7 determina-se a pressão dinâmica do vento $q = 1100,9\text{ N/m}^2$.

Coeficiente de Pressão Externa (C_e)

Vento a 90° , de acordo com a Tabela 27 – Coeficiente de pressão externa, para ventos soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura da NBR 6123/1988, extraem-se os coeficientes de pressão externa críticos:

- Face de Barlavento = - 0,8 (sucção).
- Face de Sotavento = - 0,4 (sucção).

Vento a 0° , de acordo com a Tabela 28 – Coeficiente de pressão externa, para ventos soprando paralelamente à geratriz da cobertura da NBR 6123/1988, extraem-se os coeficientes de pressão externa críticos:

- Face de Barlavento = - 0,8 (sucção).
- Face de Sotavento = - 0,2 (sucção).

Coeficiente de Pressão Interna (C_{pi})

Vento a 90° , 1ª Hipótese, item 2.5.6.a da NBR 6123/1988, duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis, vento perpendicular a uma face permeável $C_{pi} = + 0,2$.

2ª Hipótese, item 2.5.6.b da NBR 6123/1988, quatro faces igualmente permeáveis, considerar o mais nocivo: $C_{pi} = - 0,3$ e 0.

Vento a 0° , 1ª Hipótese, item 2.5.6.b da NBR 6123/1988, quatro faces igualmente permeáveis, considerar o mais nocivo: $C_{pi} = - 0,3$ e 0.

2ª Hipótese, item 2.5.6.c da NBR 6123/1988, abertura dominante em uma face paralela ao vento (abertura dominante nas laterais – janelas), $C_{pi} = - 0,8$.

Resultante de coeficientes de pressões críticas devido ao vento:

Vento a 90° , Face de Barlavento $C_e = -0,8$ $C_{pi} = +0,2$, resultante de $-1,0$.

Vento a 0° , Face de Barlavento $C_e = -0,8$ $C_{pi} = 0,0$, resultante de $-0,8$.

Vento a 0° , Face de Sotavento $C_e = -0,2$ $C_{pi} = -0,8$, resultante de $+0,6$.

Como as forças serão transmitidas através das terças, a força do vento será considerada concentrada nos pontos de apoio entre as terças e os arcos, sendo a área de abrangência das terças correspondente a multiplicação entre o espaçamento entre terças e o espaçamento entre arcos, $A = 1,55 \times 3,5 = 5,43\text{m}^2$.

Com a equação 8 definem-se as forças estáticas críticas:

Vento a 90° , Face de Barlavento $F = -1,0 \times 1100,9 \times 5,43 = -5,98$ kN (sucção).

Vento a 0° , Face de Sotavento $F = +0,6 \times 1100,9 \times 5,6 = +3,59$ kN (sobrepessão).

Da ação permanente das terças tem-se $G = 0,95 \times 3,5 = 3,32$ kN.

Peso próprio = $0,15 \times 0,36 \times 1,03 \times 1000 \times 10 = 556,2$ N/m = $0,56$ kN/m

O arco será dividido em duas partes iguais com raio médio de $11,51\text{m}$, o apoio com o pilar permitiria apenas a rotação do elemento sem deslocamentos na vertical ou horizontal, e o apoio com a outra metade do arco resistiria apenas a esforços na horizontal. Assim a condição inicial de projeto é de um arco triarticulado isostático.

Para o cálculo das forças na estrutura consideram-se as ações agindo perpendicularmente à estrutura (eixo y rotacionado – força cortante), e ações normais à estrutura (eixo x rotacionado – força normal).

Situações de projeto:

- 1° - Apenas ação permanente;
- 2° - Ação permanente + Sobrepressão do vento;
- 3° - Ação permanente + Sucção do vento.

4.1.3.1. 1° - Apenas ação permanente

A figura 12 ilustra o diagrama de corpo livre do semi arco, sendo A o ponto de apoio no pilar com reações na horizontal e na vertical, e I o ponto de encontro com o outro semi arco, tendo apenas reações na horizontal.

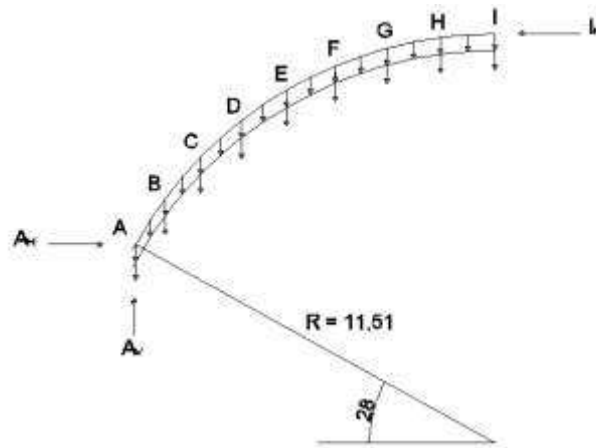


Figura 12 – Diagrama de corpo livre do arco (O AUTOR, 2015).

Determinação das reações de apoio:

$$\sum F_V = 0$$

$$A_V = 0,56 \times L + 9 \times 3,32 = 36,86 \text{ kN}$$

L é o comprimento do arco (12,46m); projeção horizontal 10,16m; projeção vertical 6,11m.

$$\sum M_A = 0$$

$$I_H \times 6,11 = 3,32 \times R$$

$$\times (8 \times \cos 28^\circ - \cos 35,75^\circ - \cos 43,5^\circ - \cos 51,25^\circ - \cos 59^\circ - \cos 66,75^\circ - \cos 74,5^\circ - \cos 82,25^\circ - \cos 90^\circ)$$

$$+ \int_{28^\circ}^{90^\circ} 0,56 \times R^2 \times (\cos 28^\circ - \cos \beta) d\beta$$

$$I_H \times 6,11 = 137,14 + 65,50 \times \left(\frac{\pi 90}{180} - \frac{\pi 28}{180} \right) - 74,19 \times (\sin 90^\circ - \sin 28^\circ)$$

$$I_H \times 6,11 = 137,14 + 70,88 - 39,36$$

$$I_H = 27,60 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$A_H = I_H = 27,60 \text{ kN}$$

Determinação da força normal, força cortante e momento fletor de acordo com o ângulo θ .

Trecho AB

$$28,00^\circ \leq \theta < 35,75^\circ$$

Força Normal

$$N_\theta = -(A_V - 3,32) \cos \theta - A_H \sin \theta + \int_{28^\circ}^{\theta} 0,56 \times 11,51 \times \cos \theta \, d\beta$$

$$N_\theta = -33,54 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^\circ) \cos \theta$$

Necessário utilizar o valor do ângulo em radianos.

Força Cortante

$$C_\theta = (A_V - 3,32) \sin \theta - A_H \cos \theta - \int_{28^\circ}^{\theta} 0,56 \times 11,51 \times \sin \theta \, d\beta$$

$$C_\theta = 33,54 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^\circ) \sin \theta$$

Necessário utilizar o valor do ângulo em radianos.

Momento fletor

$$M_\theta = -(A_V - 3,32) \times 11,51(\cos 28^\circ - \cos \theta) + A_H \times 11,51(\sin \theta - \sin 28^\circ)$$

$$+ \int_{28^\circ}^{\theta} 0,56 \times (11,51)^2 \times (\cos \beta - \cos \theta) \, d\beta$$

$$M_\theta = -386,05(\cos 28^\circ - \cos \theta) + 317,68(\sin \theta - \sin 28^\circ)$$

$$+ 74,19(\sin \theta - \sin 28^\circ - \cos \theta(\theta - 28^\circ))$$

Necessário utilizar o valor do ângulo em radianos.

Trecho BC

$$35,75^\circ \leq \theta < 43,5^\circ$$

$$N_\theta = -30,22 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^\circ) \cos \theta$$

$$C_\theta = 30,22 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^\circ) \sin \theta$$

$$M_\theta = -386,05(\cos 28^\circ - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^\circ - \cos \theta) + 317,68(\sin \theta - \sin 28^\circ)$$

$$+ 74,19(\sin \theta - \sin 28^\circ - \cos \theta(\theta - 28^\circ))$$

Trecho CD

$$43,5^\circ \leq \theta < 51,25^\circ$$

$$N_\theta = -26,9 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^\circ) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 26,9 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ})$$

$$+ 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Trecho DE

$$51,25^{\circ} \leq \theta < 59^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -23,58 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^{\circ}) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 23,58 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 51,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Trecho EF

$$59^{\circ} \leq \theta < 66,75^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -20,26 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^{\circ}) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 20,26 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 51,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 59,00^{\circ} - \cos \theta) + 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ})$$

$$+ 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Trecho FG

$$66,75^{\circ} \leq \theta < 74,5^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -16,94 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^{\circ}) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 16,94 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 51,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 59,00^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 66,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Trecho GH

$$74,5^{\circ} \leq \theta < 82,25^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -13,62 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^{\circ}) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 13,62 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 51,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 59,00^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 66,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 74,50^{\circ} - \cos \theta) + 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ})$$

$$+ 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Trecho HI

$$82,25^{\circ} \leq \theta < 90^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -10,3 \cos \theta - 27,6 \sin \theta + 6,45(\theta - 28^{\circ}) \cos \theta$$

$$C_{\theta} = 10,3 \sin \theta - 27,6 \cos \theta - 6,45(\theta - 28^{\circ}) \sin \theta$$

$$M_{\theta} = -386,05(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 35,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 43,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 51,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 59,00^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 66,75^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 38,21(\cos 74,50^{\circ} - \cos \theta) + 38,21(\cos 82,25^{\circ} - \cos \theta)$$

$$+ 317,68(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 74,19(\sin \theta - \sin 28^{\circ} - \cos \theta(\theta - 28^{\circ}))$$

Da tabela 4 – ações permanentes de grande variabilidade e da tabela 6 – Ações variáveis, ambas da NBR 7190/1997, obtém-se os valores dos coeficientes de ponderação γ_G e γ_Q , sendo para efeito desfavorável $\gamma_G = 1,4$ e para efeito favorável $\gamma_G = 0,9$, e $\gamma_Q = 1,4$.

A tabela 7 descreve as forças normais e cortantes, e o momento fletor para as ações permanentes na estrutura:

AÇÃO PERMANENTE				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
AB	28	-42.57	-8.62	0.00
	30	-42.65	-7.24	3.19
	32	-42.69	-5.87	5.82
	34	-42.68	-4.50	7.91
BC	36	-39.94	-5.10	9.54
	38	-39.92	-3.84	11.33
	40	-39.86	-2.59	12.62
	42	-39.75	-1.34	13.41
CD	44	-37.23	-2.42	13.93
	46	-37.13	-1.28	14.68
	48	-37.00	-0.15	14.96
	50	-36.84	0.97	14.80

(continuação)				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
DE	52	-34.60	-0.54	14.58
	54	-34.47	0.49	14.59
	56	-34.30	1.50	14.19
	58	-34.11	2.51	13.38
EF	60	-32.23	0.63	12.75
	62	-32.08	1.55	12.31
	64	-31.91	2.47	11.50
	66	-31.71	3.37	10.32
FG	68	-30.25	1.19	9.55
	70	-30.11	2.04	8.90
	72	-29.95	2.87	7.92
	74	-29.77	3.70	6.59
GH	76	-28.77	1.30	5.91
	78	-28.66	2.08	5.23
	80	-28.53	2.86	4.23
	82	-28.38	3.63	2.93
HI	84	-27.87	1.09	2.47
	86	-27.80	1.84	1.88
	88	-27.71	2.58	0.99
	90	-27.60	3.32	-0.19

Tabela 7 – Forças Normais, cortantes e momentos fletores de acordo com o ângulo para ações permanentes (O AUTOR, 2015).

4.1.3.1.1. Estado Limite Último

A condição de segurança descrita em Norma, no item 7.3.6 – Flexo-compressão, determina que deve ser satisfeita a mais rigorosa das seguintes expressões:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{R_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} \leq 1; \left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{R_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{c0,d}} \leq 1 \quad (20)$$

Onde $k_M = 0,5$, e para este estudo $\sigma_{My,d} = 0,0$.

Demais variáveis:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{(\gamma_G N_{Gc,k} + \gamma_Q N_{Qc,k})}{A}; \sigma_{Mx,d} = \frac{(\gamma_G M_{Gx,k} + \gamma_Q M_{Qx,k})}{I_x} \times y$$

A é a área da seção transversal ($15 \times 36 = 540 \text{ cm}^2$); $N_{c,k}$ é a força normal; I_x é o momento de inércia (58320 cm^4), e y é a metade da altura da seção transversal.

Tensão de cisalhamento:

$$\tau_d = 1,5 \times \frac{V_d}{b \times h}$$

Condição de segurança pelo item 7.4.1 da Norma (NBR 7190/1997):

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

$$\tau_d \leq 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

A tabela 8 ilustra as forças normais, cortantes e momentos fletores majorados (R_d), em função do ângulo θ , na penúltima coluna apresenta-se a verificação da condição de flexocompressão, que deverá ser menor do que 1; e na última coluna apresenta-se a verificação da condição de tensão de cisalhamento, que deverá ser menor do que 0,34. Pela equação 17, $I_x = 58320\text{cm}^4$, $A = 540\text{cm}^2$ e $\gamma_G = 1,4$.

AÇÃO PERMANENTE						
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)	Condição Flexocompressão	Condição Cisalhamento
AB	28	-59.60	-12.07	0.00	0.002	0.024
	30	-59.71	-10.14	4.46	0.055	0.020
	32	-59.76	-8.22	8.15	0.100	0.016
	34	-59.75	-6.31	11.07	0.135	0.013
BC	36	-55.92	-7.13	13.36	0.162	0.014
	38	-55.89	-5.37	15.87	0.192	0.011
	40	-55.80	-3.62	17.67	0.214	0.007
	42	-55.66	-1.88	18.78	0.227	0.004
CD	44	-52.12	-3.39	19.51	0.236	0.007
	46	-51.99	-1.79	20.55	0.248	0.004
	48	-51.81	-0.21	20.95	0.253	0.000
	50	-51.58	1.36	20.72	0.250	0.003
DE	52	-48.44	-0.76	20.41	0.246	0.001
	54	-48.26	0.68	20.42	0.246	0.001
	56	-48.03	2.10	19.86	0.240	0.004
	58	-47.76	3.51	18.73	0.226	0.007
EF	60	-45.12	0.88	17.84	0.215	0.002
	62	-44.92	2.17	17.23	0.208	0.004
	64	-44.68	3.46	16.10	0.194	0.007
	66	-44.40	4.72	14.45	0.175	0.009

(continuação)							
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)	Condição Flexocompressão	Condição Cisalhamento	
FG	68	-42.35	1.67	13.38	0.162	0.003	
	70	-42.16	2.85	12.46	0.151	0.006	
	72	-41.93	4.02	11.08	0.134	0.008	
	74	-41.68	5.18	9.23	0.112	0.010	
GH	76	-40.28	1.81	8.27	0.100	0.004	
	78	-40.12	2.91	7.32	0.089	0.006	
	80	-39.94	4.00	5.93	0.072	0.008	
	82	-39.73	5.08	4.10	0.050	0.010	
HI	84	-39.01	1.52	3.46	0.042	0.003	
	86	-38.91	2.57	2.64	0.032	0.005	
	88	-38.79	3.61	1.39	0.018	0.007	
	90	-38.64	4.65	-0.27	0.004	0.009	

Tabela 8 – Verificação dos estados limites últimos sob efeito das cargas permanentes (O AUTOR, 2015).

Utilizou-se o software de modelagem computacional de estruturas *Ftool*, dividindo o arco em segmentos de retas, os resultados são apresentados em seguida nas figuras 13 – diagrama de corpo livre, 14 – força normal, 15 – força cortante e 16 – momento fletor:

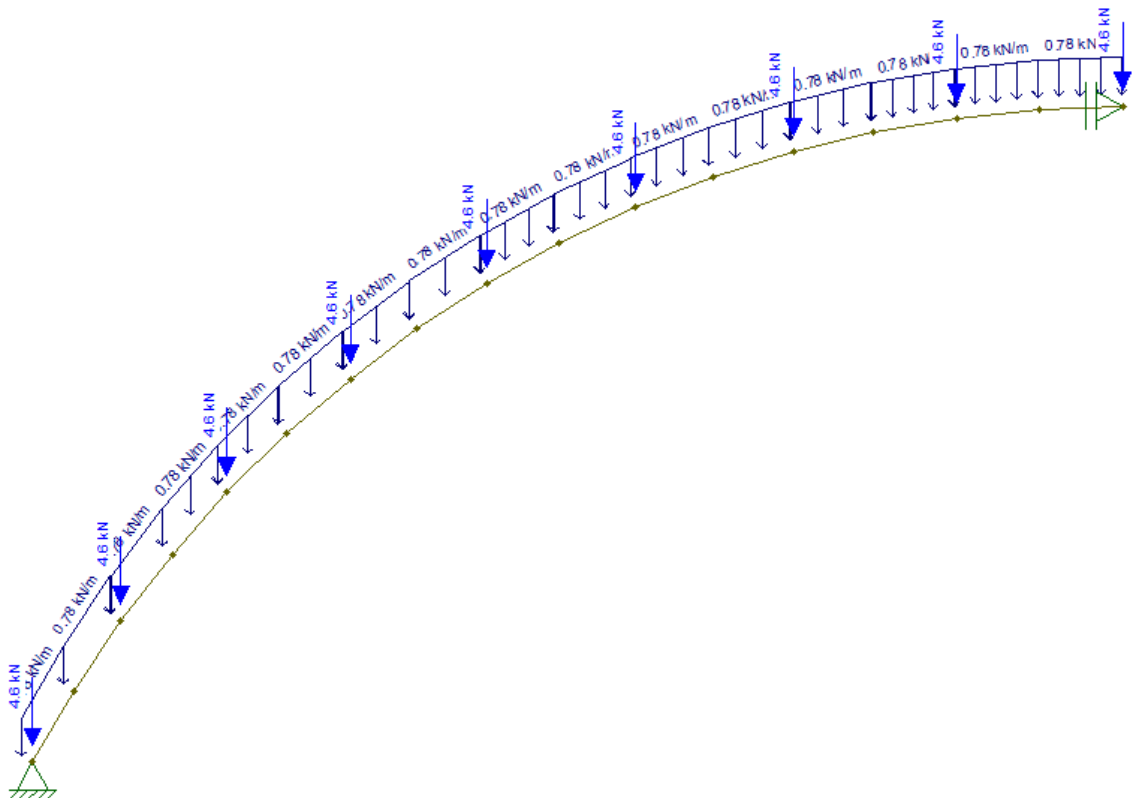


Figura 13 – Esquema estático das forças aplicadas no arco (O AUTOR, 2015).

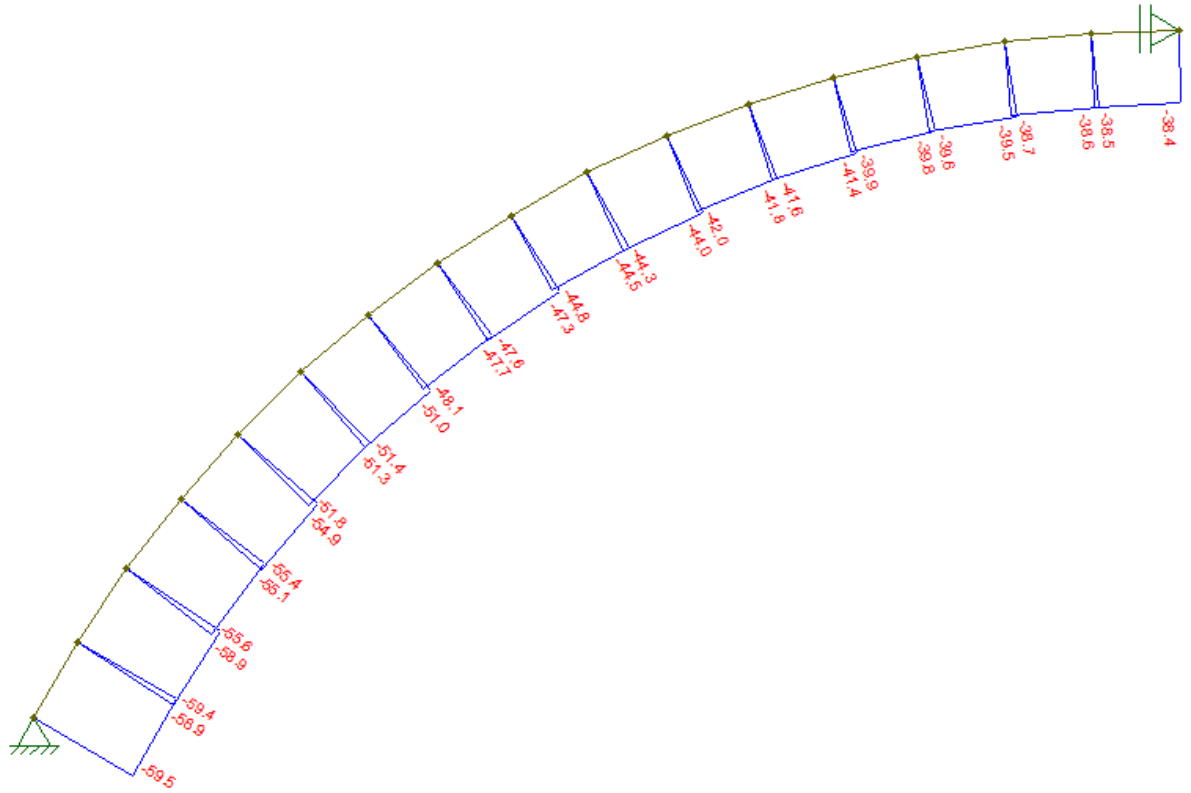


Figura 14 – Gráfico das forças normais atuantes no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

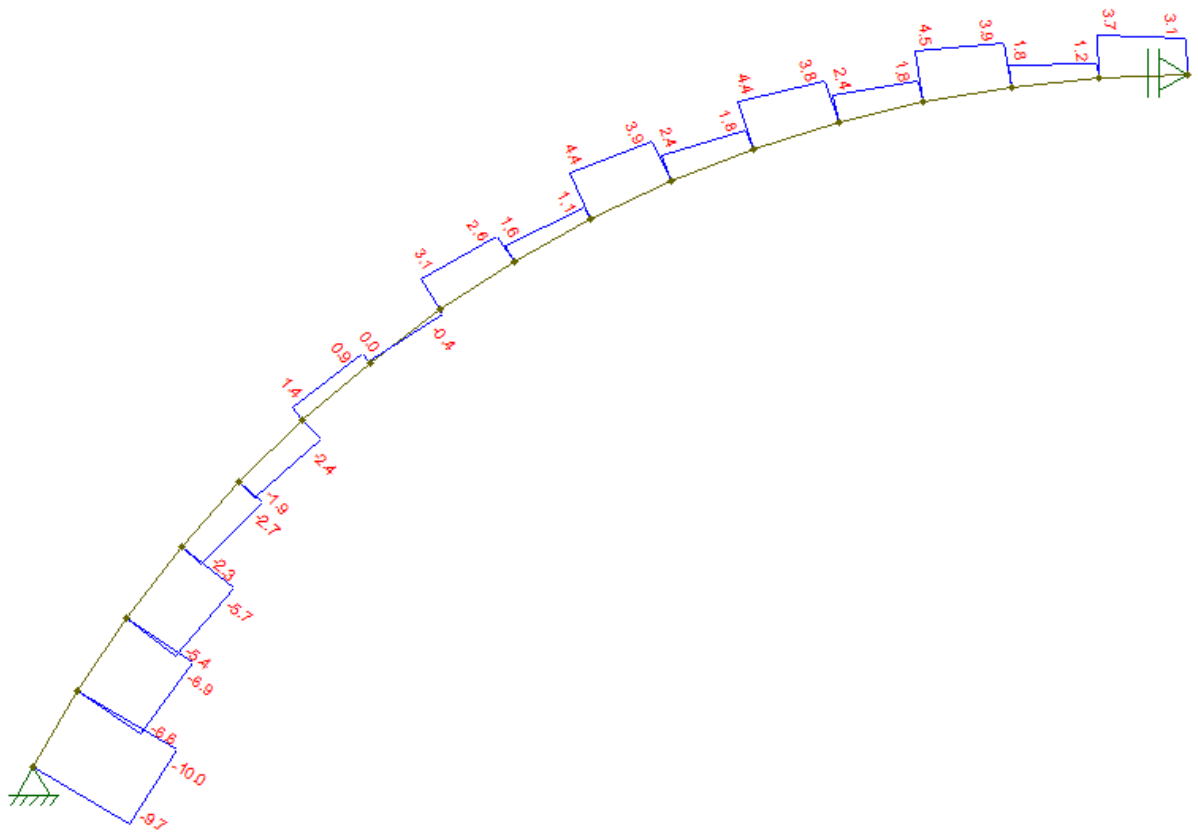


Figura 15 – Gráfico das forças cortantes atuantes no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

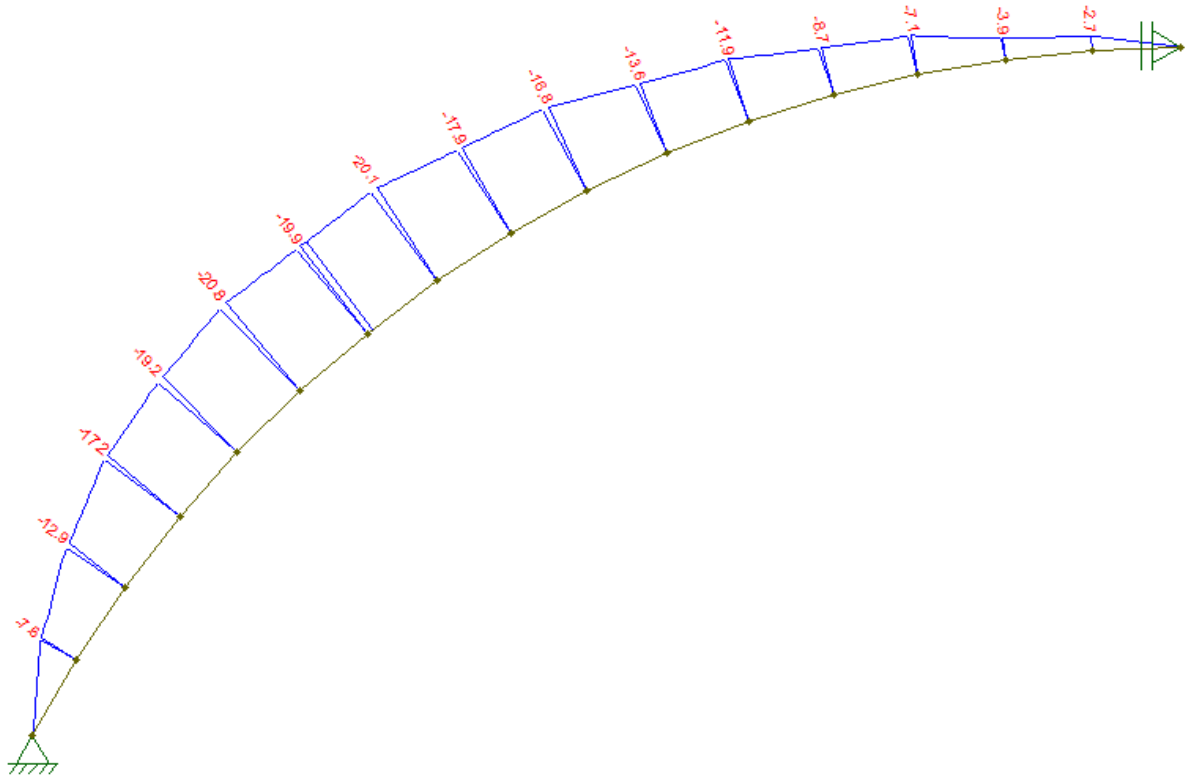


Figura 16 – Gráfico dos momentos fletores atuantes no arco (kNm) (O AUTOR, 2015).

Verificação da estabilidade devido aos esforços de compressão:

A estabilidade de peças comprimidas é dada pelo índice de Esbeltez (λ), calculada a partir da equação 15:

$$\lambda = \frac{L_0}{i}$$

L_0 é o comprimento equivalente de flambagem, e i é o raio de giração da peça.

De modo análogo o raio de giração é dado pela equação 16:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I é o momento de inércia, calculado a partir da equação 17:

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15 \times 36^3}{12} = 58320 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{36 \times 15^3}{12} = 10125 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{58320}{540}} = 10,39\text{cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{10125}{540}} = 4,33\text{cm}$$

Como a estrutura está travada pelas terças, o comprimento de flambagem do eixo y equivale ao espaçamento entre terças, no caso igual a 155cm; e o comprimento de flambagem do eixo x é o próprio comprimento do semiarco da estrutura, igual a 1246cm; logo o índice de esbelteza é:

$$\lambda_x = \frac{1246}{10,39} = 120$$

$$\lambda_y = \frac{155}{4,33} = 36$$

Pelo item 7.5.3 – Compressão de peças curtas, da Norma, quando $\lambda \leq 40$, não se faz necessário mais nenhuma verificação quanto ao efeito da flambagem em peças comprimidas, pois a segurança já está determinada pela flexo-compressão.

Para peças esbeltas, definidas por $80 < \lambda \leq 140$, o item 7.5.5 – Compressão de peças esbeltas, a verificação de segurança em relação ao estado limite último de instabilidade é dada pela equação 21:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{R_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{R_{c0,d}} \leq 1 \quad (21)$$

Sendo σ_{Nd} o valor de cálculo da tensão de compressão devido a força normal, e σ_{Md} o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d , momento devido a excentricidade na aplicação da força normal, calculado pela equação 22:

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E + N_d} \right) \quad (22)$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c \quad (23)$$

$$e_i = \frac{M_{G,d} + M_{Q,d}}{N_d} \quad (24)$$

$$e_a = \frac{L_0}{300}; e_a > \frac{h}{30} \quad (25)$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{G,k} + (\psi_1 + \psi_2) N_{Q,k}]}{F_E [N_{G,k} + (\psi_1 + \psi_2) N_{Q,k}]} \right] - 1 \right\}; \psi_1 + \psi_2 \leq 1 \quad (26)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{G,d}}{N_{G,d}} \quad (27)$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{c0,ef} \times I}{L_0^2} \quad (28)$$

$e_{1,ef}$ é a excentricidade efetiva de primeira ordem; e_i é a excentricidade devida a flexão; e_a é a excentricidade acidental mínima; e_c é a excentricidade suplementar de primeira ordem (fluência da madeira); e_{ig} é a excentricidade devida a flexão por ações permanentes; e F_E é a carga crítica.

Esta verificação de segurança será analisada no ponto mais comprimido da seção transversal, dado pela tabela 13 no ângulo 48°, onde o momento fletor é máximo, sendo $N_{G,d}$ equivale 51,81 kN, e $M_{G,d} = 20,95$ kNm.

Das equações 28, 27, 26, 25, 24, 23 e 22:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times 1470 \times 58320}{1246^2} = 545 \text{ kN}$$

$$e_{ig} = \frac{2095}{51,81} = 40,44 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{1246}{300} = 4,15 \text{ cm}$$

Da tabela 15 – Coeficiente de fluência ϕ (NBR 7190/1997), $\phi = 0,8$; da tabela 12, $N_{G,k} = 37,0$ kN, $N_{Q,k} = 0$ kN.

$$e_c = (40,44 + 4,15) \left\{ \exp \left[\frac{0,8[37]}{545 - [37]} \right] - 1 \right\} = 2,68 \text{ cm}$$

$$e_i = \frac{2095}{51,81} = 40,44 \text{ cm}$$

$$e_{1,ef} = 40,44 + 4,15 + 2,68 = 47,27 \text{ cm}$$

$$M_d = 51,81 \times 47,27 \left(\frac{545}{545 - 51,81} \right) = 2706,33 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I_x} \times y = \frac{2706,33}{58320} \times 18 = 0,84 \text{ kN/cm}^2$$

Através da equação 21, tem-se a verificação da segurança, com $R_{c0,d} = 2,57 \text{ kN/cm}^2$:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{51,81}{540} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,10}{2,57} + \frac{0,84}{2,57} \leq 1$$

$$0,37 \leq 1$$

Pelo item 7.5.6 – Estabilidade lateral de vigas de seção retangular, da Norma NBR 7190/1997, fica dispensada a verificação da estabilidade lateral por flexão, devido a presença de um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento da viga (terças).

Todos os itens de segurança do estado limite último foram satisfeitos.

4.1.3.1.2. Estado Limite de Utilização

Pela NBR 7190/1997 a flecha efetiva não pode ultrapassar o valor de 1/200 do vão, como a cobertura é simétrica, a deformação será a mesma nos dois lados da estrutura, sendo o vão de 20,0m a flecha máxima não poderá ser superior a 10cm, a flecha é calculada pela equação 5:

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$$

$\Psi_2 = 0$ (Tabela 2 – Fatores de combinação e utilização – NBR 7190/1997).

Para a determinação da flecha máxima utilizam-se os valores característicos das ações atuantes, e como $\Psi_2 = 0$, somente as ações permanentes são levadas em consideração para o estudo da deformação, as forças atuantes estão ilustradas na figura 25.

Fez-se uso do software *Ftool* para determinar a deformação máxima da estrutura, apresentada na figura 17.

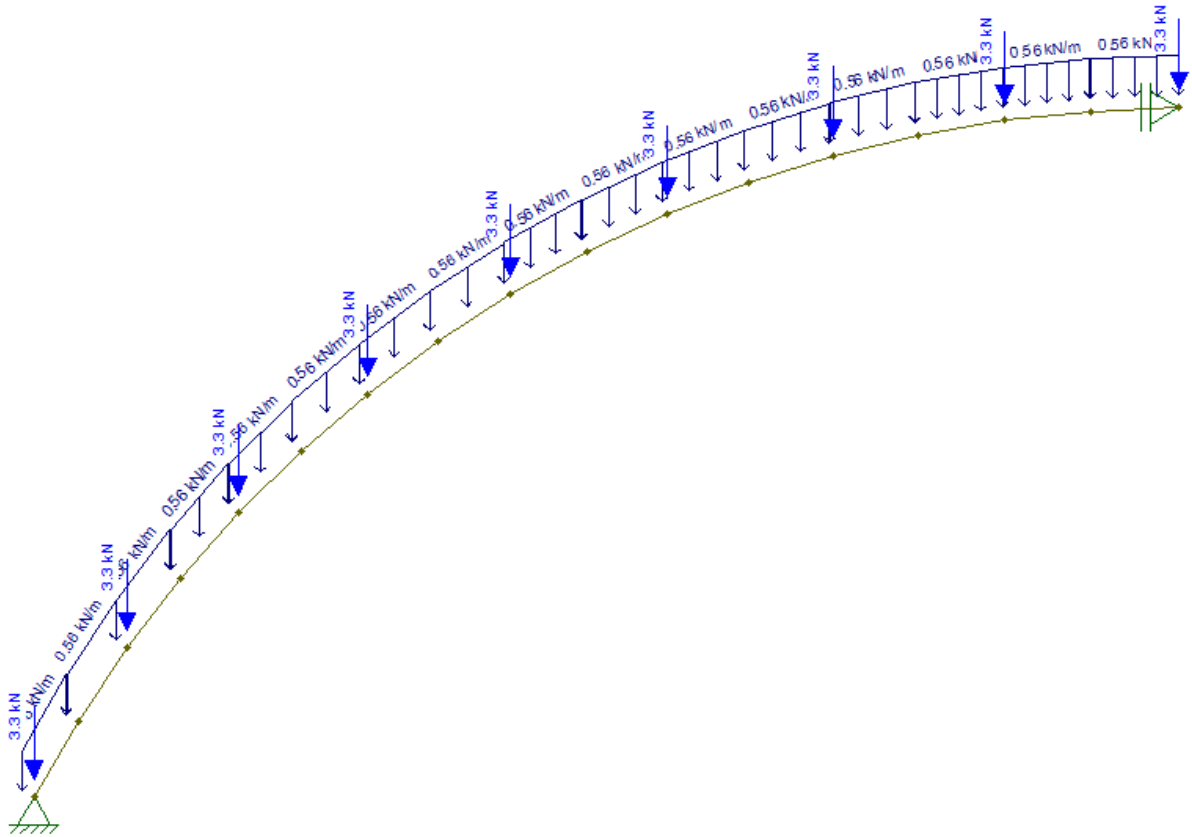


Figura 17 – Esquema estático das forças características aplicadas no arco (O AUTOR, 2015).

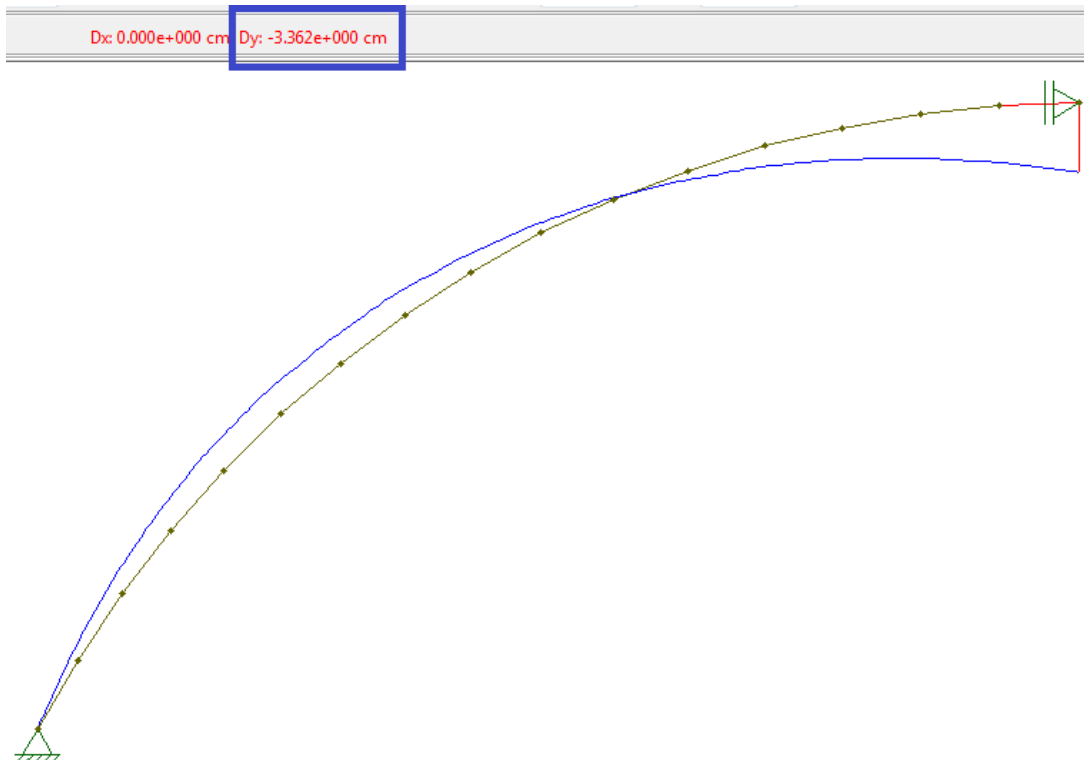


Figura 18 – Esquema da linha de deformação do arco (cm) (O AUTOR, 2015).

Pelo software a deformação máxima foi de 3,36cm (na figura representada por Dy), sendo satisfeita a condição de estado limite de utilização.

$$\frac{L}{200} = \frac{2000}{200} = 10,0cm \geq 3,36cm$$

4.1.3.2. 2° - Ação permanente + sobrepressão do vento

Ação do vento

Determinação das reações de apoio, força de sobrepressão do vento 3,59 kN, aplicada sobre o apoio da terça:

$$\sum F_V = 0$$

$$A_V = 3,59 \times (\sin 28^\circ + \sin 35,75^\circ + \sin 43,5^\circ + \sin 51,25^\circ + \sin 59^\circ + \sin 66,75^\circ + \sin 74,5^\circ + \sin 82,25^\circ + \sin 90^\circ) = 26,04 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$I_H \times 6,11 = 3,59 \times 11,51 \times (\sin(35,75^\circ - 28^\circ) + \sin(43,5^\circ - 28^\circ) + \sin(51,25^\circ - 28^\circ) + \sin(59^\circ - 28^\circ) + \sin(66,75^\circ - 28^\circ) + \sin(74,5^\circ - 28^\circ) + \sin(82,25^\circ - 28^\circ) + \sin(90^\circ - 28^\circ))$$

$$I_H = 29,48 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$A_H = I_H - 3,59 \times (\cos 28^\circ + \cos 35,75^\circ + \cos 43,5^\circ + \cos 51,25^\circ + \cos 59^\circ + \cos 66,75^\circ + \cos 74,5^\circ + \cos 82,25^\circ + \cos 90^\circ) = 13,84 \text{ kN}$$

Trecho AB

$$28,00^\circ \leq \theta < 35,75^\circ$$

Força Normal

$$N_\theta = -A_V \cos \theta - A_H \sin \theta - 3,59 \sin(\theta - 28^\circ)$$

$$N_\theta = -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta - 3,59 \sin(\theta - 28^\circ)$$

Força Cortante

$$C_{\theta} = A_V \sin \theta - A_H \cos \theta - 3,59 \cos(\theta - 28^{\circ})$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta - 3,59 \cos(\theta - 28^{\circ})$$

Momento fletor

$$M_{\theta} = -A_V \times 11,51(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + A_H \times 11,51(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 3,59 \\ \times 11,51 \sin(\theta - 28^{\circ})$$

$$M_{\theta} = -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 41,32 \sin(\theta - 28^{\circ})$$

Trecho BC

$$35,75^{\circ} \leq \theta < 43,5^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta - 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\ + 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}))$$

Trecho CD

$$43,5^{\circ} \leq \theta < 51,25^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta \\ - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta - 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\ + 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}))$$

Trecho DE

$$51,25^{\circ} \leq \theta < 59^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta \\ - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\ + \sin(\theta - 51,25^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta$$

$$- 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) + \cos(\theta - 51,25^{\circ}))$$

$$\begin{aligned}
 M_{\theta} = & -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\
 & + 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 51,25^{\circ}))
 \end{aligned}$$

Trecho EF

$$59^{\circ} \leq \theta < 66,75^{\circ}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\theta} = & -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta \\
 & - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) + \sin(\theta - 51,25^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 59^{\circ}))
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\theta} = & 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta \\
 & - 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) + \cos(\theta - 51,25^{\circ}) \\
 & + \cos(\theta - 59^{\circ}))
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\theta} = & -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\
 & + 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 51,25^{\circ}) + \sin(\theta - 59^{\circ}))
 \end{aligned}$$

Trecho FG

$$66,75^{\circ} \leq \theta < 74,5^{\circ}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\theta} = & -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta \\
 & - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) + \sin(\theta - 51,25^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}))
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\theta} = & 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta \\
 & - 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) + \cos(\theta - 51,25^{\circ}) \\
 & + \cos(\theta - 59^{\circ}) + \cos(\theta - 66,75^{\circ}))
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\theta} = & -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\
 & + 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 51,25^{\circ}) + \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}))
 \end{aligned}$$

Trecho GH

$$74,5^{\circ} \leq \theta < 82,25^{\circ}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\theta} = & -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta \\
 & - 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) + \sin(\theta - 51,25^{\circ}) \\
 & + \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}) + \sin(\theta - 74,5^{\circ}))
 \end{aligned}$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta$$

$$- 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) + \cos(\theta - 51,25^{\circ}) + \cos(\theta - 59^{\circ}) + \cos(\theta - 66,75^{\circ}) + \cos(\theta - 74,5^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ})$$

$$+ 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ})$$

$$+ \sin(\theta - 51,25^{\circ}) + \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}) + \sin(\theta - 74,5^{\circ}))$$

Trecho HI

$$82,25^{\circ} \leq \theta < 90^{\circ}$$

$$N_{\theta} = -26,04 \cos \theta - 13,84 \sin \theta$$

$$- 3,59(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) + \sin(\theta - 51,25^{\circ})$$

$$+ \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}) + \sin(\theta - 74,5^{\circ}) + \sin(\theta - 82,25^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = 26,04 \sin \theta - 13,84 \cos \theta$$

$$- 3,59(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) + \cos(\theta - 51,25^{\circ}) + \cos(\theta - 59^{\circ}) + \cos(\theta - 66,75^{\circ}) + \cos(\theta - 74,5^{\circ}) + \cos(\theta - 82,25^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = -299,72(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + 159,30(\sin \theta - \sin 28^{\circ})$$

$$+ 41,32(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ})$$

$$+ \sin(\theta - 51,25^{\circ}) + \sin(\theta - 59^{\circ}) + \sin(\theta - 66,75^{\circ}) + \sin(\theta - 74,5^{\circ})$$

$$+ \sin(\theta - 82,25^{\circ}))$$

A tabela 9 descreve as forças normais e cortantes, e o momento fletor para as ações do vento na estrutura:

AÇÃO DO VENTO – SOBREPRESSÃO				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
AB	28	-29.49	-3.58	0.00
	30	-29.60	-2.55	1.23
	32	-29.67	-1.52	2.05
	34	-29.70	-0.48	2.45
BC	36	-29.72	-3.04	2.62
	38	-29.80	-2.00	3.63
	40	-29.86	-0.96	4.22
	42	-29.87	0.09	4.40

(Continuação)				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
CD	44	-29.88	-2.46	4.51
	46	-29.95	-1.42	5.29
	48	-29.98	-0.37	5.65
	50	-29.98	0.68	5.59
DE	52	-29.98	-1.87	5.65
	54	-30.03	-0.82	6.19
	56	-30.04	0.23	6.31
	58	-30.01	1.28	6.01
EF	60	-30.01	-1.27	6.00
	62	-30.04	-0.22	6.30
	64	-30.03	0.83	6.18
	66	-29.98	1.88	5.63
FG	68	-29.97	-0.67	5.57
	70	-29.98	0.38	5.63
	72	-29.95	1.43	5.27
	74	-29.88	2.47	4.48
GH	76	-29.87	-0.08	4.36
	78	-29.85	0.97	4.18
	80	-29.80	2.01	3.59
	82	-29.71	3.05	2.57
HI	84	-29.70	0.49	2.40
	86	-29.66	1.53	2.00
	88	-29.59	2.56	1.17
	90	-29.48	3.59	-0.06

Tabela 9 – Forças Normais, cortantes e momentos fletores de acordo com o ângulo para ações permanentes e sobrepessão do vento (O AUTOR, 2015).

4.1.3.2.1. Estado Limite Ultimo

A verificação de segurança de acordo com a equação 27 é dada por:

$$\left(\frac{(\gamma_G N_{Gc,k} + \gamma_Q N_{Qc,k})}{A \times R_{c0,d}} \right)^2 + \frac{(\gamma_G M_{Gx,k} + \gamma_Q M_{Qx,k})}{I_x \times R_{c0,d}} \times y \leq 1$$

Com γ_G e $\gamma_Q = 1,4$, sendo que a norma permite a redução em 75% das ações do vento, com $\gamma_Q = 1,4 * 0,75 = 1,05$.

Tensão de cisalhamento:

$$\tau_d \leq 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

A tabela 10 ilustra as forças normais, cortantes e momentos fletores majorados, em função do ângulo θ , na penúltima coluna apresenta-se a verificação da condição de flexo-compressão, que deverá ser menor do que 1; e na última coluna apresenta-se a verificação da condição de tensão de cisalhamento, que deverá ser menor do que 0,34.

AÇÃO DO VENTO – SOBREPRESSÃO						
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)	Condição Flexocompressão	Condição Cisalhamento
AB	28	-90.56	-15.84	0.00	0.004	0.044
	30	-90.79	-12.82	5.76	0.073	0.036
	32	-90.91	-9.81	10.31	0.128	0.027
	34	-90.94	-6.81	13.65	0.168	0.019
BC	36	-87.12	-10.32	16.11	0.197	0.029
	38	-87.18	-7.47	19.68	0.240	0.021
	40	-87.15	-4.62	22.11	0.269	0.013
	42	-87.02	-1.79	23.40	0.285	0.005
CD	44	-83.49	-5.97	24.25	0.295	0.017
	46	-83.43	-3.28	26.11	0.317	0.009
	48	-83.28	-0.60	26.88	0.326	0.002
	50	-83.05	2.07	26.59	0.323	0.006
DE	52	-79.92	-2.72	26.34	0.320	0.008
	54	-79.78	-0.18	26.92	0.327	0.001
	56	-79.57	2.34	26.48	0.321	0.007
	58	-79.27	4.85	25.04	0.304	0.013
EF	60	-76.64	-0.45	24.15	0.293	0.001
	62	-76.46	1.94	23.85	0.289	0.005
	64	-76.20	4.33	22.58	0.274	0.012
	66	-75.88	6.70	20.37	0.248	0.019
FG	68	-73.82	0.97	19.22	0.234	0.003
	70	-73.63	3.25	18.37	0.223	0.009
	72	-73.38	5.52	16.61	0.202	0.015
	74	-73.05	7.77	13.94	0.170	0.022
GH	76	-71.64	1.73	12.85	0.157	0.005
	78	-71.47	3.92	11.71	0.143	0.011
	80	-71.23	6.10	9.69	0.119	0.017
	82	-70.93	8.27	6.80	0.084	0.023
HI	84	-70.20	2.04	5.99	0.074	0.006
	86	-70.06	4.18	4.73	0.059	0.012
	88	-69.86	6.30	2.62	0.034	0.018
	90	-69.60	8.42	-0.34	0.002	0.023

Tabela 10 - Verificação dos estados limites últimos sob efeito das cargas permanentes e sobrepessão do vento (O AUTOR, 2015).

Para efeito comparativo, utilizou-se o software de modelagem computacional de estruturas *Ftool*, dividindo o arco em segmentos de retas, os resultados são apresentados em seguida nas figuras 19, 20, 21 e 22:

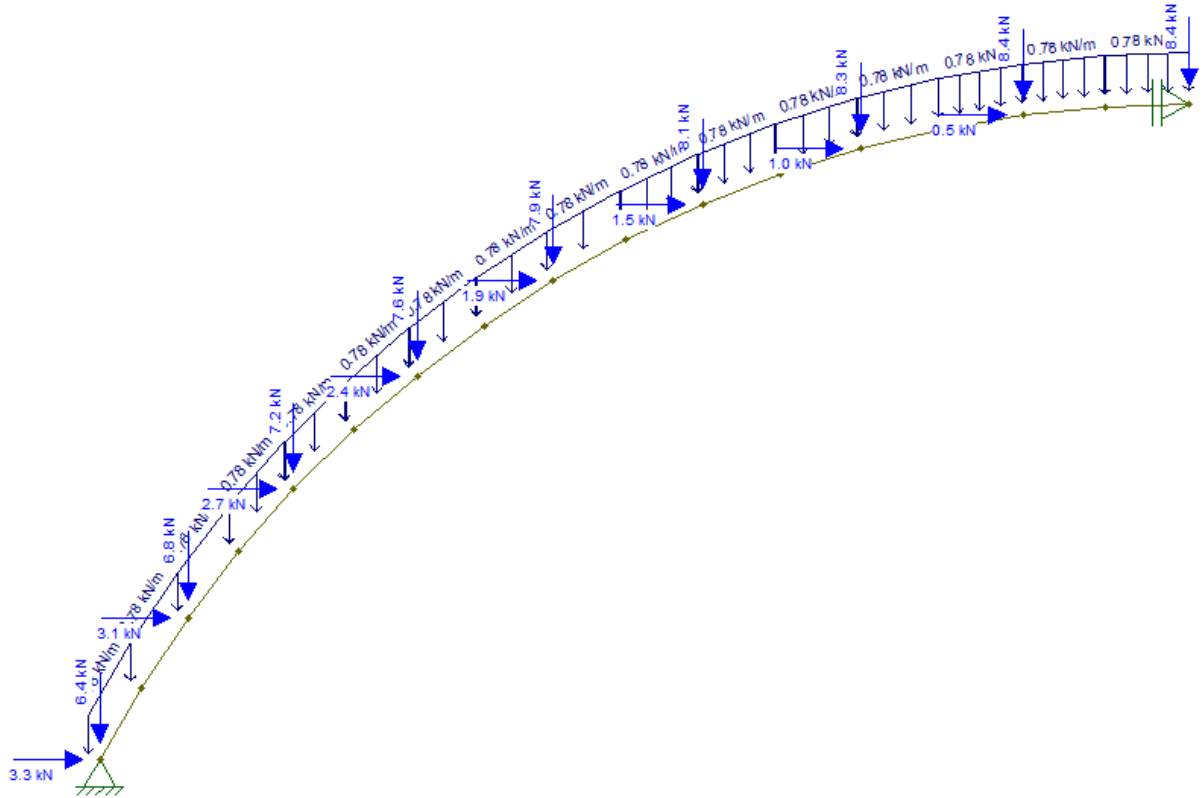


Figura 19 – Esquema estático das forças aplicadas no arco (O AUTOR, 2015).

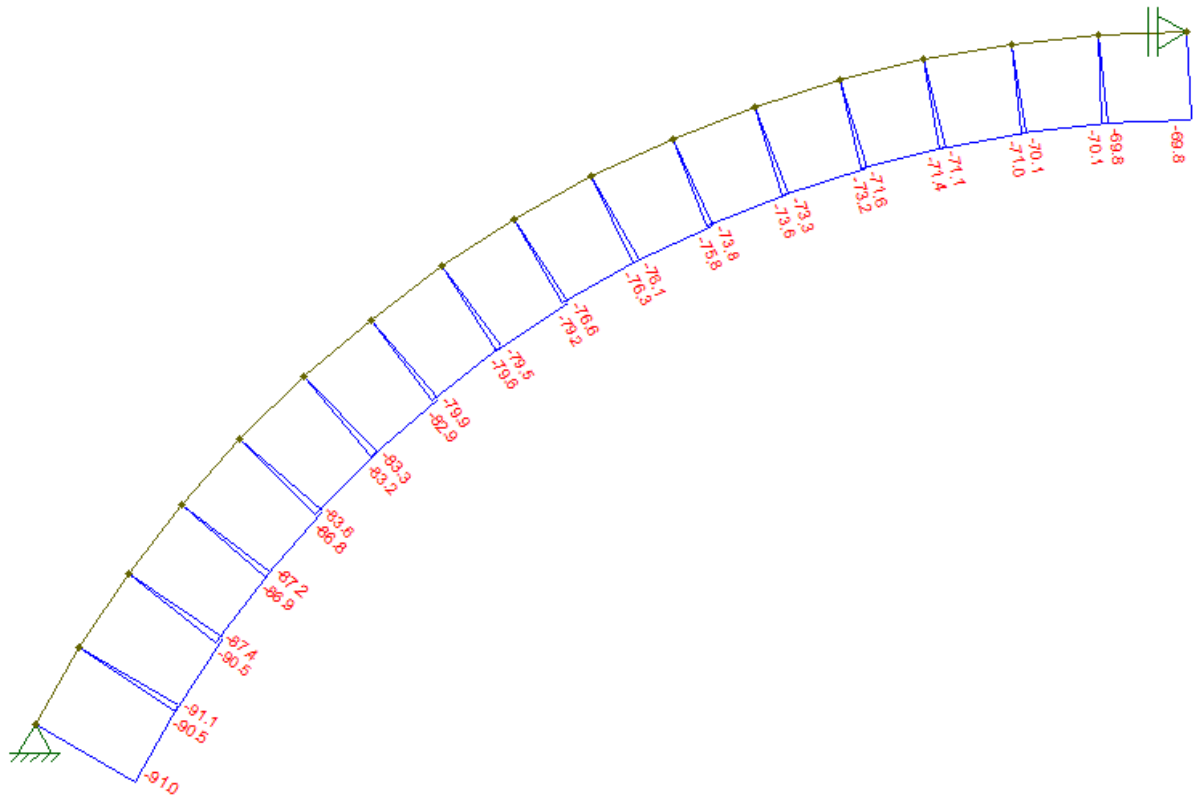


Figura 20 – Gráfico da força normal atuante no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

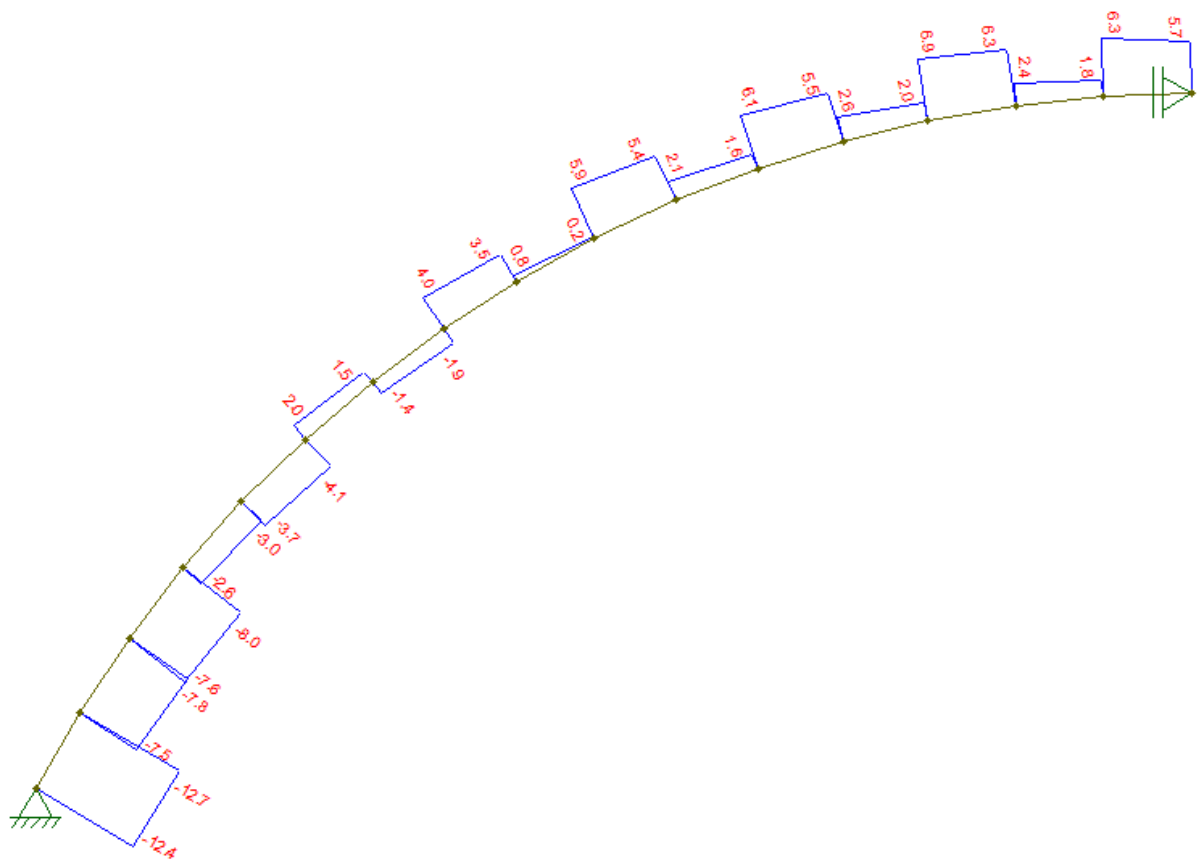


Figura 21 – Gráfico da força cortante atuante no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

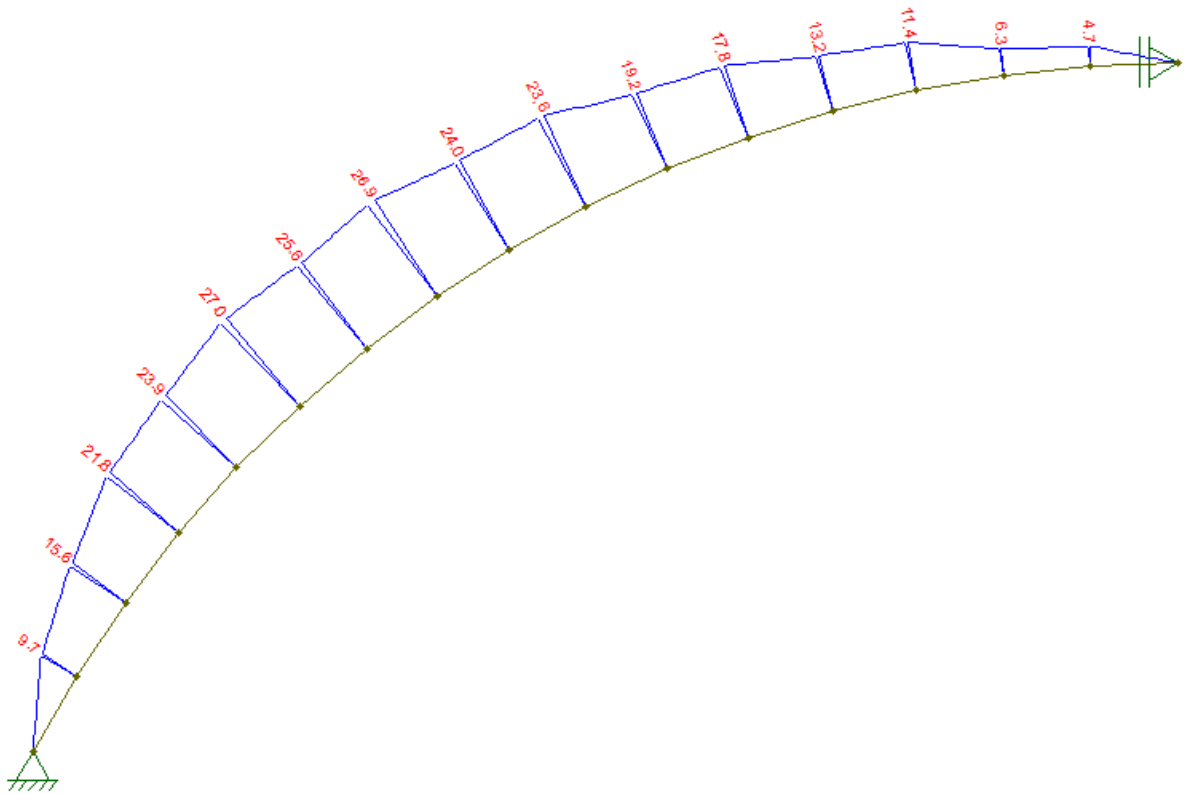


Figura 22 – Gráfico do momento fletor atuante no arco (kNm) (O AUTOR, 2015).

Verificação da estabilidade devido aos esforços de compressão:

Esta verificação de segurança será analisada no ponto mais comprimido do arco, dado pelo tabela 10, no ângulo de 54° , onde o momento fletor é máximo; sendo $N_d = 79,78$ kN, sendo $N_{G,d} = 48,26$ kN e $N_{Q,d} = 31,52$; $M_{G,d} = 20,42$ kNm e $M_{Q,d} = 6,5$ kNm.

Da equação 28:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times 1470 \times 58320}{1246^2} = 545 \text{ kN}$$

Da equação 27:

$$e_{ig} = \frac{2042}{48,26} = 42,31 \text{ cm}$$

Da equação 25:

$$e_a = \frac{1246}{300} = 4,15 \text{ cm}$$

Da tabela 15 – Coeficiente de fluência ϕ (NBR 7190/1997), $\phi = 0,8$; da tabela 7 e 9, $N_{G,k} = 34,47$ kN, $N_{Q,k} = 30,03$ kN; e da tabela 2 – Fatores de combinação e utilização (NBR 7190/1997), $\Psi_1 = 0,2$ e $\Psi_2 = 0,0$. Da equação 26:

$$e_c = (42,31 + 4,15) \left\{ \exp \left[\frac{0,8[34,47 + (0,2)30,03]}{545 - [34,47 + (0,2)30,03]} \right] - 1 \right\} = 3,08 \text{ cm}$$

Da equação 24:

$$e_i = \frac{2042 + 650}{79,78} = 33,74 \text{ cm}$$

Da equação 23:

$$e_{1,ef} = 33,74 + 4,15 + 3,08 = 40,97 \text{ cm}$$

Da equação 22:

$$M_d = 79,78 \times 40,97 \left(\frac{545}{545 - 79,78} \right) = 3829,11 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I_x} \times y = \frac{3829,11}{58320} \times 18 = 1,18 \text{ kN/cm}^2$$

Através da equação 21, obtém-se a verificação da segurança, com $R_{c0,d} = 2,57$ kN/cm²:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{79,78}{540} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,15}{2,57} + \frac{1,18}{2,57} \leq 1$$

$$0,52 \leq 1$$

Pelo item 7.5.6 – Estabilidade lateral de vigas de seção retangular, da Norma, fica dispensada a verificação da estabilidade lateral por flexão, devido a presença de um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento da viga (terças).

Todos os itens de segurança do estado limite último foram satisfeitos.

4.1.3.3. 3° - Ação permanente + sucção do vento

Ação do vento

Determinação das reações de apoio:

$$\sum F_V = 0$$

$$A_V = 5,98 \times (\sin 28^\circ + \sin 35,75^\circ + \sin 43,5^\circ + \sin 51,25^\circ + \sin 59^\circ + \sin 66,75^\circ + \sin 74,5^\circ + \sin 82,25^\circ + \sin 90^\circ) = 43,37 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$I_H \times 6,11 = 5,98 \times 11,51 \times (\sin(35,75^\circ - 28^\circ) + \sin(43,5^\circ - 28^\circ) + \sin(51,25^\circ - 28^\circ) + \sin(59^\circ - 28^\circ) + \sin(66,75^\circ - 28^\circ) + \sin(74,5^\circ - 28^\circ) + \sin(82,25^\circ - 28^\circ) + \sin(90^\circ - 28^\circ))$$

$$I_H = 49,09 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0$$

$$A_H = I_H - 5,98 \times (\cos 28^\circ + \cos 35,75^\circ + \cos 43,5^\circ + \cos 51,25^\circ + \cos 59^\circ + \cos 66,75^\circ + \cos 74,5^\circ + \cos 82,25^\circ + \cos 90^\circ) = 23,03 \text{ kN}$$

Trecho AB

$$28,00^\circ \leq \theta < 35,75^\circ$$

Força Normal

$$N_\theta = A_V \cos \theta + A_H \sin \theta + 5,98 \sin(\theta - 28^\circ)$$

$$N_\theta = 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta + 5,98 \sin(\theta - 28^\circ)$$

Força Cortante

$$C_\theta = -A_V \sin \theta + A_H \cos \theta + 5,98 \cos(\theta - 28^\circ)$$

$$C_\theta = -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta + 5,98 \cos(\theta - 28^\circ)$$

Momento fletor

$$M_{\theta} = -A_V \times 11,51(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) + A_H \times 11,51(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) + 5,98 \\ \times 11,51 \sin(\theta - 28^{\circ})$$

$$M_{\theta} = 499,19(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) - 68,83 \sin(\theta - 28^{\circ})$$

Trecho BC

$$35,75^{\circ} \leq \theta < 43,5^{\circ}$$

$$N_{\theta} = 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta + 5,98(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta + 5,98(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = 499,19(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\ - 68,83(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}))$$

Trecho CD

$$43,5^{\circ} \leq \theta < 51,25^{\circ}$$

$$N_{\theta} = 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta + 5,98(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta \\ + 5,98(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = 499,19(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\ - 68,83(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}))$$

Trecho DE

$$51,25^{\circ} \leq \theta < 59^{\circ}$$

$$N_{\theta} = 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta \\ + 5,98(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\ + \sin(\theta - 51,25^{\circ}))$$

$$C_{\theta} = -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta \\ + 5,98(\cos(\theta - 28^{\circ}) + \cos(\theta - 35,75^{\circ}) + \cos(\theta - 43,5^{\circ}) \\ + \cos(\theta - 51,25^{\circ}))$$

$$M_{\theta} = 499,19(\cos 28^{\circ} - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^{\circ}) \\ - 68,83(\sin(\theta - 28^{\circ}) + \sin(\theta - 35,75^{\circ}) + \sin(\theta - 43,5^{\circ}) \\ + \sin(\theta - 51,25^{\circ}))$$

Trecho EF

$$59^\circ \leq \theta < 66,75^\circ$$

$$\begin{aligned} N_\theta &= 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta \\ &\quad + 5,98(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) + \sin(\theta - 51,25^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 59^\circ)) \\ C_\theta &= -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta \\ &\quad + 5,98(\cos(\theta - 28^\circ) + \cos(\theta - 35,75^\circ) + \cos(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \cos(\theta - 51,25^\circ) + \cos(\theta - 59^\circ)) \\ M_\theta &= 499,19(\cos 28^\circ - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^\circ) \\ &\quad - 68,83(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 51,25^\circ) + \sin(\theta - 59^\circ)) \end{aligned}$$

Trecho FG

$$66,75^\circ \leq \theta < 74,5^\circ$$

$$\begin{aligned} N_\theta &= 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta \\ &\quad + 5,98(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) + \sin(\theta - 51,25^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ)) \\ C_\theta &= -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta \\ &\quad + 5,98(\cos(\theta - 28^\circ) + \cos(\theta - 35,75^\circ) + \cos(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \cos(\theta - 51,25^\circ) + \cos(\theta - 59^\circ) + \cos(\theta - 66,75^\circ)) \\ M_\theta &= 499,19(\cos 28^\circ - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^\circ) \\ &\quad - 68,83(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 51,25^\circ) + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ)) \end{aligned}$$

Trecho GH

$$74,5^\circ \leq \theta < 82,25^\circ$$

$$\begin{aligned} N_\theta &= 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta \\ &\quad + 5,98(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) + \sin(\theta - 51,25^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ) + \sin(\theta - 74,5^\circ)) \\ C_\theta &= -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta \\ &\quad + 5,98(\cos(\theta - 28^\circ) + \cos(\theta - 35,75^\circ) + \cos(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \cos(\theta - 51,25^\circ) + \cos(\theta - 59^\circ) + \cos(\theta - 66,75^\circ) + \cos(\theta - 74,5^\circ)) \\ M_\theta &= 499,19(\cos 28^\circ - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^\circ) \\ &\quad - 68,83(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) \\ &\quad + \sin(\theta - 51,25^\circ) + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ) + \sin(\theta - 74,5^\circ)) \end{aligned}$$

Trecho HI

$$82,25^\circ \leq \theta < 90^\circ$$

$$N_\theta = 43,37 \cos \theta + 23,03 \sin \theta$$

$$+ 5,98(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) + \sin(\theta - 51,25^\circ) \\ + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ) + \sin(\theta - 74,5^\circ) + \sin(\theta - 82,25^\circ))$$

$$C_\theta = -43,37 \sin \theta + 23,03 \cos \theta$$

$$+ 5,98(\cos(\theta - 28^\circ) + \cos(\theta - 35,75^\circ) + \cos(\theta - 43,5^\circ) \\ + \cos(\theta - 51,25^\circ) + \cos(\theta - 59^\circ) + \cos(\theta - 66,75^\circ) + \cos(\theta - 74,5^\circ) \\ + \cos(\theta - 82,25^\circ))$$

$$M_\theta = 499,19(\cos 28^\circ - \cos \theta) - 265,08(\sin \theta - \sin 28^\circ)$$

$$- 68,83(\sin(\theta - 28^\circ) + \sin(\theta - 35,75^\circ) + \sin(\theta - 43,5^\circ) \\ + \sin(\theta - 51,25^\circ) + \sin(\theta - 59^\circ) + \sin(\theta - 66,75^\circ) + \sin(\theta - 74,5^\circ) \\ + \sin(\theta - 82,25^\circ))$$

A tabela 11 descreve as forças normais e cortantes, e o momento fletor para as ações do vento na estrutura:

AÇÃO DO VENTO - SUCÇÃO				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
AB	28	49.11	5.95	0.00
	30	49.28	4.24	-2.05
	32	49.40	2.51	-3.40
	34	49.46	0.79	-4.07
BC	36	49.48	5.04	-4.34
	38	49.63	3.31	-6.01
	40	49.71	1.58	-7.00
	42	49.74	-0.16	-7.28
CD	44	49.75	4.09	-7.47
	46	49.87	2.35	-8.76
	48	49.92	0.60	-9.36
	50	49.91	-1.14	-9.25
DE	52	49.92	3.10	-9.34
	54	49.99	1.36	-10.24
	56	50.01	-0.39	-10.43
	58	49.97	-2.13	-9.93
EF	60	49.97	2.10	-9.92
	62	50.01	0.36	-10.41
	64	49.99	-1.39	-10.21
	66	49.91	-3.13	-9.30

(continuação)				
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)
FG	68	49.90	1.11	-9.19
	70	49.91	-0.64	-9.29
	72	49.86	-2.38	-8.68
	74	49.75	-4.12	-7.38
GH	76	49.73	0.13	-7.18
	78	49.70	-1.61	-6.88
	80	49.62	-3.34	-5.89
	82	49.47	-5.07	-4.20
HI	84	49.45	-0.82	-3.91
	86	49.39	-2.54	-3.24
	88	49.27	-4.26	-1.87
	90	49.09	-5.98	0.19

Tabela 11 – Forças Normais, cortantes e momentos fletores de acordo com o ângulo para ações permanentes e sucção do vento (O AUTOR, 2015).

4.1.3.3.1. Estado Limite Último

A condição de segurança descrita pela NBR 7190/1997, no item 7.3.5 – Flexo-tração, determina que deve ser satisfeita a mais rigorosa das seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{R_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{R_{t0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{R_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{R_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{R_{t0,d}} \leq 1$$

Por fim, a verificação de resistência é dada por:

$$\frac{(\gamma_G N_{Gc,k} + \gamma_Q N_{Qc,k})}{A \times R_{c0,d}} + \frac{(\gamma_G M_{Gx,k} + \gamma_Q M_{Qx,k})}{I_x \times R_{c0,d}} \times y \leq 1$$

Com $\gamma_G = 0,9$ e $\gamma_Q = 1,4$, sendo que a norma permite a redução em 75% das ações do vento, com $\gamma_Q = 1,4 \times 0,75 = 1,05$.

Tensão de cisalhamento:

$$\tau_d = 1,5 \times \frac{V_d}{b \times h}$$

Condição de segurança pelo item 7.4.1 da Norma (NBR 7190/1997):

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

$$\tau_d \leq 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

A tabela 12 ilustra as forças normais, cortantes e momentos fletores majorados em função do ângulo θ , na penúltima coluna apresenta-se a verificação da condição de flexotração, que deverá ser menor do que 1; e na última coluna apresenta-se a verificação da condição de tensão de cisalhamento, que deverá ser menor do que 0,34.

AÇÃO PERMANENTE +AÇÃO DO VENTO – SUCCÃO						
Trecho	Ângulo (θ)	Força Normal (kN)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kNm)	Condição Flexotração	Condição Cisalhamento
AB	28	13.25	-1.51	0.00	0.010	0.004
	30	13.36	-2.07	0.72	0.018	0.006
	32	13.45	-2.65	1.67	0.030	0.007
	34	13.52	-3.23	2.85	0.044	0.009
BC	36	16.01	0.71	4.03	0.060	0.002
	38	16.18	0.02	3.88	0.058	0.000
	40	16.33	-0.67	4.01	0.060	0.002
	42	16.45	-1.38	4.42	0.065	0.004
CD	44	18.74	2.11	4.70	0.070	0.006
	46	18.94	1.31	4.01	0.062	0.004
	48	19.11	0.50	3.64	0.058	0.001
	50	19.25	-0.32	3.61	0.057	0.001
DE	52	21.27	2.77	3.31	0.055	0.008
	54	21.47	1.86	2.38	0.044	0.005
	56	21.64	0.94	1.81	0.037	0.003
	58	21.77	0.02	1.62	0.035	0.000
EF	60	23.46	2.77	1.06	0.030	0.008
	62	23.63	1.77	0.14	0.019	0.005
	64	23.77	0.76	-0.37	0.022	0.002
	66	23.87	-0.25	-0.47	0.023	0.001
FG	68	25.17	2.23	-1.05	0.031	0.006
	70	25.31	1.16	-1.74	0.039	0.003
	72	25.39	0.09	-1.99	0.042	0.000
	74	25.44	-0.99	-1.81	0.040	0.003
GH	76	26.32	1.30	-2.22	0.046	0.004
	78	26.40	0.18	-2.52	0.049	0.001
	80	26.42	-0.94	-2.37	0.047	0.003
	82	26.40	-2.06	-1.77	0.040	0.006
HI	84	26.84	0.12	-1.88	0.042	0.000
	86	26.84	-1.02	-1.71	0.040	0.003
	88	26.79	-2.15	-1.07	0.032	0.006
	90	26.70	-3.29	0.02	0.019	0.009

Tabela 12 – Verificação dos estados limites últimos sob efeito das cargas permanentes e sucção do vento (O AUTOR, 2015).

Para efeito comparativo, utilizou-se o software de modelagem computacional de estruturas *Ftool*, dividindo o arco em segmentos de retas, os resultados são apresentados em seguida nas figuras 23, 24, 25 e 26:

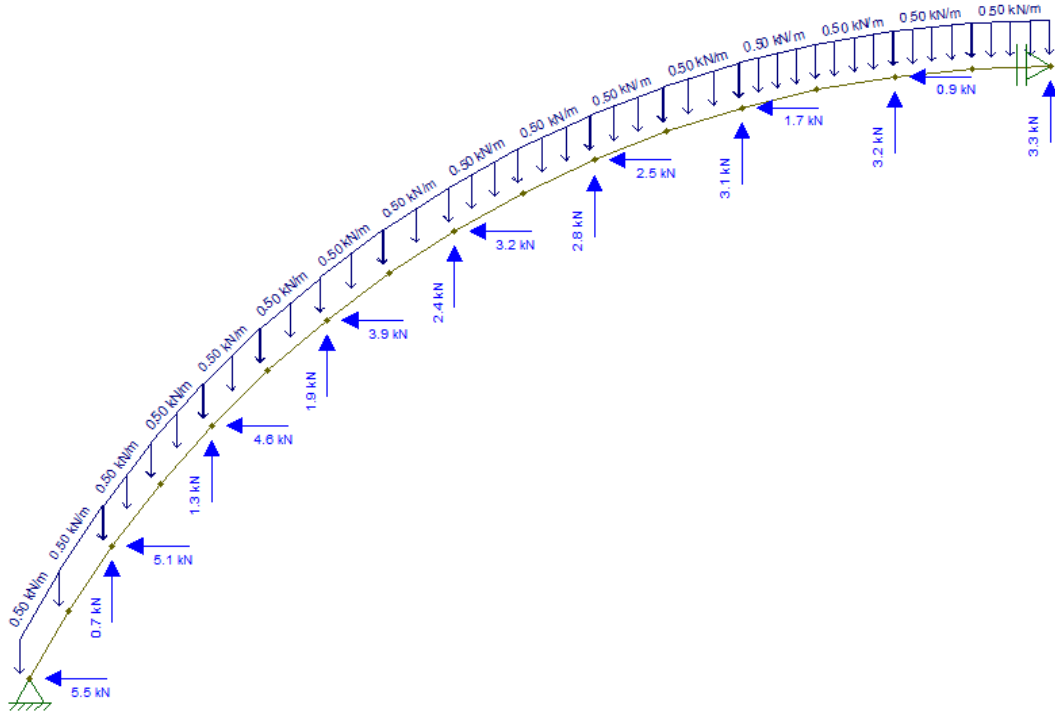


Figura 23 – Esquema estático das forças aplicadas no arco (O AUTOR, 2015).

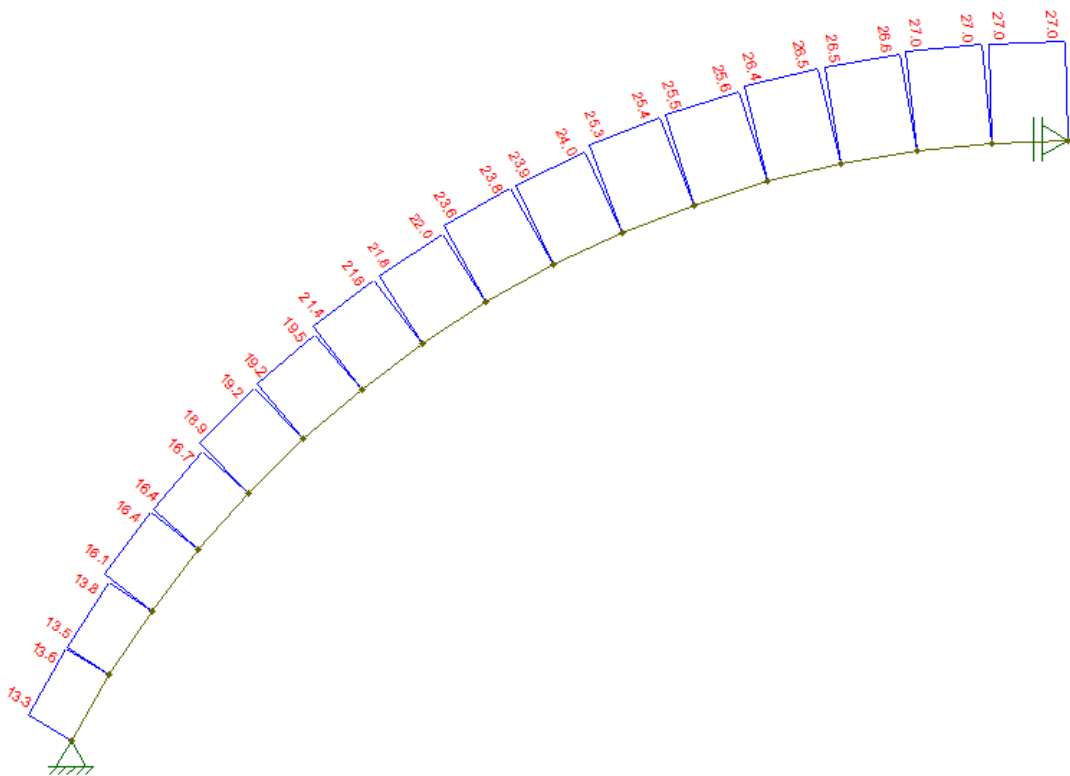


Figura 24 – Gráfico da força normal atuante no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

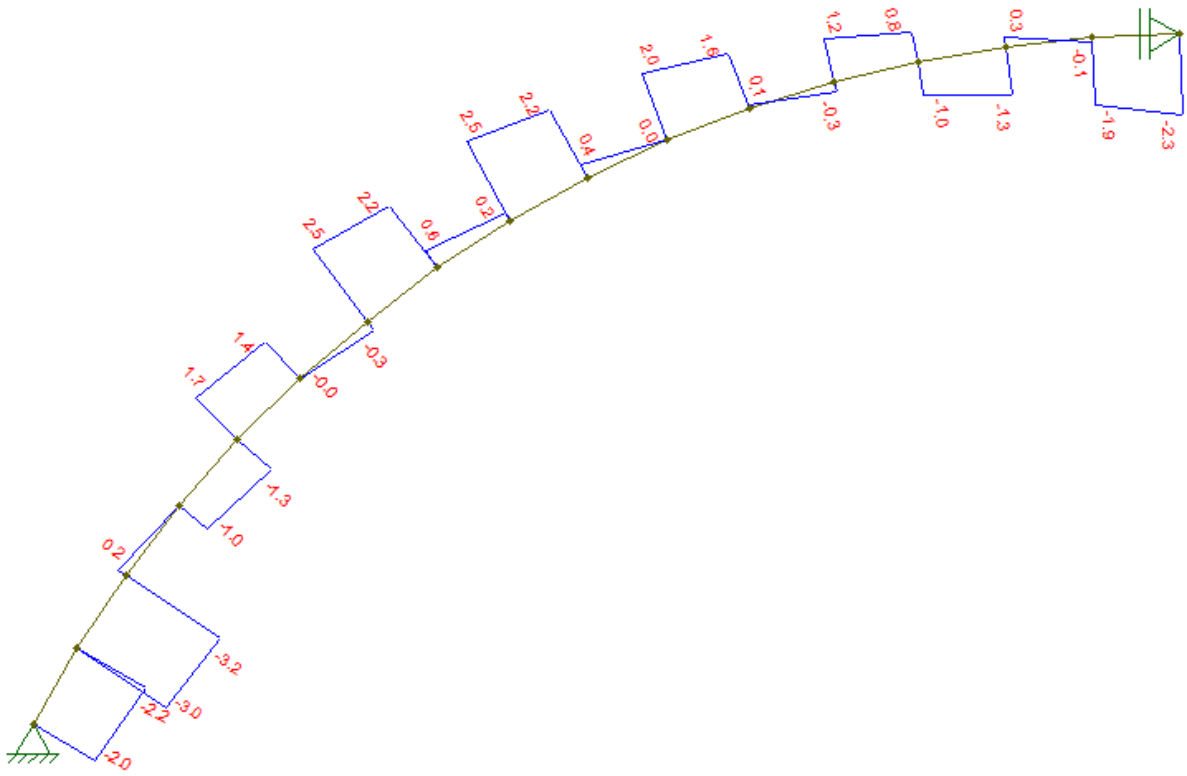


Figura 25 – Gráfico da força cortante atuante no arco (kN) (O AUTOR, 2015).

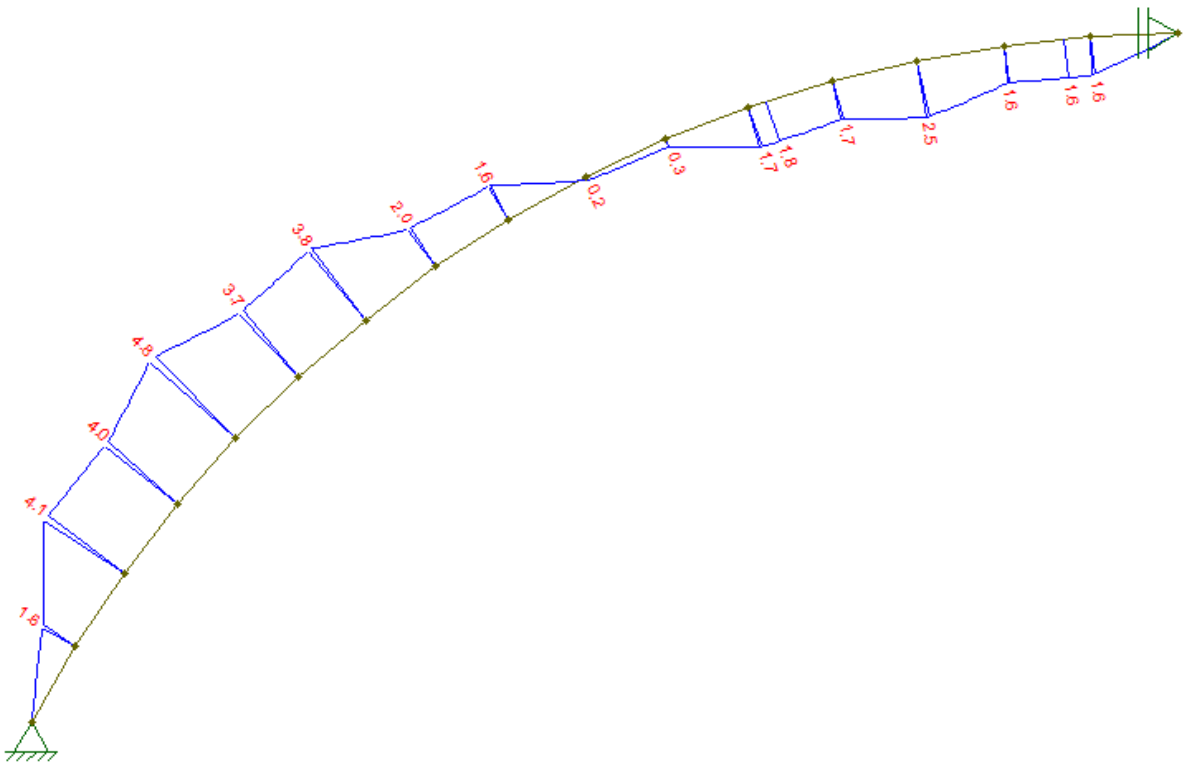


Figura 26 – Gráfico do momento fletor atuante no arco (kNm) (O AUTOR, 2015).

4.1.4. Contraventamento

Estruturas com um sistema principal de elementos estruturais (neste trabalho seriam os arcos), dispostos com sua maior rigidez em planos paralelos entre si devem ter a sua estabilidade global garantida por outros elementos dispostos com sua maior rigidez em planos ortogonais aos primeiros.

Para coberturas, a Norma NBR 7190/1997, permite considerar a estrutura de contraventamento como composta por um sistema de treliças dispostas perpendicularmente ao sistema estrutural principal, colocadas nas extremidades da construção e em posições intermediárias com espaçamentos não superiores a 20m. A planta baixa da cobertura tem sistema estrutural principal (arcos) espaçados a cada 3,5m e o contraventamento proposto são peças de madeira laminada colada com seção transversal de 8cm x 8cm, fixadas a cada 1/3 de comprimento de semiarco, tal estrutura está ilustrada na figura 27:

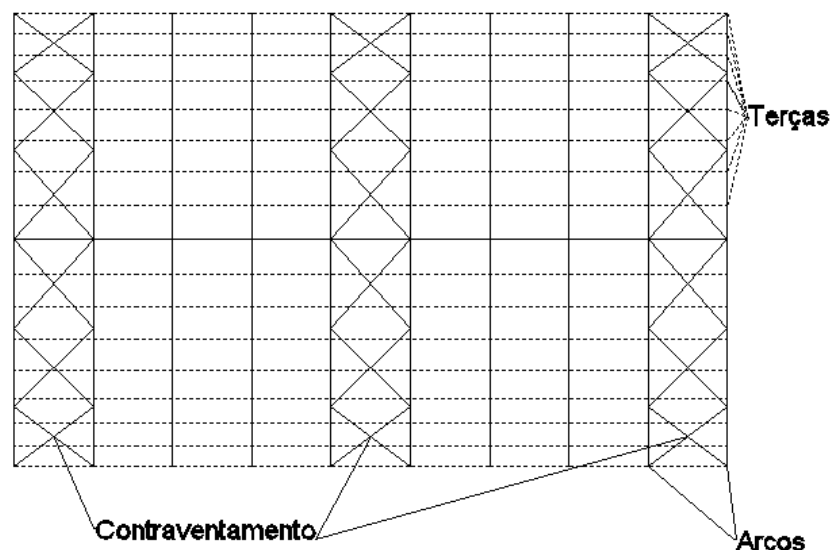


Figura 27 – Estrutura de contraventamento (O AUTOR, 2015).

Em cada nó pertencente a peça comprimida do elemento estrutural principal (arco), deve ser considerada uma força transversal ao elemento principal, com intensidade $F_{1d} = N_d / 150$, onde N_d é o valor de cálculo da força normal sobre o elemento principal; pela tabela 15, a 34° , a força vale 90,94 kN, e $F_{1d} = 0,61$ kN.

Os elementos de contravento devem resistir a uma força F_d correspondente a $2/3$ das n forças F_{1d} atuantes no trecho estabilizado (ver figura 28).

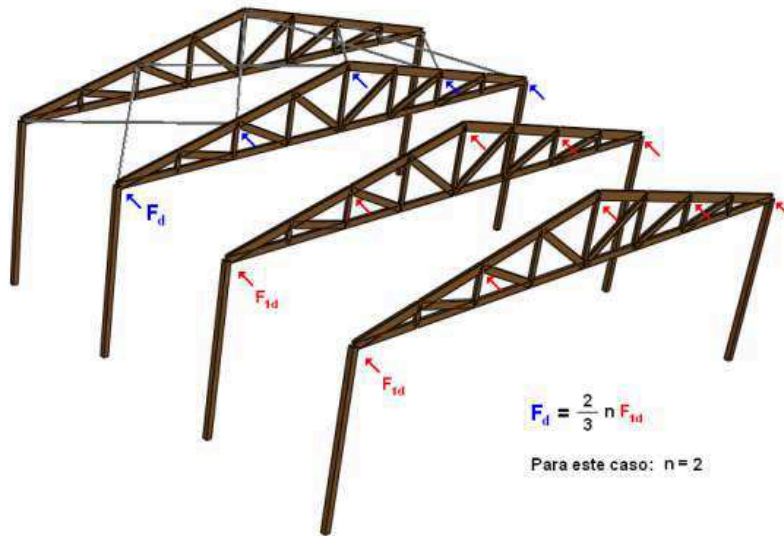


Figura 28 – Arranjo de esforços de contravento (MEDEIROS, 2010).

Para $n = 2$, $F_d = 0,81$ kN.

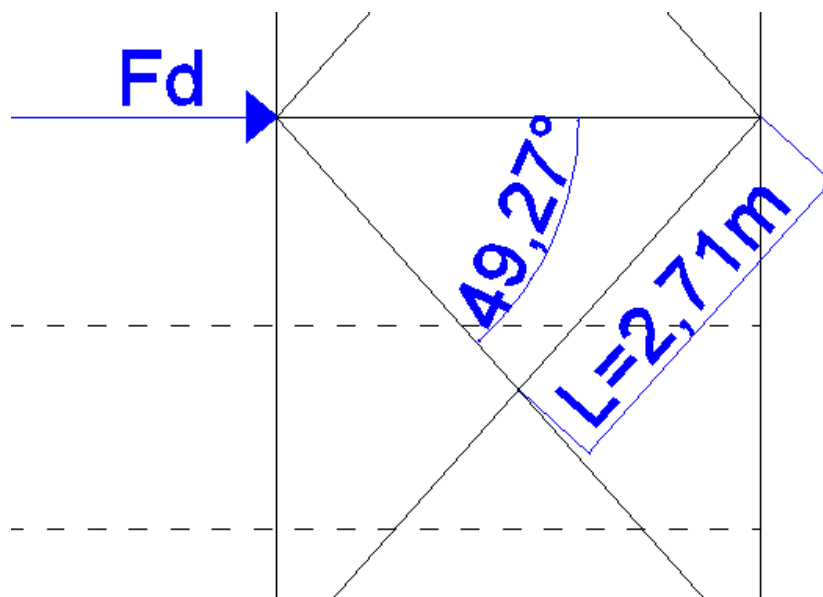


Figura 29 – Parâmetros do contravento (O AUTOR, 2015).

A força agindo sobre o nó é distribuída para duas barras de contravento sendo a força aplicada em uma barra (F'_d) igual a:

$$F'_d \cos 49,27^\circ = \frac{F_d}{2}$$

$$F'_d = 0,62 \text{ kN}$$

Verificação da segurança para a situação de tração da barra:

Item 7.3.1 – Tração (NBR7190/1997) expressa a condição de segurança da seguinte forma:

$$\sigma_{td} \leq R_{td}$$

$$\sigma_{td} = \frac{F'_d}{A} = \frac{0,62}{64} = 0,01 \text{ kN/cm}^2$$

Pelo item 4.1.2 deste trabalho $R_{t0,d} = 2,6 \text{ kN/cm}^2$, satisfazendo a condição de segurança.

Verificação da segurança para a situação de compressão da barra:

Da equação 17:

$$I = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{8 \times 8^3}{12} = 341 \text{ cm}^4$$

Da equação 16:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{341}{64}} = 5,33 \text{ cm}$$

Da equação 15:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{271}{5,33} = 50,81$$

Peça medianamente esbelta, verificação similar a equação 21:

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

Da equação 25:

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,9 \text{ cm}$$

Da equação 24:

$$e_i = \frac{M_{G,d} + M_{Q,d}}{N_d} = \frac{0}{0,62} = 0 \text{ kNcm}$$

Similar a equação 23, porém sem a excentricidade de primeira ordem:

$$e_1 = e_i + e_a = 0,9 \text{ cm}$$

Da equação 28:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{c0,ef} \times I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 1470 \times 341}{271^2} = 67,36 \text{ kN}$$

Da equação 22:

$$M_d = N_d \times e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 0,62 \times 0,9 \left(\frac{67,36}{67,36 - 0,62} \right) = 0,56 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I_x} \times y = \frac{0,56}{341} \times 4 = 0,006 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$\frac{0,62}{64} + \frac{0,006}{2,57} \leq 1$$

$$0 \leq 1$$

Foram satisfeitas as condições de segurança para as barras de contraventamento.

4.1.5. Resumo da Estrutura

Terças

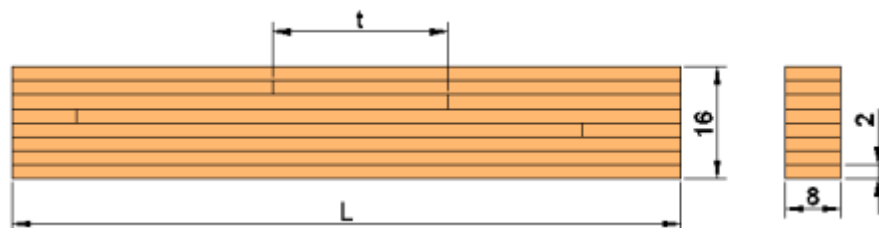


Figura 30 – Parâmetros geométricos da terço, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

- 36 peças de extremidades L = 4,5m (prolongamento da peça devido ao beiral, 1m).

- 126 peças internas L = 3,5m.

O espaçamento mínimo entre emendas longitudinais (t) deve ser maior ou igual a altura da seção transversal (0,16m). Como tem-se lâminas de 2cm de espessura, de um total de 8, pode-se dividir o comprimento da peça em nove partes, resultando na distância entre emendas (t). Para peças de 4,5m, t = 0,5m; e para peças de 3,5m, t = 0,38m.

Volume de madeira

$$V_{terça} = 36 \times 4,5 \times 0,16 \times 0,08 + 126 \times 3,5 \times 0,16 \times 0,08 = 7,72m^3$$

Arcos

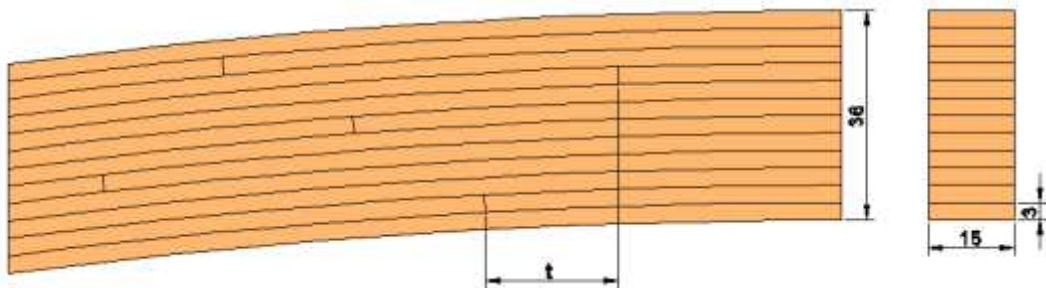


Figura 31 – Parâmetros geométricos do arco, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

- 20 peças com L = 12,46m.

O espaçamento entre as emendas longitudinais deve ser maior ou igual a 36cm, dividindo o comprimento pelo espaçamento mínimo, obtém-se um total de 34 emendas; considerando lâminas de 3cm, tem-se 12 lâminas, distribuindo as emendas tem-se 9 lâminas com 3 emendas e 3 lâminas com duas emendas.

Volume de madeira

$$V_{arco} = 20 \times 12,46 \times 0,36 \times 0,15 = 13,46m^3$$

Cumeeira

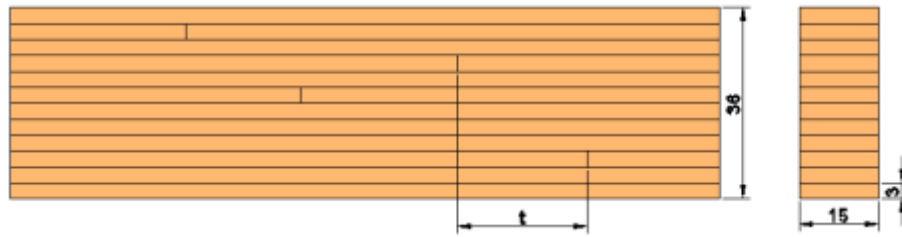


Figura 32 – Parâmetros geométricos da cumeeira, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

- 9 peças com 3,35m.

O espaçamento entre as emendas longitudinais deve ser maior ou igual a 36cm, dividindo o comprimento pelo espaçamento mínimo, obtém-se um total de 9 emendas; considerando lâminas de 3cm, tem-se 12 lâminas, distribuindo as emendas tem-se 9 lâminas com 1 emenda e 3 lâminas sem emendas.

Volume de madeira

$$V_{cumeeira} = 9 \times 3,35 \times 0,36 \times 0,15 = 1,63m^3$$

Contraventamento

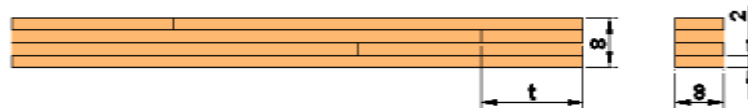


Figura 33 – Parâmetros geométricos do contraventamento, medidas em cm (O AUTOR, 2015).

- 36 peças com L = 5,42m.

Lâminas de 2cm, num total de 4, com 2 emendas longitudinais em cada, espaçadas a cada 64cm.

Volume de madeira

$$V_{contraventamento} = 36 \times 5,42 \times 0,08 \times 0,08 = 1,25m^3$$

Volume total

$$V_{total} = 7,72 + 13,46 + 1,63 + 1,25 = 24,06m^3$$

5. CONCLUSÃO

Demonstrou-se a sequência de cálculo, descrita pela NBR 7190/1997, para a verificação da segurança de estruturas de madeira; aplicando esta metodologia no dimensionamento de uma cobertura de madeira laminada colada, comprovando a facilidade e a similaridade do cálculo estrutural da madeira com outros materiais. Provavelmente a maior dificuldade no dimensionamento de estruturas de madeira laminada colada esteja na determinação das resistências das peças e na interação entre a cola e a madeira, neste quesito a norma brasileira não faz menção sobre o assunto, sendo necessário recorrer a normas estrangeiras para a efetiva caracterização da madeira laminada colada.

No dimensionamento da estrutura, verificou-se que nas terças, submetidas a flexão simples oblíqua, o critério mais crítico foi o estado limite último, ou seja, a segurança visual devido a deformação. No arco, o pré-dimensionamento apresentou-se razoável, devido principalmente às propriedades mecânicas da madeira utilizada (resistência a tração e compressão), o ponto mais crítico foi a estabilidade na compressão, atingindo 52% da capacidade de resistência da madeira ($0,52 \leq 1,00$); uma alternativa para o melhor aproveitamento da madeira poderia ser considerar no pré dimensionamento do largura da base (b), uma peça medianamente esbelta, ou mesmo uma peça esbelta, reduzindo assim o perfil. As verificações quanto ao contraventamento tiveram resultados desprezíveis, sendo prudente verificar esta condição através de alguma simulação computacional.

Possivelmente o grande desafio para a disseminação desta técnica construtiva está na popularização de sua fabricação, reduzindo os custos de montagem das peças, assim como na divulgação por parte dos projetistas desta alternativa de construção, quebrando paradigmas quanto ao uso da madeira, pois esta técnica mostra-se viável e atrativa para grandes obras civis.

6. REFERÊNCIAS

1. ABRANTES, CELSO ANTONIO. Determinação da carga crítica de instabilidade lateral no regime linear elástico, em vigas de madeira laminada colada (MLC). Escola Superior de Agricultura “Luis de Queiroz”. Piracicaba, SP. 2012.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. Cargas para cálculo de estruturas de edificações. 1980.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. 1988.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190. Projeto de estruturas de madeira. 1997.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de revisão da NBR 7190. Comissão de Estudo de Estruturas de Madeira – Comitê Brasileiro de Construção Civil. 2012.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7203. Madeira serrada e beneficiada. 1982.
7. ASSOCIAÇÃO DE PRODUTOS FLORESTAIS DO CANADÁ – FPAC. Construção ecológica com madeira. Publicação de dezembro de 2011. Disponível em:
http://www.fpac.ca/publications/Building_Green_PO_Dec2011.pdf
Acessado em 28/04/2014 as 10:38.
8. BANGS, HERBERT. Tradução de Bruno Costa. O retorno da arquitetura sagrada: a razão áurea e o fim do modernismo. São Paulo SP, editora Pensamento. 2010.
9. BRITO, MAURO CÉSAR DE. Estruturas de Madeira. PUC Goiás. Goiânia. 2010.
10. CARVALHO, PAULO ALEXANDRE RIBEIRO DE. Avaliação técnica e econômica de estruturas de cobertura de grande vão em madeira lamelada colada. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP. Porto, Portugal. 2008.

11. CONSIGLIERI, VICTOR. As metáforas da arquitectura contemporânea. 1ª edição, editorial Estampa, lda. Lisboa, Portugal. 2007.
12. CUNHA, ALEXSANDRO BAYESTORFF DA *et al.* Rigidez e resistência de vigas estruturais de madeira laminada colada e com perfil I compostas por diferentes adesivos. Publicação de abril de 2010. Santa Maria, RS. Disponível em:
<http://cascavel.ufsm.br/revistas/ojs-2.2.2/index.php/cienciaflorestal/article/view/1857/1202>
Acessado em 26/04/14 as 14:05.
13. DIAS, ADILSON PONCIANO. Estudo de madeira Amazônica para compor vigas laminadas. Universidade Federal do Amazonas – UFAM, Faculdade de Ciências Agrárias. Manaus, AM. 2014.
14. FERREIRA, OSWALDO POFFO, *et al.* Madeira: uso sustentável na construção civil. Instituto de pesquisas tecnológicas – IPT. São Paulo. 2003.
15. FRANÇA, LÉLIO CAIADO ABREU. Madeira laminada colada (MLC) de *Acacia mangium Willd* produzida com adesivos estruturais. Universidade Federal do Espírito Santo. Espírito Santo. 2012.
16. GESUALDO, FRANCISCO A. ROMERO. Estruturas de Madeira – Notas de aula. Faculdade de Engenharia Civil, FECIV. Uberlândia. 2003.
17. GONÇALVES, CARLOS FELÍCIO *et al.* Estruturas de madeira laminada colada na construção civil. Centro Universitário do Triângulo – UNITRI. Uberlândia, MG. 2011.
18. GRANATO, ANDRÉ FACCHINI. Aspectos tecnológicos da fabricação de elementos estruturais de madeira laminada colada. Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. São Carlos, SP. 2011.
19. JUNIOR¹, CARLITO CALIL *et al.* Dimensionamento de elementos estruturais de madeira. Barueri, SP. Editora Manole Ltd. 2003.
20. JUNIOR², CARLITO CALIL *et al.* Estruturas de madeira – notas de aula. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. 1998.

21. JUNIOR³, CARLITO CALIL; MOLIINA, JULIO CESAR. Coberturas em estruturas de madeira: Exemplos de cálculo. Editora Pini Ltda, São Paulo - SP. 1º Edição, Abril 2010.

22. MAGALHÃES, LUCIANA NUNES DE *et al.* Amadeira laminada colada como material estrutural de uma construção sustentável. Publicação de julho de 2009. Belo Horizonte, MG. Disponível em:

<http://www.fumec.br/revistas/construindo/article/view/1736/1106>

Acessado em 29/06/14 as 16:56.

23. MARTINS, TOMÁS FRANCISCO RIBEIRO MENDES. Dimensionamento de estruturas de madeira – coberturas e pavimentos. Universidade técnica de Lisboa. Lisboa, Portugal. 2010.

24. MEDEIROS, RODOLFO COSTA DE. Forças em peças de contraventamento de treliças de madeira. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos – SP. 2010.

25. NETO¹, CARLITO CALIL. A madeira laminada colada. Publicação na revista da Madeira, edição nº124 de Julho de 2010. São Paulo, SP. Disponível em:

http://www.remade.com.br/br/revistadamadeira_materia.php?num=1473&subject=MLC&title=A%20madeira%20laminada%20colada

Acessado em 22/04/2014 as 15:19.

26. NETO², CARLITO CALIL. Recomendações para o sistema de controle de qualidade para a produção de madeira laminada colada certificada. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. Itapeva, SP. 2008.

27. PINHEIRO, LIBÂNIO MIRANDA; CATOIA, BRUNA; CATOIA, THIAGO. Tabelas de vigas: Deslocamentos e momentos de Engastamento Perfeito. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharias de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos – SP. 2010.

28. STAMATO, GUILHERME CORRÊA. Madeira para uso estrutural: especificações técnicas. Material utilizado durante uma palestra na Expo Madeira e Construção. Curitiba, PR. Dezembro 2013. Disponível em:

<http://www.expomadeira.com.br/wp-content/uploads/palestras/palestra05.pdf>

Acessado em 02/07/2014 as 17:25.

29. SZÜCS, CARLOS ALBERTO, *et al.* Estruturas de Madeira, Departamento de engenharia civil, UFSC. Florianópolis. 2008.
30. TELES, RICARDO FAUSTINO. Propriedades tecnológicas de vigas de madeira laminada colada produzidas com louro vermelho (*Sextonia rubra*). Universidade de Brasília, departamento de engenharia florestal. Brasília. 2009.
31. ZANGIÁCOMO, A. L. Emprego de espécies tropicais alternativas na produção de elementos estruturais de madeira laminada colada. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos – SP. 2003.