



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Estrutura em Madeira para Cobertura das Bancadas de um Estádio

Delfim Jorge Moreira Rocha

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor João António Saraiva Pires da Fonseca

Covilhã, junho de 2016

À minha Família

Agradecimentos

O autor deste trabalho agradece ao Professor João Pires da Fonseca, orientador deste trabalho, a sua disponibilidade, apoio e prontidão com que sempre me receberam para resolver qualquer problema, tornando possível a elaboração deste trabalho.

Agradece também ao gabinete VELNOR II, por facultar elementos do projeto do estádio Marcolino de Castro.

Um especial agradecimento à minha família pela compreensão e pelo incentivo que me foram fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Resumo

O trabalho que se apresenta, utilizando a madeira como material estrutural, trata do projeto de uma estrutura em madeira para a cobertura de um estádio de futebol. Primeiramente aborda-se o desenvolvimento das estruturas de madeira ao longo dos tempos. São analisadas as propriedades físicas e mecânicas da madeira, referindo algumas vantagens e desvantagens da utilização deste material, e ainda se apresentam os principais tipos de derivados de madeira existentes no mercado.

Estuda-se a regulamentação em vigor para o dimensionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente o Eurocódigo 5, incluindo para o dimensionamento das ligações.

Numa última fase aborda-se o comportamento estrutural da estrutura apresentando também o projeto em causa, desde a escolha da geometria, até aos dimensionamentos dos elementos constituintes da estrutura e suas ligações, fazendo as devidas verificações de segurança.

Palavras-chave

Estrutura em madeira, projeto, Eurocódigo 5, dimensionamento, ligações, cobertura

Abstract

Assuming the current use of timber as a structure material, this dissertation is about a project of the timber structure of a football stadium. Firstly presents the timber structure development over time. Physic and mechanical timber properties are analyzed, considering some vantages and disadvantages about this material, and the main type of wood products commercially available are presented.

The current standards for the designing of this kind of structures, Eurocode 5, are studied, including the timber joints.

Finally, the structure behavior is analyzed, showing the design, since the find form until the designing of elements and connections, proving the safety conditions.

Keywords

Timber structure, design, Eurocode 5, connections, roof.

Índice

1.	Introdução	1
1.1.	Enquadramento do tema	1
1.2.	Objetivos e Organização do Trabalho	2
2.	Revisão da Bibliografia	3
2.1.	História das Estruturas de Madeira	3
2.2.	Propriedades da Madeira	7
2.2.1.	Características Físicas da Madeira	8
2.2.2.	Características Mecânicas da Madeira	13
2.3.	Produtos Derivados da Madeira	17
2.4.	Regulamentação Europeia Atual	20
2.4.1.	Bases para o Projeto	21
2.4.2.	Estados Limites Últimos (ELU)	27
2.4.3.	Estado Limite de Serviço	29
2.4.4.	Ligações	30
3.	Formulação do Problema	35
4.	Estudo de uma Cobertura para Estádio em Santa Maria da Feira	37
4.1.	Conceção Geral e Geometria	37
4.2.	Revestimento	41
4.2.1.	Ação do Vento	42
4.2.2.	1ª Alternativa	44
4.2.3.	2ª Alternativa	44
4.2.4.	3ª Alternativa	46
4.2.5.	Justificação da Solução Escolhida	47
4.3.	Dimensionamento dos Elementos	48
4.3.1.	Combinação de Ações	49
4.3.2.	Arcos Atirantados	49
4.3.3.	Vigas Principais	54
4.4.	Dimensionamento das Ligações	63
4.4.1.	Ligação Arco-Viga Principal	63
4.4.2.	Ligação Diagonal-Corda Superior/Inferior	67
4.4.3.	Ligação Viga Principal-Viga Principal	69
5.	Conclusões	75

Referências Bibliográficas

77

Anexos

A1 Peças Desenhadas

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Vista Interior do Pavilhão Atlântico (Ledesma 2010)	1
Figura 2.1 - Abrigo em madeira construído pelo homem primitivo (Kuklík, 2008)	3
Figura 2.2 - Abrigo construído por Homo Sapiens Fossilis (Kuklík, 2008)	4
Figura 2.3 - Casa em madeira (Kuklík, 2008)	4
Figura 2.4 - Casas construídas pelos Celtas (Kuklík, 2008)	5
Figura 2.5 - Detalhes da interseção dos troncos (Kuklík, 2008)	5
Figura 2.6 - Entalhe do tipo cauda de andorinha (Kuklík, 2008)	6
Figura 2.7 - Exemplo de asna de madeira duma cobertura	6
Figura 2.8 - Secção de madeira lamelada colada (à esquerda), Estrutura de madeira com elementos de madeira lamelada colada (à direita)	7
Figura 2.9 - Evolução da presença da água na madeira durante o processo de secagem (Correia, 2006)	9
Figura 2.10 - Ábaco de Kollmann (Carvalho, 1996)	10
Figura 2.11 - Curvas de retração (Coutinho, 1999)	10
Figura 2.12 - Contração e distorção características de peças planas, quadradas e circulares, resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais. (Coutinho, 1999)	11
Figura 2.13 - Viga de madeira a suportar dois perfis de aço apos incêndio	12
Figura 2.14 - Viga de madeira lamelada colada queimada ¹	12
Figura 2.15 - Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado. (Carvalho, 1996)	13
Figura 2.16 - Curva tensão - extensão, em madeira isenta de defeitos, na direção das fibras (traço contínuo) e na direção perpendicular às fibras (traço tracejado) (Correia, 2006)	14
Figura 2.17 - Corte na madeira	16
Figura 2.18 - Fingerjoint (Correia, 2006)	17
Figura 2.19 - Disposição das lamelas em função dos esforços (Faria & Negrão, 2009)	18
Figura 2.20 - LVL, LSL, PSL (da esquerda para a direita)	18
Figura 2.21 - OSB	19
Figura 2.22 - MDF	20
Figura 2.23 - Contraplacados	20
Figura 2.24 - Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Martins, 2010)	21
Figura 2.25 - Sistema de coordenadas adotado. (EN 1995-1-1, 2004)	27
Figura 2.26 - Componentes da deformação (EN 1995-1-1, 2004)	30
Figura 2.27 - Distâncias entre ligadores: a) na direção do fio e na direção perpendicular ao fio; b) distâncias aos topos e aos bordos. Legenda: 1 - Ligador; 2 - Direção do fio; (1) - Topo Solicitado; (2) - Topo não solicitado; (3) - Bordo Solicitado; (4) - Bordo não Solicitado (EN 1995-1-1, 2004)	33

Figura 3.1 - Planta do estádio Marcolino de Castro (unidades em [m])(Adaptado)	35
Figura 4.1 - Modelo suspenso de Gaudi e o inverso	37
Figura 4.2 - Modelo suspenso e inverso	38
Figura 4.3- Esquema da estrutura modelada no software com os respetivos contornos. (à esquerda) sobreposição da estrutura na planta do estádio (à direita)	38
Figura 4.4 - Estrutura modelada no software	39
Figura 4.5 - Estrutura deformada após 434 iterações	40
Figura 4.6 - Estrutura deformada invertida	40
Figura 4.7 - Estrutura com vigas treliçadas	41
Figura 4.8 - Geometria da cobertura	41
Figura 4.9 - Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas; $\varphi=0$ na imagem da esquerda, $\varphi=1$ nas imagens da direita (NP EN 1991-1-4, 2010)	43
Figura 4.10 - Diagrama de momento para a forro	44
Figura 4.11 - a) Grelha disposta no plano; b) Grelha deformada através da dobragem de ripas (Toussaint, 2007)	45
Figura 4.12 - Casca contínua (à esquerda); Grelha (à direita) (Toussaint, 2007)	45
Figura 4.13 - Elemento para transferência das forças de corte (Toussaint, 2007)	45
Figura 4.14 - Modelação da estrutura com as madres	46
Figura 4.15 - Perfil viga I (unidades em [m])	46
Figura 4.16 - Vigas principais (unidades em [m])	48
Figura 4.17 - Arcos perpendiculares com os cabos de aço pré-esforçados (unidades em [m])	48
Figura 4.18 - Seção transversal do elemento arco (unidades em [m])	50
Figura 4.19 - Representação do arco em corte longitudinal (distâncias em [m])	52
Figura 4.20 - Representação em corte longitudinal do arco com o cabo pré-esforçado	52
Figura 4.21 - Momento fletor segundo a direção z com pré-esforço elevado. (unidades em [kN])	53
Figura 4.22 - Momento fletor segundo a direção z com pré-esforço reduzido. (unidades em [kN])	54
Figura 4.23 - Seção transversal das diagonais (unidades em [m])	54
Figura 4.24 - Seção transversal da corda inferior (unidades em [m])	56
Figura 4.25 - Condições de apoio da corda inferior das vigas principais	58
Figura 4.26 - Seção transversal da corda superior (unidades em [m])	59
Figura 4.27 - Representação da viga principal em corte longitudinal (distâncias em [m])	61
Figura 4.28 - Representação da viga principal em corte transversal (distâncias em [m])	61
Figura 4.29 - Suporte de ligação das madres.	63
Figura 4.30 - Esforços axiais utilizados no dimensionamento da ligação (unidades em [kN])	64
Figura 4.31 - Esforços de corte utilizados no dimensionamento da ligação (unidades em [kN])	64
Figura 4.32 - Requisitos geométricos para elementos com extremidade ligada por cavilhas (Np En 1993-1-8, 2010)	66

Figura 4.33 - Geometria da chapa de ligação entre arcos e vigas principais. (unidades em [m])	67
Figura 4.34 - Geometria da chapa de ligação entre as diagonais as cordas da viga principal (unidades em [m])	69
Figura 4.35 - Identificação das barras da ligação entre vigas principais	70
Figura 4.36 - Geometria da chapa de ligação entre as vigas principais (unidades em [m])	71
Figura 4.37 - Esquema da ligação entre vigas principais	72
Figura 4.38 - Esquema para chapa de ligação entre diagonais e corda inferior	73

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Classe de Duração das Ações (EN 1995-1-1, 2004)	22
Tabela 2.2 - Valores de K_{mod} (EN 1995-1-1, 2004)	23
Tabela 2.3 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira para madeira maciça (folhosas) (EN338, 2009)	23
Tabela 2.4 - Propriedades físicas e mecânicas para madeira maciça (resinosas) (EN338, 2009)	23
Tabela 2.5 - Propriedades físicas e mecânicas para madeira lamelada colada	25
Tabela 2.6 - Fatores de segurança para as propriedades dos materiais e resistências	26
Tabela 2.7 - Exemplo de valores limite para a deformação de vigas. (EN 1995-1-1, 2004)	30
Tabela 2.8 - Espaçamentos mínimos para parafusos de porca (EN 1995-1-1, 2004)	32
Tabela 4.1 - Valores para a quantificação da ação do vento	42
Tabela 4.2 - Valores de C_{pnet} e C_f para coberturas isoladas de uma vertente, para uma inclinação da cobertura de 30° (NP EN 1991-1-4, 2010)	43
Tabela 4.3 - Coeficientes de majoração para as combinações de ações	49
Tabela 4.4 - Verificação da seção do arco ao esforço axial de tração	50
Tabela 4.5 - Verificação da seção do arco ao esforço axial de compressão	50
Tabela 4.6 - Verificação da seção do arco à flexão desviada	51
Tabela 4.7 - Verificação da seção do arco à encurvadura	52
Tabela 4.8 - Solução de pré-esforço para os cabos	53
Tabela 4.9 - Verificação da seção da diagonal ao esforço axial de tração	55
Tabela 4.10 - Verificação da seção da diagonal ao esforço axial de compressão	55
Tabela 4.11 - Verificação da seção da diagonal à encurvadura	55
Tabela 4.12 - Verificação da seção da corda inferior ao esforço axial de tração	56
Tabela 4.13 - Verificação da seção da corda inferior ao esforço axial de compressão	56
Tabela 4.14 - Verificação da seção da corda inferior à flexão desviada	57
Tabela 4.15 - Verificação da seção da corda superior ao esforço axial de tração	59
Tabela 4.16 - Verificação da seção da corda superior ao esforço axial de compressão	59
Tabela 4.17 - Verificação da seção da corda superior à flexão desviada	60
Tabela 4.18 - Verificação da seção da corda superior à encurvadura	60
Tabela 4.19 - Propriedades do parafuso M42	65
Tabela 4.20 - Determinação do número de parafusos para a ligação do arco com a viga principal	65
Tabela 4.21 - Verificação ao esmagamento para a ligação do arco com a viga principal	66
Tabela 4.22 - Propriedades do parafuso M20	68
Tabela 4.23 - Determinação do número de parafusos para a ligação da diagonal com as cordas da viga principal	68

Tabela 4.24 - Verificação ao esmagamento para a ligação da diagonal com as cordas da viga principal	68
Tabela 4.25 - Determinação do número de parafusos para a ligação entre vigas principais	71
Tabela 4.26- Verificação ao esmagamento para a ligação entre vigas principais	71

Lista de Acrónimos

EC3	NP EN 1993-1-8:2010
EC5	EN 1995-1-1:2004
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
LSL	Laminated Strand Lumber
LVL	Laminated Veneer Lumber
MDF	Medium Density Fiberboard
OSB	Oriented Strand Board
PSL	Parallel Strand Lumber

Simbologia

Caracteres latinos minúsculos:

d	Diâmetro do ligador
d_0	Diâmetro do furo
$f_{c,0,d}$	Valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio
$f_{h,0,k}$	Valor característico ao esmagamento localizado na direção do fio
$f_{h,2,k}$	Valor característico da resistência ao esmagamento localizado para as madeiras dos elementos 2
$f_{m,k}$	Valor característico de resistência à flexão
$f_{m,y,d}$	Valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo y
$f_{m,z,d}$	Valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo z
$f_{t,0,d}$	Valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio
$f_{u,k}$	Valor característico da tensão de rotura à tração
f_{ub}	Tensão de rotura à tração
f_y	Tensão de cedência da chapa
k_h	Fator de tamanho
k_m	Coefficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da seção do elemento
k_{mod}	Coefficiente de modificação que tem em consideração o efeito de duração das ações e do teor de água
l	Comprimento teórico
l_{ef}	Comprimento efetivo
n_{ef}	Número efetivo de ligadores alinhados na direção do fio
q_p	Pressão dinâmica de pico
t	Espessura da peça ligada
w	Pressão exercida pelo vento
w_c	Contraflecha
w_{creep}	Deformação por fluência
w_{fin}	Deformação final
w_{inst}	Deformação instantânea

Caracteres latinos maiúsculos:

A	Área de seção resistente do parafuso
$C_{p,net}$	Coefficiente de pressão resultante
$E_{0,05}$	Valor característico inferior ao módulo de elasticidade correspondente ao quantil 5%
$F_{ax,Rk}$	Valor característico da componente longitudinal da resistência ao arranque do ligador
$F_{v,rd}$	Resistência ao corte por plano de corte
$F_{v,Rk}$	Valor característico da resistência de cada ligador na direção paralela ao fio
$M_{y,Rk}$	Valor característico do momento plástico do ligador
R_k	Valor característico da propriedade de resistência

Caracteres gregos minúsculos:

γ_M	Coefficiente parcial de segurança do material
λ_y	Coefficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo y
λ_z	Coefficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo z
$\lambda_{rel,y}$	Coefficientes de esbelteza relativa correspondentes à flexão em relação ao eixo y
$\lambda_{rel,z}$	Coefficientes de esbelteza relativa correspondentes à flexão em relação ao eixo z
ρ_k	Valor característico da massa volúmica da madeira
$\sigma_{c,0,d}$	Valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio
$\sigma_{m,crit}$	Tensão crítica de flexão
$\sigma_{m,y,d}$	Valor de cálculo da tensão máxima de flexão em relação ao eixo y
$\sigma_{m,z,d}$	Valor de cálculo da tensão máxima de flexão em relação ao eixo z
$\sigma_{t,0,d}$	Valor de cálculo da tensão de tração atuante paralela ao fio

1. Introdução

1.1. Enquadramento do tema

Nos dias de hoje a madeira é um dos principais materiais utilizados na construção civil. Comparada com o betão e o aço, tem uma elevada resistência mecânica e é leve. Apresenta um bom comportamento a esforços de tração e compressão, e também à flexão. Pode ser utilizada madeira em diversos sistemas estruturais, como vigas, pilares, asnas e grelhas.

Há um conjunto de vantagens que torna a madeira uma boa escolha para utilizar na construção civil: a relação entre a resistência e o peso específico, a sua durabilidade e as condições térmicas e acústicas. Uma estrutura em madeira pode, em geral, ser facilmente reabilitada e alterada caso necessário.

Do ponto de vista da sustentabilidade, é um material renovável, biodegradável e além disso é o material que depende de menor energia na sua transformação, comparando com o betão e o aço.

Ao longo das últimas décadas, a investigação nesta área resultou numa partilha de informação mais fiável acerca das propriedades da madeira e seus derivados. São também uma fonte de informação os exemplos deixados pelos nossos antepassados acerca dos métodos construtivos e os detalhes das ligações.

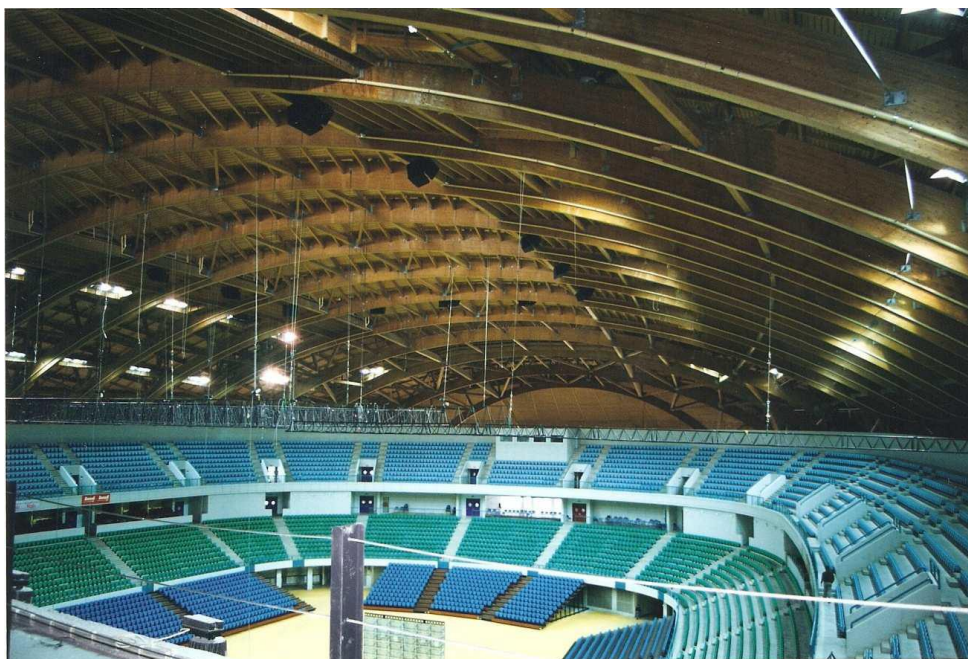


Figura 1.1 - Vista Interior do Pavilhão Atlântico (Ledesma 2010)

1.2. Objetivos e Organização do Trabalho

O principal objetivo deste trabalho é o estudo duma solução em madeira para a cobertura das bancadas de um estádio de futebol. Para tal, é necessário conhecer as propriedades físicas e mecânicas do material em causa, neste caso a madeira.

De maneira a cumprir o objetivo proposto, é necessário conhecer a norma utilizada para o dimensionamento de elementos em madeira e respetivas ligações, nomeadamente o EC5. Outro dos objetivos a que este trabalho de propõe é encontrar uma forma geométrica adequada para a cobertura e uma solução para o seu revestimento.

Ao longo do trabalho aborda-se alguns aspetos sobre a história das estruturas de madeira, e das suas propriedades físicas e mecânicas. Faz-se uma breve abordagem da regulamentação utilizada no dimensionamento, e por fim, apresenta-se detalhadamente o processo que levou à escolha da solução para a estrutura, desde a conceção geral até ao estudo dos pormenores.

2. Revisão da Bibliografia

2.1. História das Estruturas de Madeira

Os primeiros locais que o Homem começou a usar para se recolher eram os abrigos naturais, como as grutas e as cavernas. Em algumas partes do país encontram-se abrigos com paredes de pedra, mas cuja cobertura era composta por materiais vegetais, e que pode também ser considerada uma forma primária da habitação (Oliveira & Galhano, 2007).

A necessidade do homem se proteger dos perigos externos, como o clima, fez com que houvesse uma evolução na construção das habitações. Assim o homem começou a construir as casas com os materiais que tinha à sua disposição.

A madeira é um material que sempre esteve à disposição do Homem desde os tempos mais antigos. Segundo (Kuklík, 2008), o homem primitivo - *Homo Sapiens Neanderthalensis* (cerca de 120 000 a 40 000 a.C.) - deu os primeiros passos na construção de estruturas de madeira quando decidiu construir abrigos de planta circular, constituídos por um conjunto de ramos de árvores entrelaçados uns com os outros através de galhos de árvores de folha caduca. (ver Figura 2.1)

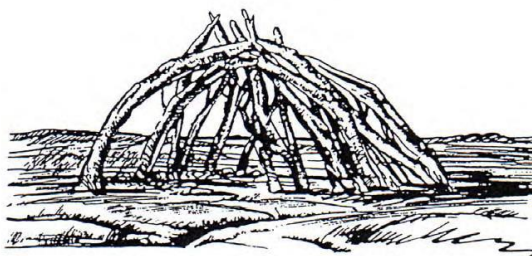


Figura 2.1 - Abrigo em madeira construído pelo homem primitivo (Kuklík, 2008)

Durante o último período glacial os *Homo Sapiens Neanderthalensis* desapareceram mas chegaram à Europa os seus sucessores, os *Homo Sapiens Fossilis* (cerca de 40 000 a 10 000 a.C.), provenientes dos continentes vizinhos, que continuaram a usar a madeira para construir os seus abrigos.

Da mesma maneira que a geração anterior utilizava os ramos de árvore como estrutura, estes faziam-no da mesma maneira. A inovação passava por colocarem peles por cima das estruturas compostas por ramos. Investigações realizadas por arqueólogos permitiram descobrir vestígios de um destes abrigos, cujas dimensões em planta seriam de 15 m x 9 m. Na Figura 2.2, apresenta-se aquilo que se considera ser um abrigo construído, à data, na cidade de Ostrava. Estes abrigos tinham uma forma elíptica e um comprimento de cerca de 7 m. (Kuklík, 2008)



Figura 2.2 - Abrigo construído por *Homo Sapiens Fossilis* (Kuklík, 2008)

As primeiras casas em madeira foram construídas por agricultores entre 4 500 e 3 000 a.C. Os agricultores não tinham muitos conhecimentos a nível estrutural. O dimensionamento dos elementos e das respetivas ligações eram intuitivos, no que resultavam estruturas com um curto período de vida, não excedendo os 20 anos. Estes agricultores tinham o devido mérito, porque conseguiam construir casas com dimensões consideráveis. O comprimento variava entre os 25 m e os 40 m, e a largura entre os 5,5 m e o 7 m. (Kuklík, 2008)

Estas habitações também serviam para a criação de gado, e por essa razão os agricultores construíam-nas em terrenos com um declive muito pouco acentuado, de maneira a que os compartimentos reservados aos animais ficassem na parte inferior do terreno.

A estrutura que suportava o edifício era muito básica e essencialmente construída por madeira. Várias linhas de 5 troncos eram cravadas no solo onde se apoiavam vigas que por sua vez suportavam as madres. O revestimento da estrutura, possivelmente feito com folhas, apoiava nas madres. O tronco intermédio era o mais alto de maneira a formar a cumeeira da cobertura. Á volta dos troncos exteriores eram entrelaçados galhos de árvore com argila.

Por volta do ano 3 000 a.C., os agricultores decidem introduzir uma alteração nas suas construções, e optam por afunilar uma das faces do edifício, como é possível observar na Figura 2.3. (Kuklík, 2008)

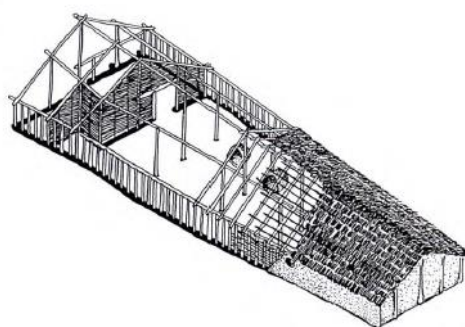


Figura 2.3 - Casa em madeira (Kuklík, 2008)

Em 400 a.C., os Celtas ocuparam o território da Europa Central. Com eles trouxeram um novo tipo de construção (ver Figura 2.4), onde as principais diferenças eram que a estrutura era mais

leve e continha um pedestal de pedra. Este método construtivo manteve-se durante séculos na Europa Central e Oriental.

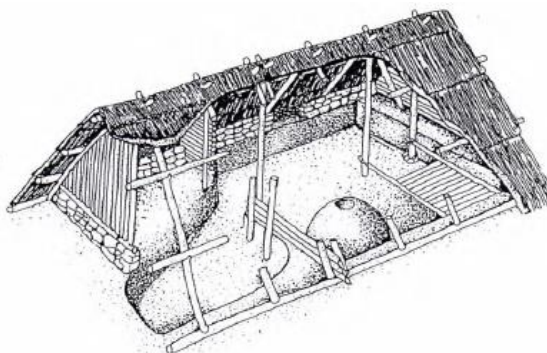


Figura 2.4 - Casas construídas pelos Celtas (Kuklík, 2008)

Entre 400 e 550 d.C. os primeiros Eslavos apareceram na Europa Central. As casas construídas por estes povos eram muito semelhantes às casas construídas pelos Celtas. Até ao início da Idade Média, este tipo de casa foi sendo substituído por casas do tipo cabana, casas construídas por troncos de madeira laminados.

Entre os séculos XIII e XV regista-se uma diversidade de métodos construtivos espalhados por várias regiões da Europa, que duraram até ao século XIX.

Neste período os materiais de construção utilizados para a construção dos edifícios eram a madeira e a pedra. A pedra era utilizada nas fundações e nas estruturas subterrâneas, mas também foi utilizada para construir as paredes, quando se optou por deslocar as zonas de fogo (lareiras) do centro da casa para os cantos.

Em determinadas zonas da Europa Central e Ocidental existiam florestas extremamente densas, daí à madeira ser um material muito abundante. Resultante da abundância do material, foi desenvolvida uma nova técnica construtiva em que a madeira era utilizada para edificar paredes. Esta técnica construtiva só foi registada neste data, mas a verdade é que ela já era utilizada na Idade da Pedra. Esta técnica passa por dispor troncos laminados numa posição horizontal, uns sobre os outros, que eram encaixados na interseção dos diferentes planos formados pelas paredes, facilitando ao mesmo tempo, a estabilidade. Apesar de ser mais frequente a utilização de troncos laminados de seção circular, outras seções mais trabalhadas também eram utilizadas como ilustra a Figura 2.5.

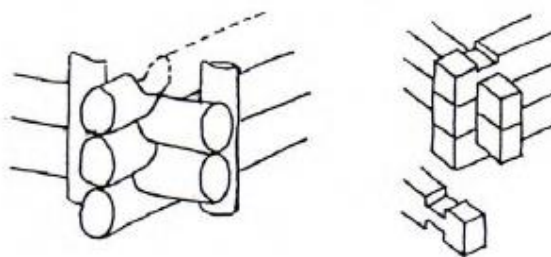


Figura 2.5 - Detalhes da interseção dos troncos (Kuklík, 2008)

Na Europa Ocidental, desenvolveu-se uma técnica construtiva mais sofisticada. O entalhe feito entre os elementos é do tipo cauda de andorinha (Figura 2.6). Esta técnica continua a ser utilizada nos dias de hoje, garantindo a estabilidade estrutural da estrutura.

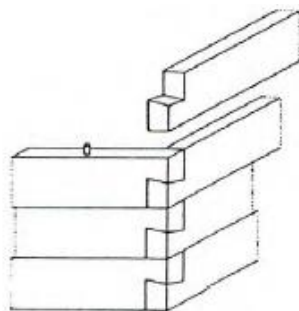


Figura 2.6 - Entalhe do tipo cauda de andorinha (Kuklík, 2008)

Antes do século XVI a madeira era o material de construção mais utilizado na construção de edifícios convencionais, mas também se construíam edifícios de alvenaria. A partir do século XVI a madeira começou a ser substituída pela alvenaria, passando a ser utilizada apenas nas estruturas de cobertura e em estruturas de pavimentação. Este método construtivo só caiu em desuso quando apareceu o betão armado. O betão armado veio revolucionar a indústria construtiva, e à medida que se ia expandindo, a madeira deixou de ser utilizada como material estrutural, exceto nas estruturas de cobertura, como apresentado na Figura 2.7. Estas coberturas poderiam apresentar várias configurações de acordo com a pendente da cobertura.



Figura 2.7 - Exemplo de asna de madeira numa cobertura

Depois da Revolução Industrial surgiram ferramentas para trabalhar a madeira que aumentaram a sua potencialidade. Com este desenvolvimento e com a industrialização da madeira conseguiu-se inovar na arquitetura das habitações. Por outro lado desenvolveu-se o conceito da pré-fabricação de casas de madeira, que veio proporcionar um aumento significativo da construção em madeira.

Outra das inovações que revolucionou a construção em madeira foi a introdução da madeira lamelada colada. Com este desenvolvimento a madeira ganhou condições para conseguir rivalizar com outros materiais construtivos como o betão e o aço. Com este tipo de elementos construtivos, conseguem-se vencer vãos de maior comprimento, e com a forma pretendida. A madeira lamelada colada é fabricada a partir de lamelas de madeira de dimensões reduzidas,

ligadas por colagem. As lamelas são dispostas para que os fios das lamelas fiquem paralelos entre si e paralelos ao eixo longitudinal da peça, como se pode observar na imagem da esquerda da Figura 2.8.



Figura 2.8 - Secção de madeira lamelada colada (à esquerda), Estrutura de madeira com elementos de madeira lamelada colada (à direita)

A madeira, para além da utilização estrutural, é atualmente um dos revestimentos mais utilizados no interior das habitações, nomeadamente nas portas, rodapés, escadas, pavimentos e até mesmo no mobiliário.

Foram desenvolvidos produtos que permitem à madeira uma maior proteção quando estão sujeitos a uma elevada exposição ambiental. Estes produtos vêm completar a crescente utilização da madeira em estruturas exteriores, sujeitas aos fatores climáticos.

Este subcapítulo baseia-se na apresentação de (Kuklík, 2008) sobre o uso da madeira no âmbito das construções de edifícios ao longo dos anos.

2.2. Propriedades da Madeira

É necessário conhecer as propriedades físicas da madeira e a resistência às solicitações mecânicas para fazer uma escolha correta da espécie de acordo com o tipo de utilização a que esta vai estar sujeita.

Citando (Coutinho, 1999), os fatores naturais com mais relevância são:

- **Espécie da madeira**

A estrutura anatómica e a constituição do tecido lenhoso, primeiros responsáveis pelo comportamento físico-mecânico do material, variam de acordo com espécie. O que obriga a perfeita identificação da espécie a ser qualificada;

- **Massa volúmica do material**

A massa volúmica aparente é um índice da distribuição ou concentração de material existente e resistente no tecido lenhoso. A massa volúmica da madeira permite estimar valores de outras propriedades com ela relacionada por aplicações de fórmulas determinadas experimentalmente, por correlação;

- **Localização da peça no lenho**

O resultado de qualquer ensaio sofre alterações conforme o provete é extraído do cerne, do borne, próximo das raízes ou próximo da copa. De facto são notáveis as alterações do tecido lenhoso e a massa volúmica, conforme as diferentes zonas do lenho;

- **Presença de defeitos**

A presença de defeitos (nós, fendas, fibras torcidas, etc.), dependendo da sua distribuição e, principalmente, da sua localização, provoca consideráveis anomalias no comportamento físico-mecânico da peça.

- **Teor em água**

A madeira é constituída por fibras de paredes celulósicas hidrófilas, pelo que o teor em água determina profundas alterações nas propriedades do material. Assim, apresentará o máximo de resistência mecânica quando completamente seca, o mínimo quando completamente saturada e valores intermédios para diferentes teores de humidade entre esses dois extremos.

2.2.1. Características Físicas da Madeira

O conhecimento das características físicas da madeira permite a escolha mais apropriada para cada projeto. Entre as características da madeira destacam-se:

- Humidade;
- Densidade;
- Retração;
- Resistência ao fogo;
- Durabilidade;

Analisam-se de seguida, cada uma das características.

- **Humidade**

A madeira é um material higroscópico, ou seja, tem a qualidade de conseguir absorver água até estabelecer o equilíbrio com o meio ambiente em que está inserida. A variação de humidade na madeira é um dos fatores mais relevantes no seu comportamento, provocando alterações nas suas propriedades físicas e mecânicas.

A água, que nas árvores é condição de sobrevivência do vegetal, existe na madeira em três estados diferentes: água de constituição, água de embebição e água livre. A água de constituição encontra-se combinada com os principais constituintes do material lenhoso, a qual é eliminada durante a secagem. Quando a madeira só contém água de constituição designa-se anidra. A água de embebição impregnada nas paredes das células lenhosas provoca uma considerável expansão dessas paredes levando a uma alteração notável do volume da peça de madeira. Todo o comportamento físico-mecânico sofre alterações com a presença ou a variação

da água de embebição. A sua libertação resulta em alterações, consoante o grau de humidade e o volume da peça.

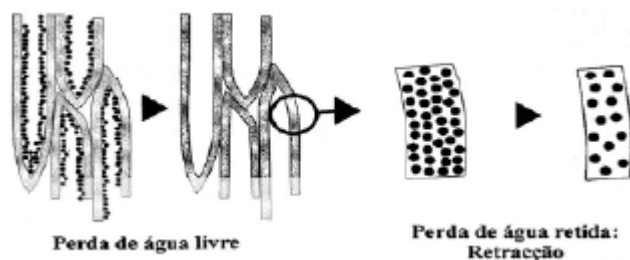


Figura 2.9 - Evolução da presença da água na madeira durante o processo de secagem (Correia, 2006)

Depois de abater a árvore, rapidamente é libertada a água livre, diminuindo o teor de água da madeira até esta atingir o ponto de saturação ao ar correspondente a cerca de 30% de humidade relativa. A água livre não tem qualquer tipo de influência nas propriedades físicas e mecânicas da madeira, apenas altera os valores da massa volúmica.

A madeira utilizada na construção deverá ter um teor em água o mais próximo possível da humidade de equilíbrio correspondente às condições higrotérmicas de serviço, de maneira a evitar alterações que causem anomalias. O valor de referência estabelecido como medida internacional de referência para a realização de ensaios de forma a apurar as propriedades físicas foi de 12% de humidade relativa. (Carvalho, 1996) Quando não se consegue obter essa percentagem são feitas correções matemáticas.

- **Densidade**

A densidade ou massa volúmica é uma medida do peso da madeira por unidade de volume. Na madeira, a densidade é considerada normalmente em termos de massa específica aparente, ou seja, considerando um valor aparente, em que não é deduzido o volume compreendido pelos poros. Assim, é um parâmetro que varia em função do teor de água da madeira, o qual influência não só o seu peso, como também, o seu volume. (Júnior, 2006)

Em termos de aplicação prática, o conhecimento da densidade da madeira com um determinado estado de humidade, possibilita a avaliação aproximada da densidade correspondente a qualquer outro teor de água com recurso ao ábaco de Kollmann. (ver Figura 2.10) Este ábaco foi construído pelo cientista alemão a partir da informação sobre a variação da retração volumétrica e do teor de saturação de fibras de grande número de amostras e de muitas espécies de madeira.

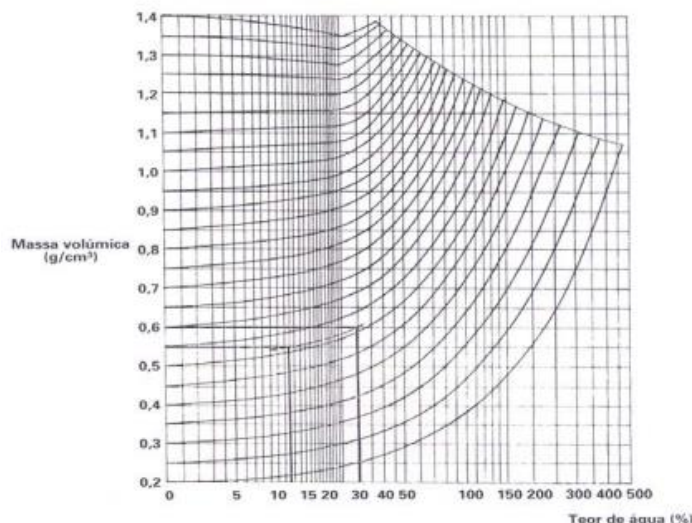


Figura 2.10 - Ábaco de Kollmann (Carvalho, 1996)

A densidade é um critério muito importante na avaliação da capacidade de utilização da madeira. Há uma correlação positiva bastante consistente entre a densidade e a resistência mecânica, ou seja, as madeiras mais pesadas são geralmente mais fortes mas para madeiras com resistências idênticas, preferem-se as mais leves.

- **Retração**

A retração é a propriedade da madeira de alterar as suas dimensões quando o seu teor de água sofre variações. A madeira, predominantemente ortotrópica e heterogénea, não apresenta os mesmos valores de retração segundo as três direções principais, axial, tangencial e radial. Segundo a longitudinal, as variações são desprezáveis. Já por sua vez, as retrações tangenciais, são as mais significativas, chegando mesmo a ser superior em duas vezes as retrações radiais. (Júnior, 2006)

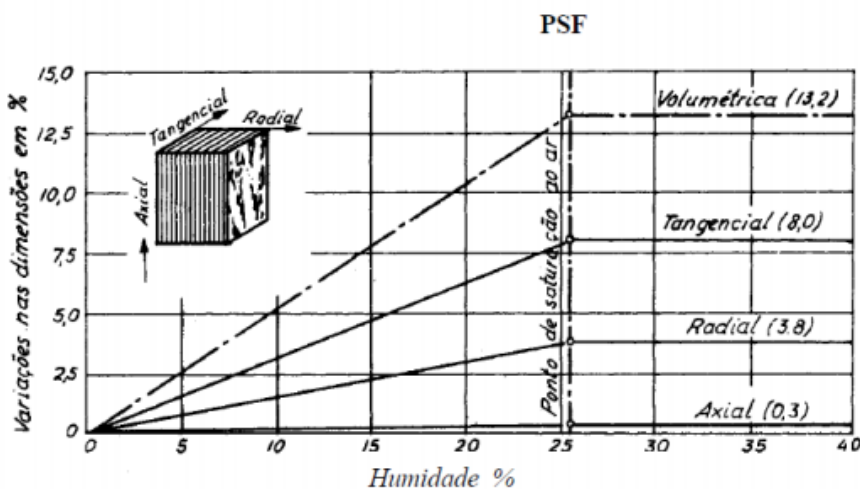


Figura 2.11 - Curvas de retração (Coutinho, 1999)

Este comportamento anisotrópico é explicado pela existência de dois estratos diferentes de células, em cada anel de crescimento: o lenho inicial e o lenho tardio. Este último, sendo constituído por paredes celulares muito mais espessas, apresenta movimentos de expansão/contração muito superiores aos do lenho inicial. (Carvalho, 1997)

A existência de diferenças físicas e mecânicas, que resultam na variação anisotrópica dimensional, provocam igualmente existência de tensões internas diferenciadas, que durante o processo de secagem podem estar na origem, por sua vez, da ocorrência de defeitos como empenos, rachas e fendas. Este último pode ter uma influência importante na resistência mecânica das peças estruturais, sobretudo se existe inclinação do fio. Verifica-se desta maneira que o modo como a peça de madeira é cortada, condiciona a manifestação de alguns defeitos. Pode-se observar através da Figura 2.12, que os cortes em que os anéis, ou seja, as várias camadas de crescimento, se posicionam perpendicularmente às maiores superfícies da peça, são as que oferecem menor probabilidade de empeno, como é exemplo da secção na medula central. Isto porque, a direção tangencial é a que apresenta maior deformação, sendo, neste caso, atenuada pela forma da peça. (Correia, 2006)

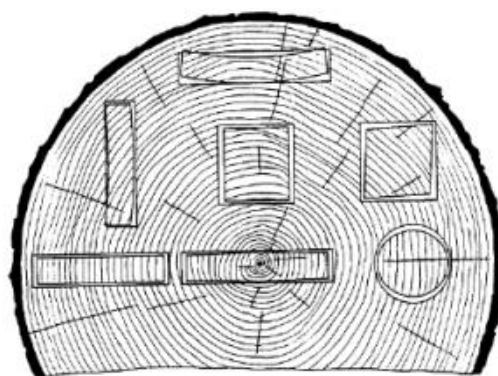


Figura 2.12 - Contração e distorção características de peças planas, quadradas e circulares, resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais. (Coutinho, 1999)

De maneira a evitar estes efeitos, utilizam-se peças de madeira com teores de humidade compatíveis com os do meio ambiente onde vão ser inseridos, processos de serração adequados e impregnação da madeira com óleos e resinas impermeabilizantes.

- **Resistência ao Fogo**

Muitas vezes pensa-se que a madeira é um material cuja resistência ao fogo é baixa. A madeira é um material combustível e por isso o seu comportamento, em termos de reação ao fogo, pode ser fraco. A resistência ao fogo das estruturas de madeira sem tratamento é geralmente superior ao das estruturas metálicas, que surgem como alternativa para os mesmos casos de projeto. (Faria & Negrão, 2009) Em rigor as estruturas de madeira quando são bem dimensionadas conferem à estrutura global uma resistência ao fogo superior à de outros materiais. É possível visualizar na Figura 2.13, que a estrutura em aço se deformou

completamente, enquanto a viga de madeira ainda sustenta o seu peso próprio e o das vigas de aço. É também possível observar a dimensão dos pregos na viga de madeira, mostrando que a madeira vai reduzindo a sua secção gradualmente.



Figura 2.13 - Viga de madeira a suportar dois perfis de aço após incêndio ¹

Uma peça de madeira sujeita ao fogo pode tornar-se combustível para a propagação de chamas, contudo após algum tempo a camada externa da madeira carbonizada passa a isolar termicamente o material. Desta forma retém o calor e auxilia na contenção do incêndio. Note-se que a percentagem de madeira carbonizada varia com a espécie de madeira e com as condições de exposição ao fogo. Numa camada intermédia encontra-se uma parte da madeira que não carbonizou, mas que sofreu alterações de propriedades resistentes, por isso esta não deve ser tomada em consideração no cálculo de resistência da peça. Já no seu interior a madeira mantém as propriedades resistentes, daí ser extremamente importante a adoção de uma camada exterior que garanta a existência duma secção efetiva resistente adequada após a exposição a altas temperaturas.



Figura 2.14 - Viga de madeira lamelada colada queimada ¹

¹ <http://estruturasdemadeira.blogspot.pt/2007/02/madeira-um-material-construtivo.html> (visitado 11/05/2015)

- **Durabilidade**

A durabilidade da madeira depende da espécie e varia de acordo com as características anatômicas da árvore. Determinadas espécies apresentam uma melhor resistência ao ataque biológico do que outras. A durabilidade da peça de madeira varia consoante a região do tronco de onde é extraída. Se a madeira for retirada do cerne (parte interior) é muito menos vulnerável ao ataque biológico do que se retirada do borne (parte exterior).

A baixa vulnerabilidade de algumas espécies pode ser compensada por meio de tratamentos adequados às peças, obtendo-se desta maneira melhores níveis de durabilidade, próximo daqueles apresentados pelas espécies naturalmente mais resistentes.

2.2.2. Características Mecânicas da Madeira

O conhecimento das propriedades mecânicas da madeira é importante, pois permite uma escolha eficaz da espécie de madeira a utilizar, de acordo com as suas características. Esta escolha não se baseia única e exclusivamente nas suas propriedades mecânicas, mas também na sua durabilidade, sobretudo em casos, em que a madeira se encontra exposta ao ar. Este inconveniente possa ser ultrapassado através de técnicas de tratamento de madeira. As propriedades mecânicas variam de acordo com as direções principais da madeira (longitudinal, radial e tangencial). (Correia, 2006)

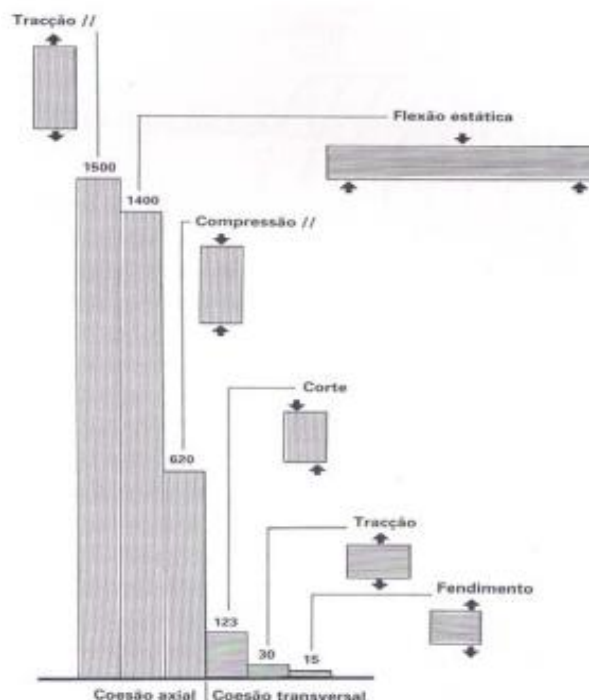


Figura 2.15 - Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado. (Carvalho, 1996)

A caracterização mecânica da madeira implica pois o seu estudo em duas direções principais, traduzidas em termos de coesão axial (que se reporta a tensões dispostas no sentido paralelo às fibras, como a compressão paralela, tração paralela, flexão estática e dinâmica) e coesão transversal (que se reporta a tensões dispostas no sentido perpendicular às fibras, como a compressão perpendicular, tração perpendicular, torção, cisalhamento, corte e fendimento).

Seguidamente apresenta-se uma análise sintetizada das principais propriedades mecânicas da madeira, ou seja:

- Resistência à tração paralela às fibras ou axial;
 - Resistência à compressão paralela às fibras ou axial;
 - Resistência à flexão estática;
 - Resistência à tração perpendicular às fibras;
 - Resistência à compressão perpendicular às fibras
 - Resistência ao fendimento;
 - Resistência ao corte ou escorregamento;
-
- **Resistência à Compressão Paralela às Fibras**

A madeira quando solicitada à compressão na direção das fibras revela valores de resistência que variam entre 16 a 34 MPa. Esta resistência é cerca de 40% da resistência à tração paralela às fibras. (Carvalho, 1996) O comportamento à compressão é quase linear até ao valor máximo de resistência, contudo a rotura é dúctil como se pode ver na Figura 2.16, ocorrendo por encurvadura de algumas fibras que originam um plano de corte.

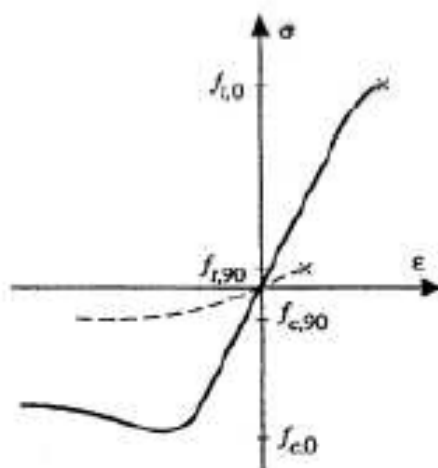


Figura 2.16 - Curva tensão - extensão, em madeira isenta de defeitos, na direção das fibras (tração contínuo) e na direção perpendicular às fibras (tração tracejado) (Correia, 2006)

A solicitação de compressão no sentido axial provoca a separação das fibras longitudinais, diminuindo assim a coesão do elemento estrutural, e conseqüentemente, a sua resistência global.

- **Resistência à Compressão Perpendicular às Fibras**

A resistência à compressão no sentido perpendicular às fibras depende da distribuição da carga no elemento, e pode ser traduzida pela sua resistência ao esmagamento. No caso de toda a peça ser comprimida, as fibras são apertadas entre si, tal como se de um conjunto de tubos se tratasse, até que seja atingida a tensão correspondente ao esmagamento das fibras. Verifica-se que a resistência à compressão no sentido perpendicular às fibras é bastante inferior a igual solicitação, no sentido paralelo, na ordem aproximada de 20%. (Carvalho, 1996)

- **Resistência à Tração Paralela às Fibras**

A resistência à tração no sentido paralelo às fibras é bastante elevada quando comparada com a resistência a outros esforços nomeadamente à compressão axial. A resistência à tração axial pode ser até 3 vezes superior à resistência à compressão axial. (Sardinha, 1988)

Isto deve-se porque quando a peça está solicitada à tração, no sentido axial, provoca a aproximação das fibras, contribuindo para o aumento da coesão e aderência da peça de madeira.

- **Resistência à Tração Perpendicular às Fibras**

As fibras dispõem-se na sua maioria no sentido longitudinal do tronco da árvore, sendo que no sentido transversal estas são raras. Este facto condiciona bastante a resistência do elemento estrutural de madeira nesta direção, devido à falta de travação entre as fibras longitudinais e a debilidade das ligações intercelulares transversais.

A resistência à tração na direção perpendicular às fibras é muito reduzida, 25 a 50 vezes menor que na direção paralela. O valor característico da resistência à tração perpendicular à direção das fibras é de 0,3 a 0,9 MPa. (Nielsen, 1996)

- **Resistência à Flexão Estática**

A madeira é um material que possui elevada resistência à flexão estática, atingindo valores próximos dos verificados para a sua resistência à tração paralela às fibras. Por exemplo, para o Pinho bravo verifica-se que a resistência à flexão estática é da ordem dos 140 MPa (peças perfeitas), ou seja, cerca de 90% da tração axial. (Sardinha, 1988)

O módulo de elasticidade à flexão estática na direção do fio é uma propriedade muito importante na análise estrutural, constituindo-se como um indicador ou medida de flexibilidade ou rigidez de um material. Define-se um material frágil, como um material cuja rotura se dá quando se atinge o limite de proporcionalidade, sem se verificar a ocorrência prévia de

deformações. Nos casos em que tal não sucede, considera-se que os materiais têm comportamento flexível. (Correia, 2006)

- **Resistência ao Fendimento**

O fendimento é uma característica típica dos materiais fibrosos, como é o caso da madeira. O fendimento é uma propriedade que pretende traduzir a coesão ou resistência da madeira ao descolamento entre fibras, provocado por um esforço de tração transversal em apenas uma das superfícies. Tal como a tração normal às fibras, o fendimento é uma solicitação que, sempre que possível deve ser evitada nas estruturas de madeira. Pode ser atenuada mediante a perfuração prévia, a colagem de peças, a associação de peças a contra-fio e o emprego correto de ligações. (Correia, 2006)

- **Resistência ao Corte ou Escorregamento**

O corte na madeira pode ocorrer sob três formas distintas. A primeira dá-se quando a ação é perpendicular às fibras (Figura 2.17, a), no entanto este tipo de solicitação não é crítico, uma vez que antes da peça romper por corte, apresentará problemas de esmagamento por compressão normal. As outras duas formas de corte podem ser com a força aplicada longitudinalmente às fibras (corte horizontal) e a força aplicada perpendicularmente às linhas dos anéis de crescimento (corte por rotação).

O caso mais crítico é o corte horizontal onde há rotura por escorregamento entre as células da madeira. Na Figura 2.17, b, apresenta-se a tendência das células da madeira se separarem e escorregarem longitudinalmente. Na Figura 2.17, c, representa-se o corte por rotação, onde as células da madeira têm tendência a rolar umas sobre as outras de forma transversal em relação ao eixo longitudinal.

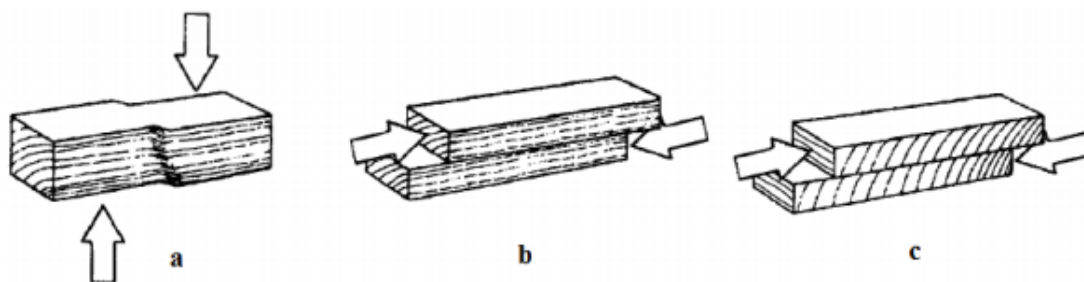


Figura 2.17 - Corte na madeira ²

² <http://www.ebah.pt/content/ABAAABhbkAB/apostila-estruturas-madeira-ufsc?part=3> (visitado a 11/05/2015)

2.3. Produtos Derivados da Madeira

Os elementos utilizados nas estruturas de madeira podem ser obtidos diretamente do tronco das árvores (madeira maciça), bem como através de processos que trabalham a madeira no sentido de obter produtos seus derivados.

Estes produtos derivados podem ser de dois tipos principais: secções estruturais de madeira e placas. Ao primeiro destes tipos estão associados produtos como:

- Madeira lamelada colada (*Glue laminated timber*),
- Madeira micro lamelada colada (LVL) (*Laminated veneer lumber*),
- *Parallel strand lumber* (PSL),
- *Laminated strand lumber* (LSL)
- Vigas I.

O segundo destes tipos passa por placas, onde se contam os contraplacados e os aglomerados de madeira.

Madeira Lamelada Colada

A madeira lamelada colada, é um derivado da madeira que se obtém através da colagem de lameladas de madeira maciça. Estas têm dimensões reduzidas quando comparadas com as dimensões do elemento que vão formar. Uma das principais vantagens deste derivado, comparando com a madeira maciça, é o facto de não haver limitações no que respeita ao comprimento do elemento e à largura da sua secção, sendo importante referir a possibilidade de fabrico de peças curvas. Para além da colagem das lamelas, estas unem-se entre si longitudinalmente através de ligações dentadas (*fingerjoints*) - ver Figura 2.18.

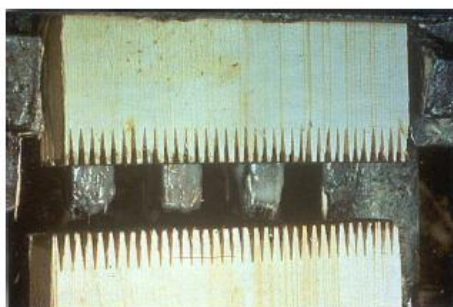


Figura 2.18 - *Fingerjoint* (Correia, 2006)

A madeira lamelada colada é produzida num processo de cinco fases que vão desde a secagem das lamelas à ligação dos topos, passando pela colagem das lamelas sob pressão e pela atribuição das formas das peças, até à aplicação dos tratamentos para preservar o produto e os seus acabamentos.

Geralmente, nas vigas lameladas coladas, o esforço que condiciona o seu dimensionamento é o esforço de flexão. As tensões desenvolvidas são maiores nas extremidades da secção, daí que

necessitamos de maiores resistências nessas zonas da secção. Desta maneira, foram desenvolvidas vigas lameladas coladas com lamelas de madeira de resistência distinta. A colocação das lamelas de melhor qualidade nas fibras externas, ficando as de material mais fraco ao centro permitindo obter melhores. Estes tipos de vigas designam-se *Glulam Combinado*.

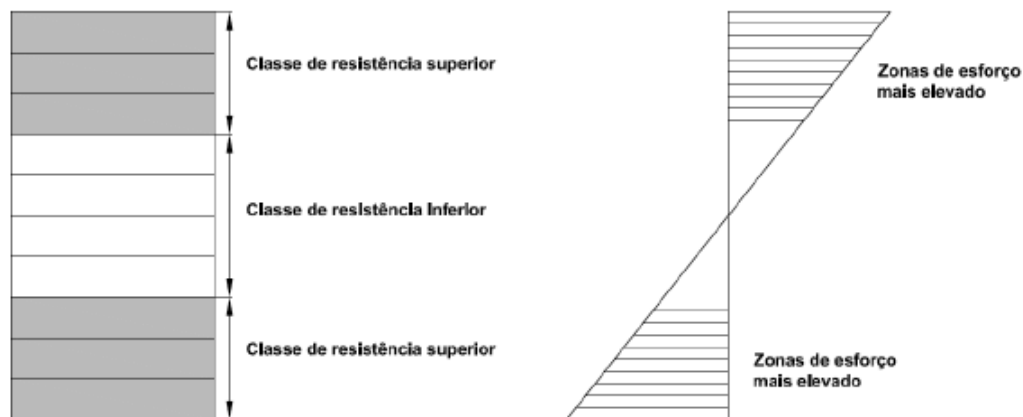


Figura 2.19 - Disposição das lamelas em função dos esforços (Faria & Negrão, 2009)

A nomenclatura utilizada é do tipo GL24h, significando a parte numérica a resistência à flexão em MPa e a última letra, 'h', se se trata de madeira lamelada colada homogênea, ou 'c', no caso de ser madeira lamelada colada combinada.

- **Outras Secções Estruturais de Madeira**

Para além da madeira lamelada colada são ainda secções estruturais de madeiras as referidas LVL, PSL, LSL (ver Figura 2.20).

A LVL é um produto que resulta da colagem de folhas de madeira obtidas por desenrolamento dos troncos. As folhas, com espessura de 3 a 4 mm, são obtidas após aquecimento dos troncos em água quente, durante cerca de 24 horas. A PSL obtêm-se dos mesmos elementos que o LVL aproveitando as folhas exteriores do tronco, que devido à sua irregularidade não servem para a LVL. A LSL é produzida a partir de lascas de madeira bastante finas, com comprimento e largura também reduzidos. As placas são geralmente compostas por três camadas. Nas duas camadas exteriores, as lascas encontram-se alinhadas paralelamente ao comprimento da placa. Na camada intermédia, as lascas encontram-se dispostas aleatoriamente. (Almeida, 2012)



Figura 2.20 - LVL, LSL, PSL (da esquerda para a direita)

- **Vigas em “I”**

Vigas em “I” (Figura 2.29), são peças estruturalmente eficazes, compreendendo banzos constituídos, por madeira maciça ou LVL, e uma alma de OSB, contraplacados ou aglomerados de madeira. Os banzos e a alma são interligados entre si formando uma secção em “I”. Os banzos resistem ao momento resistente e a alma, resiste aos esforços de corte. Geralmente possuem maior resistência e rigidez do que seções de madeira maciça de dimensão comparável. Resistem à retração, empenamento, e são mais eficientes do que madeira maciça para grandes vãos e cargas. (Adaptado de Correia, 2006)



Figura 2.29 - Vigas I

- **Placas**

As placas dividem-se em dois grupos. Podem ser contraplacados, ou placas de aglomerados de madeira, podendo estes ser aglomerados de partículas de madeira ou de fibras de madeira. As placas de aglomerados de partículas de madeira diferenciam-se entre si pela dimensão das suas partículas, pela sua orientação, e ainda pela forma como estão ligadas. Entre estas salienta-se o OSB, Figura 2.21, (*oriented strand board*), constituído por lascas de madeira, normalmente retangulares, longas e orientadas, com as camadas exteriores alinhadas paralelamente. (Adaptado de Almeida, 2012)



Figura 2.21 - OSB

As placas de aglomerados de fibras de madeira (*fibreboard*) obtêm-se a partir de fibras lenho-celulósicas. Destas destaca-se pelo seu uso mais corrente o MDF (aglomerados de fibras de média intensidade) obtido por um processo de fabrico seco a partir de fibras de média densidade, como o próprio nome indica. (ver Figura 2.22) (Adaptado de Almeida, 2012)



Figura 2.22 - MDF

Os contraplacados são placas de madeira que resultam da colagem de várias folhas de madeira sobrepostas e dispostas geralmente de forma perpendicular. Estes foram os primeiros derivados a serem produzidos com base na madeira. As folhas de madeiras têm espessuras que variam entre os 2 e os 4 mm e são obtidas por desenrolamento ou corte dos troncos. Os contraplacados têm geralmente entre 3 e 11 camadas (numero ímpar para garantir a simetria da placa). (Adaptado de Almeida, 2012)



Figura 2.23 - Contraplacados

2.4. Regulamentação Europeia Atual

Para as estruturas de madeira, material utilizado na estrutura deste trabalho, a norma que define os principais requisitos para a segurança, manutenção e durabilidade da estrutura, é o *Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. (EN 1995-1-1, 2004)

A aplicação desta norma (EC5), no dimensionamento de estruturas de madeira, é apenas uma parte de um processo que leva à conceção da estrutura. O primeiro objetivo passa pela conceção do sistema estrutural, conhecimento do seu comportamento, e depois através de um modelo analítico simular a estrutura.

De salientar ainda a existência das normas EN1995-1-2:2004 e EN1995-2:2004, sobre o projeto de estruturas de madeira para situações de acidente por exposição ao fogo, e sobre o dimensionamento de pontes, respetivamente.

2.4.1. Bases para o Projeto

Os projetos de estruturas de madeira devem obedecer às bases de dimensionamento estrutural que são apresentados no Eurocódigo 0 (NP EN 1990, 2009). É neste regulamento que se apresentam as regras de base para o projeto que articulam com os restantes Eurocódigos, nomeadamente o Eurocódigo 5. É no segundo capítulo do EC5 que se encontram os aspetos essenciais que devem ser respeitadas quando o dimensionamento de uma estrutura de madeira. São definidos os coeficientes de segurança, γ_m , para os materiais utilizados nas estruturas de madeira, é indicado como se determinam os valores de cálculo a partir dos valores característicos das propriedades dos materiais e é abordada a forma de avaliar as ações sobre as estruturas de madeira.

A Figura 2.24 esquematiza a metodologia de cálculo de estruturas de madeira.

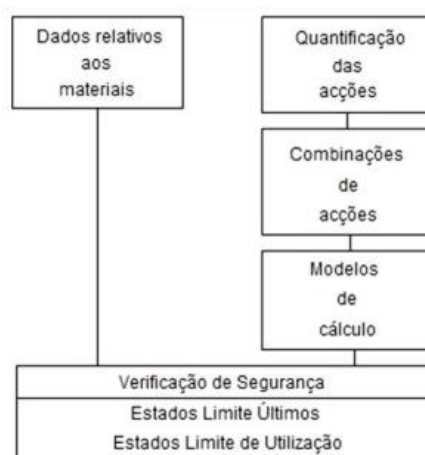


Figura 2.24 - Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Martins, 2010)

- **Classes de Duração de Ações**

O EC5 estabelece 5 categorias no que respeita à duração das ações. Estas têm influência nas propriedades resistentes dos elementos, uma vez que reduzem de acordo com a duração da carga, ou seja, quando mais longo for o período de duração da carga, maior é a redução da resistência. Este facto relaciona-se com a contínua expulsão de água durante o carregamento da estrutura.

Tabela 2.1 - Classe de Duração das Ações (EN 1995-1-1, 2004)

Classe de Duração das Ações	Períodos de Duração	Exemplo de Ações
Permanente	>10 Anos	Peso Próprio
Longa Duração	6 Meses a 10 anos	Armazenagem
Média Duração	1 Semana a 6 meses	Sobrecarga de Pessoas, Neve
Curta Duração	Menos de 1 semana	Neve, Vento
Instantânea		Sismo

- **Classes de Serviço**

As classes de serviço são definidas tendo em conta a resistência e a fluência da madeira com o teor de humidade e as condições de humidade relativa do ar a que são submetidas no tempo de vida útil. A norma define três classes de serviço em que a estrutura deverá ser devidamente enquadrada:

- Classe de serviço 1 - caracterizada por um teor de água nos elementos correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 65 % em apenas algumas semanas do ano (Exemplo: Estruturas interiores geral);
- Classe de serviço 2 - caracterizada por um teor de água nos elementos correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 85 % em apenas algumas semanas do ano (Exemplo: Estruturas exteriores geral);
- Classe de serviço 3 - caracterizada por condições climatéricas que conduzam a teores de água nos elementos mais elevados do que os verificados na classe 2 (Exemplo: Estruturas em ambientes muito húmidos).

- **Fator de Modificação K_{mod}**

Segundo o EC5, para atender à influência da duração das ações nas propriedades mecânicas (devido à ocorrência do fenómeno de fluência), considera-se um fator de modificação da resistência, k_{mod} , que tem em consideração o tempo de atuação das ações e a classe de serviço, sendo usado como coeficiente de redução das propriedades. Os valores deste fator para madeira maciça e madeira lamelada colada podem ser visualizados na Tabela 2.2.

Numa combinação de carga, constituída por ações de diferentes classes de duração, o fator de modificação a aplicar terá de ser acordo com a ação de menor duração.

Tabela 2.2 - Valores de K_{mod} (EN 1995-1-1, 2004)

Material	Norma	Classe de Serviço	Classe de Duração das Ações				
			Permanentes	Longa Duração	Média Duração	Curta Duração	Instantânea
Madeira Maciça e Madeira Lamelada Colada	EN 14081 e EN 14080	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

- **Classes de Resistência da Madeira**

Cada classe de resistência define-se por uma sigla que identifica as principais propriedades mecânicas a usar nos cálculos. As classes de resistência são apresentadas na norma EN 338. As classes de resistência mecânica definidas na norma europeia EN 338:2009 encontram-se divididas em C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 e C50, para as madeiras resinosas, e D30, D35, D40, D50, D60 e D70, para as folhosas. A madeira lamelada colada também está dividida em diferentes classes, variando as suas resistências de acordo com o tipo de elemento, homogêneo ou combinado.

Tabela 2.3 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira para madeira maciça (folhosas) (EN338, 2009)

		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriedades de Resistência Mecânica (N/mm ²)							
Flexão	$f_{m,k}$	30,0	35,0	40,0	50,0	60,0	70,0
Tração Paralela	$f_{t,0,k}$	18,0	21,0	24,0	30,0	36,0	42,0
Tração Perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressão Paralela	$f_{c,0,k}$	23,0	25,0	26,0	29,0	32,0	34,0
Compressão Perpendicular	$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Cortante	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Propriedades de Rigidez (kN/mm ²)							
Módulo de Elasticidade Paralelo Médio	$E_{0,mean}$	10,0	10,0	11,0	14,0	17,0	20,0
Módulo de Elasticidade Paralelo 5° Perc.	$E_{0,k}$	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Módulo de Elasticidade Perpendicular	$E_{90,mean}$	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,3
Módulo de Distorção	G	0,6	0,7	0,7	0,9	1,1	1,3
Densidade (kg/m ³)							
Densidade Característica	ρ_0	530,0	560,0	590,0	650,0	700,0	900,0
Densidade Média	ρ_{mean}	640,0	670,0	700,0	780,0	840,0	1080,0

Tabela 2.4 - Propriedades físicas e mecânicas para madeira maciça (resinosas) (EN338, 2009)

Estrutura em Madeira para Cobertura das Bancadas de um Estádio

		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Propriedades de Resistência Mecânica (N/mm ²)													
Flexão	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tração Paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Tração Perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressão Paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compressão Perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Cortante	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	5,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
Propriedades de Rigidez (kN/mm ²)													
Módulo de Elasticidade Paralelo Médio	$E_{0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10	11	12	12	13	14	15	16
Módulo de Elasticidade Paralelo 5º Percentil	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Módulo de Elasticidade Perpendicular	$E_{90,mean}$	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
Módulo de Distorção	G	0,4	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0
Densidade (kg/m ³)													
Densidade Característica	ρ_0	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Densidade Média	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabela 2.5 - Propriedades físicas e mecânicas para madeira lamelada colada

		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Propriedades de Resistência Mecânica (N/mm ²)									
Flexão	$f_{m,k}$	24,0	28,0	32,0	36,0	24,0	28,0	32,0	36,0
Tração Paralela	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26,0	14,0	16,5	19,5	22,5
Tração Perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,6	0,4	0,4	0,45	0,50
Compressão Paralela	$f_{c,0,k}$	24,0	26,5	29,0	31,0	21,0	24,0	26,5	29,0
Compressão Perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,0	3,3
Cortante	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
Propriedades de Rigidez (kN/mm ²)									
Módulo de Elasticidade Paralelo Médio	$E_{0,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
Módulo de Elasticidade Paralelo 5º Percentil	$E_{0,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
Módulo de Elasticidade Perpendicular	$E_{90,mean}$	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
Módulo de Distorção	G	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
Densidade (kg/m ³)									
Densidade Característica	ρ_0	280	410	430	450	350	380	410	430

- Verificação pelo Método dos Coeficientes Parciais

De acordo com o EN1995-1-1:2004, o valor de cálculo de capacidade resistente de um material, R_d , é definida de acordo com:

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.1)$$

em que:

R_k - Valor característico da propriedade de resistência

γ_M - Coeficiente parcial de segurança do material

k_{mod} - Coeficiente de modificação que tem em consideração o efeito de duração das ações e do teor de água.

A Tabela 2.6 apresenta os valores recomendados para o coeficiente parcial de segurança do material, γ_M . Os valores de k_{mod} são fornecidos na Tabela 2.2.

Tabela 2.6 - Fatores de segurança para as propriedades dos materiais e resistências

Combinações Fundamentais	γ_M
Madeira Maciça	1,30
Madeira Lamelada Colada	1,25
Ligações	1,30

- **Efeito do Tamanho do Elemento nas Resistências**

A norma EN1995-1-1:2004 recomenda que os valores de cálculo da resistência à flexão e a tração das madeiras maciças, lamelada colada e LVL sejam revistos nos elementos que são compostos por seções retangulares de pequenas dimensões. Esta alteração no valor das resistências é materializada através da aplicação do coeficiente de altura, K_h .

Madeira Maciça

Para elementos em madeira maciça cuja densidade característica (ρ_k) seja igual ou inferior a 700 kg/m³, o valor de referência a ter em conta para a altura da sua seção é de 150 mm. Para elementos com dimensões inferiores, os valores característicos da tração paralela ao fio e da flexão podem ser incrementados, de acordo com:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^2, 1,3 \right\} \quad (2.2)$$

Em que h , é a altura quando do elemento quando em flexão, e a largura quando em tração, em mm.

Madeira Lamelada Colada

Para elementos de madeira lamelada colada, a altura de referência a ter em conta são 600 mm. Para elementos com dimensões inferiores, os valores característicos da tração paralela ao fio e da flexão podem ser incrementados, de acordo com:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^2, 1,1 \right\} \quad (2.3)$$

Em que h , é a altura quando do elemento quando em flexão, e a largura quando em tração, em mm.

2.4.2. Estados Limites Últimos (ELU)

Neste subcapítulo descreve-se os critérios a ter em consideração nas verificações de segurança em relação aos ELU, consoante os esforços a que os elementos estão sujeitos. Estas verificações encontram-se enumeradas no capítulo 6 da EN1995-1-1:2004.

- **Sistema de Coordenadas**

A Figura 2.25 representa o sistema de coordenadas adotado pela norma EN1995-1-1:2004 para um determinado elemento em madeira. (1) Corresponde à direção do fio.

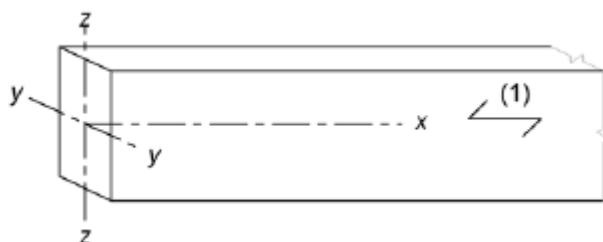


Figura 2.25 - Sistema de coordenadas adotado. (EN 1995-1-1, 2004)

- **Tração Paralela ao Fio**

A condição a verificar de maneira a garantir a segurança de um elemento que está sujeito a esforços de tração paralela ao fio dá-se por:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (2.4)$$

em que:

$\sigma_{t,0,d}$ - Valor de cálculo da tensão de tração atuante paralela ao fio;

$f_{t,0,d}$ - Valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio.

- **Compressão Paralela ao Fio**

Para um elemento sujeito a esforços de compressão paralelos à direção do fio, deve-se garantir a seguinte condição:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (2.5)$$

em que:

$\sigma_{c,0,d}$ - Valor de cálculo da tensão de compressão atuante paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$ - Valor de cálculo da resistência à compressão paralela ao fio.

Os elementos que estão sujeitos a estes esforços devem ser verificados relativamente à encurvadura.

- **Flexão Simples**

Para um elemento sujeito a esforços de flexão, deve garantir as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.6)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.7)$$

em que:

$\sigma_{m,y,d}$ - valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_y ;

$\sigma_{m,z,d}$ - valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor de cálculo, M_z ;

$f_{m,y,d}$ - valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo y;

$f_{m,z,d}$ - valor de cálculo da resistência à flexão em relação ao eixo z;

k_m - Coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da seção do elemento.

O coeficiente k_m varia consoante a geometria do elemento. Para madeira maciça, madeira lamelada colada e LVL, o coeficiente deve ser considerada 0,7 para seções retangulares e 1,0 para seções com outro tipo de geometria. Para os restantes produtos derivados este coeficiente deve assumir o valor de 1,0.

- **Flexão Composta com Tração Paralela ao Fio**

Os elementos que estão sujeitos a esforço axiais de tração simultaneamente com a flexão devem-se garantir as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.8)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.9)$$

- **Flexão Composta com Compressão Paralela ao Fio**

Os elementos que estão sujeitos a esforço axiais de compressão simultaneamente com a flexão devem-se garantir as seguintes condições:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.10)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.11)$$

- **Encurvadura**

Quando os elementos estão sujeitos a esforços axiais de compressão, torna-se necessário verificar o risco de encurvadura. O EC5 considera existir o risco de encurvadura quando os valores de esbelteza relativa, λ_{rel} , para as direções em que haja a possibilidade de encurvadura forem superiores a 0,3.

A avaliação do risco de encurvadura faz-se através das seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.12)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (2.13)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (2.14)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (2.15)$$

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (2.16)$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (2.17)$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (2.18)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (2.19)$$

em que:

λ_y e $\lambda_{rel,y}$ - Coeficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo y;

λ_z e $\lambda_{rel,z}$ - Coeficientes de esbelteza correspondentes à flexão em relação ao eixo z;

$E_{0,05}$ - Valor característico inferior ao módulo de elasticidade correspondente ao quantil 5%.

Nas expressões (4.16), (4.17), o coeficiente β_c assume valores de 0,2 ou 0,1, consoante o material utilizado seja a madeira maciça ou a madeira lamelada colada, respetivamente.

2.4.3. Estado Limite de Serviço

A norma EN1995-1-1:2004 apresenta um conjunto de regras a considerar nas verificações de segurança aos estados limites de serviço, ELS.

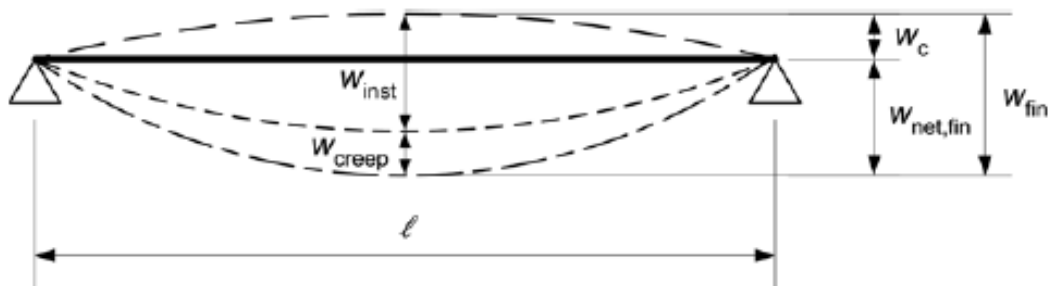


Figura 2.26 - Componentes da deformação (EN 1995-1-1, 2004)

A Figura 2.26 mostra as diversas componentes da deformação que resultam de uma determinada combinação de ações. Os termos que se representam na Figura 2.26 têm os seguintes significados:

w_c - contraflecha;

w_{inst} - deformação instantânea;

w_{creep} - deformação por fluência;

w_{fin} - deformação final;

$w_{net,fin}$ - deformação final, depois de deduzida a eventual contraflecha aplicada.

O valor de $w_{net,fin}$ é dado por:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (2.20)$$

Na Tabela 2.7 apresentam-se os valores limite para a deformação de vigas com um determinado vão, l , segundo a norma EN1995-1-1:2004

Tabela 2.7 - Exemplo de valores limite para a deformação de vigas. (EN 1995-1-1, 2004)

Condições de Apoio da Viga	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Simplemente Apoiada	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/175$ a $l/150$

2.4.4. Ligações

É no capítulo 8 da EN1995-1-1:2004 que se apresentam os critérios a considerar no dimensionamento das ligações entre elementos de madeira. Este subcapítulo dedica-se a abordar alguns aspetos regulamentares sobre as ligações entre peças de madeira em corte duplo e peças metálicas com recurso a parafusos de porca.

A resistência de uma fiada de parafusos alinhados na direção do fio obtém-se de acordo com a expressão:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} \quad (2.21)$$

em que:

n_{ef} - número efetivo de ligadores alinhados na direção do fio;

$F_{v,Rk}$ - valor característico da resistência de cada ligador na direção paralela ao fio.

Segundo o EC5, para cargas perpendiculares ao fio, o número efetivo de ligadores deve ser considerado:

$$n_{ef} = n \quad (2.22)$$

- **Ligações em Madeira em Corte Duplo**

As expressões que se apresentam determinam os modos de rotura que são associados a este tipo de ligação. A resistência do ligador é igual ao menor dos valores que resultam destas.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \frac{0,5f_{h,2,k}t_2d}{1,15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \right\} \quad (2.23)$$

em que:

$f_{h,2,k}$ - valor característico da resistência ao esmagamento localizado para as madeiras dos elementos 2;

t_2 - espessura dos elementos de madeira a ligar;

d - diâmetro do ligador;

$M_{y,Rk}$ - valor característico do momento plástico do ligador;

$F_{ax,Rk}$ - valor característico da componente longitudinal da resistência ao arranque do ligador.

Quando a componente longitudinal de resistência ao arranque do ligador ($F_{ax,Rk}$) for desconhecida, deve ser considerada nula.

- **Resistência ao Esmagamento Localizado**

A resistência ao esmagamento localizado de uma dada madeira é igual ao valor máximo da tensão de compressão suportado por uma peça, exercida nesta por um elemento rígido que a atravesse numa dada seção.

De acordo com o EC5 o valor da resistência ao esmagamento para parafusos de porca na direção paralela ao fio da madeira, $f_{h,0,k}$, obtém-se através da seguinte expressão:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k \quad (2.24)$$

em que:

$f_{h,0,k}$ - valor característico ao esmagamento localizado na direção do fio;

ρ_k - valor característico da massa volúmica da madeira.

- **Momento Plástico do Ligador**

O momento de cedência plástica do ligador é o valor do momento em que a seção do conector atinge a plastificação completa. De acordo com o EC5 este momento pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6} \quad (2.25)$$

em que:

$M_{y,Rk}$ - valor característico do momento plástico do ligador;

$f_{u,k}$ - valor característico da tensão de rotura à tração.

- **Geometria da Ligação**

Estão associados em função do tipo de ligação, de acordo com o EC5, um conjunto de disposições construtivas associadas ao espaçamento máximo e mínimo entre ligadores e distâncias mínimas às extremidades das peças. Na Tabela 2.8 apresentam-se as distâncias mínimas a considerar em ligações com parafusos de porca.

Tabela 2.8 - Espaçamentos mínimos para parafusos de porca (EN 1995-1-1, 2004)

Espaçamento	Ângulo	Distância mínima
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4 d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4 d]$
$a_{4,t}$ (bordo solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3 d]$
$a_{4,t}$ (bordo não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

A Figura 2.27 mostra quais os espaçamentos mínimos que devem existir entre os ligadores, assim como as distâncias a respeitar destes aos topos e bordos do elemento.

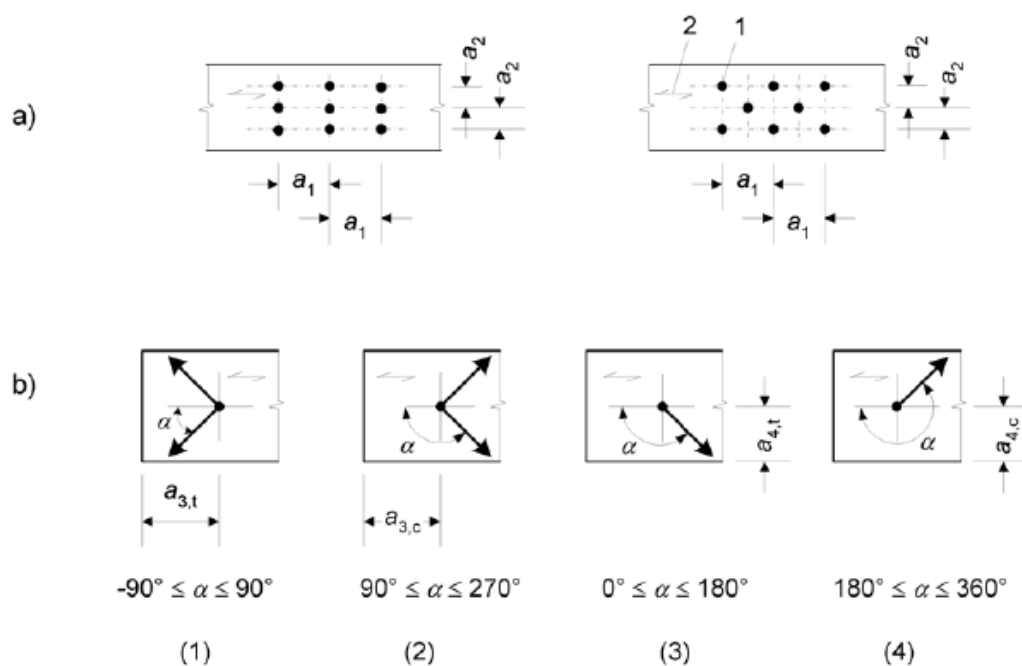


Figura 2.27 - Distâncias entre ligadores: a) na direção do fio e na direção perpendicular ao fio; b) distâncias aos topos e aos bordos. Legenda: 1 - Ligador; 2 - Direção do fio; (1) - Topo Solicitado; (2) - Topo não solicitado; (3) - Bordo Solicitado; (4) - Bordo não Solicitado (EN 1995-1-1, 2004)

3. Formulação do Problema

O presente trabalho tem como objetivo o estudo de uma cobertura em madeira para as bancadas do estádio de futebol Marcolino de Castro em Santa Maria da Feira. Atualmente das quatro bancadas do estádio, apenas a bancada (bancada Oeste) está protegida sob uma cobertura (Figura 3.1). Neste trabalho passa por encontrar uma solução em madeira para a cobertura de todas as bancadas do estádio.

As dimensões do terreno onde está inserido o estádio, são irregulares (Figura 3.1), com um máximo de 129 m de comprimento por 120,5 m de largura. A bancada Norte e a bancada Sul são semelhantes, com planta retangular. A bancada Este apresenta uma zona mais estreita numa das extremidades, devido aos limites da localização do estádio.

Numa primeira fase, procedeu-se à pesquisa de forma “ideal” para a cobertura. Seguidamente, procedeu-se à análise estrutural e ao dimensionamento da estrutura. E numa fase final procedeu-se ao dimensionamento das ligações. Elementos do projeto de arquitetura foram disponibilizados pelo gabinete VELNOR II.

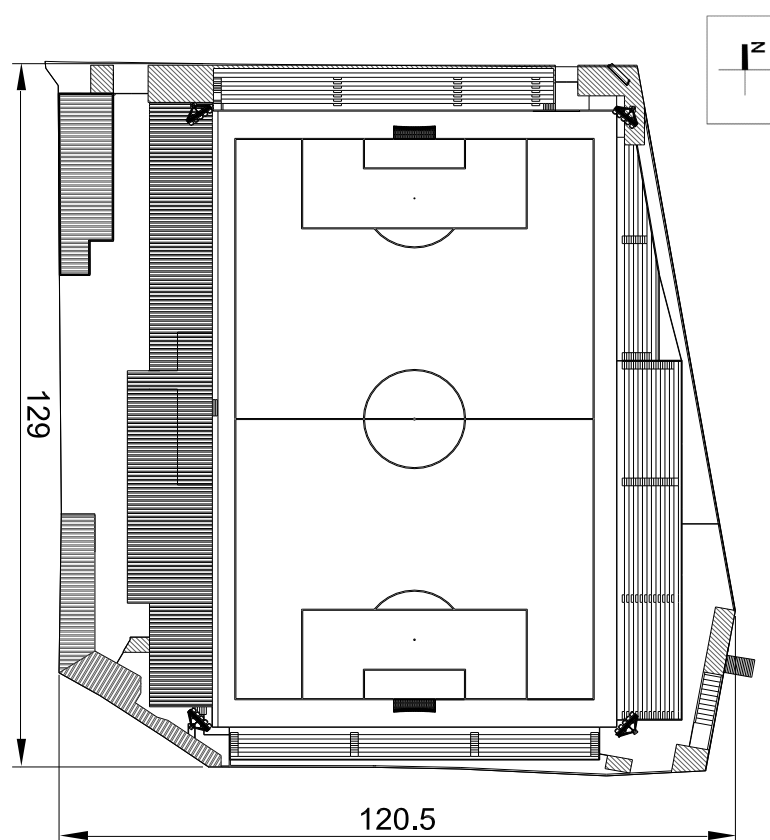


Figura 3.1 - Planta do estádio Marcolino de Castro (unidades em [m]) (Adaptado)

4. Estudo de uma Cobertura para Estádio em Santa Maria da Feira

4.1. Conceção Geral e Geometria

Existem vários tipos de métodos distintos para determinar a geometria de uma cobertura. Métodos baseados em modelos físicos e em modelos computacionais. Como exemplo de modelo físico pode construir-se um modelo reduzido inverso com o auxílio de materiais como uma meia de vidro, um tecido flexível, ou correntes. Esse modelo gera uma geometria que quando se inverte resulta na configuração final. (Figura 4.1) Este modelo requer uma grande precisão na medição da geometria, caso contrário, um pequeno engano resultaria num grande erro quando construído na escala real.

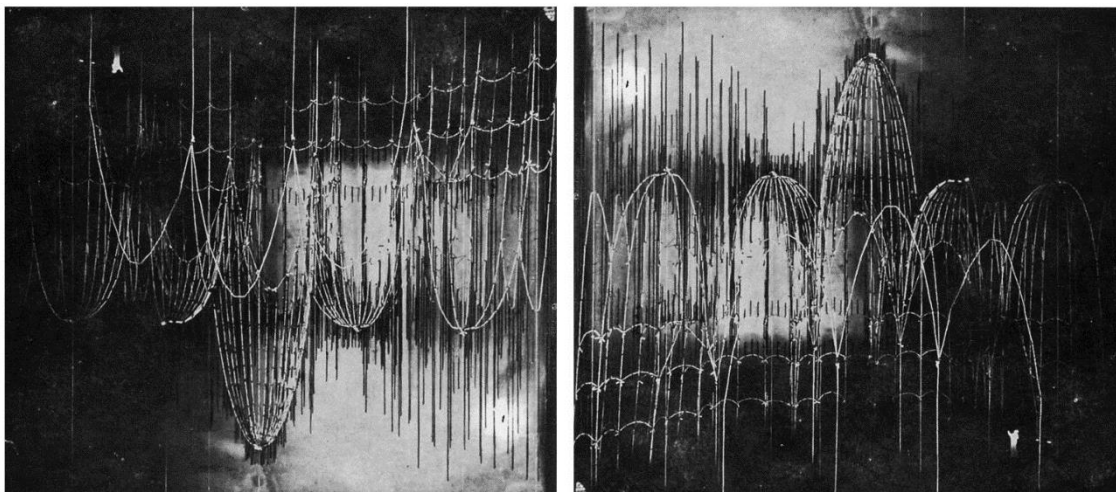


Figura 4.1 - Modelo suspenso de Gaudi e o inverso³

Como exemplo de modelo computacional pode-se modelar numericamente a estrutura com *software* adequado, onde todos os nós da estrutura estão à mesma cota, e depois, através de cargas, “deformar” a estrutura até que os esforços de flexão sejam nulos ou muito reduzidos. Este é um processo prolongado uma vez que podem ser necessárias várias iterações até que os momentos fletores na estrutura sejam reduzidos.

Pode ainda recorrer-se a um processo misto em que se utiliza simultaneamente um modelo físico, que se aperfeiçoa numericamente com um modelo computacional de forma a obter uma geometria aproximada.

³ <http://staff.bath.ac.uk/abscjkw/OrganicForms/SlideShow/> (visitado a 19/05/2015)

Neste trabalho realizou-se um exemplo dum modelo físico, como mostra a Figura 4.2, à escala 1:250. Este modelo foi construído com um tecido flexível e com um varão de aço para delimitar os contornos. Com este modelo foi possível compreender qual seria, aproximadamente, a geometria final da estrutura.

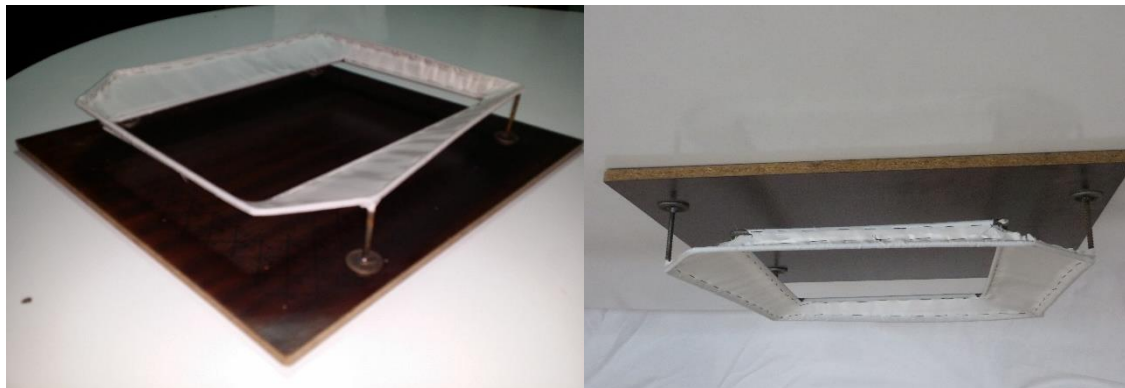


Figura 4.2 - Modelo suspenso e inverso

Também neste trabalho se recorreu ao modelo computacional e o *software* utilizado foi o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*. Este foi o modelo utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

Na Figura 4.3 apresenta-se em planta os contornos da estrutura modelados no *software* para obter a configuração final. Os contornos foram ajustados de maneira a que todos os utilizadores ficassem sob uma zona coberta e considerando os limites do terreno onde está inserido o estádio.

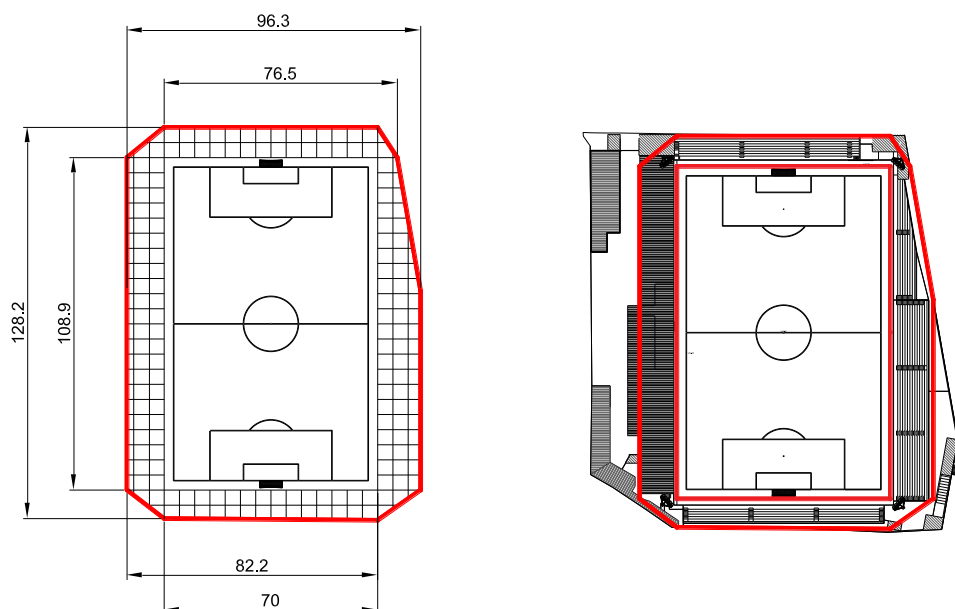


Figura 4.3- Esquema da estrutura modelada no *software* com os respetivos contornos. (à esquerda) sobreposição da estrutura na planta do estádio (à direita)

Na fase de modelação da estrutura, Figura 4.4, todas as barras desenhadas distam 5 m entre si. As barras foram modeladas todas à mesma cota com dimensões que não eram as dimensões definitivas, mas a utilização das barras com essa rigidez serviu apenas durante o processo para obter a geometria da estrutura. O cálculo definitivo será com a seção real das barras. A estrutura está apoiada em apoios que distam 5 m entre si ao longo da extensão do modelo.

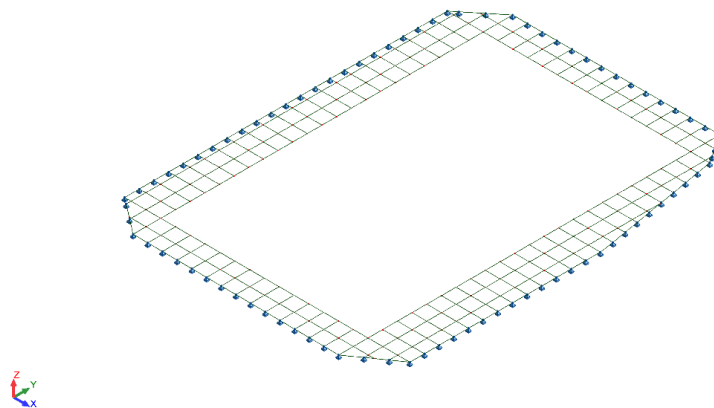


Figura 4.4 - Estrutura modelada no software

Depois de modelada a estrutura, segue-se o processo de deformação progressiva no sentido de eliminar os esforços de flexão e obter uma forma em equilíbrio baseada exclusivamente em esforços normais. Introduziu-se uma carga de 1kN/m^2 , para simular o peso próprio da estrutura e a ação do vento. Tendo os nós uma área de influência de 25 m^2 , uma vez que as barras estão espaçadas de 5 m entre si em ambas as direções, esta carga resulta numa carga pontual em cada nó de 25 kN.

Através duma análise não linear, a estrutura foi deformada de acordo com a carga apresentada. Numa folha de cálculo registam-se as coordenadas de todos os nós da estrutura antes do cálculo, assim como os deslocamentos nos nós provocados pela ação da carga. À coordenada vertical, z, subtraem-se os deslocamentos dessa mesma direção e remodela-se a estrutura com as novas coordenadas. Este processo dá-se por terminado quando a estrutura apresentar momentos fletores nulos ou bastante reduzidos.

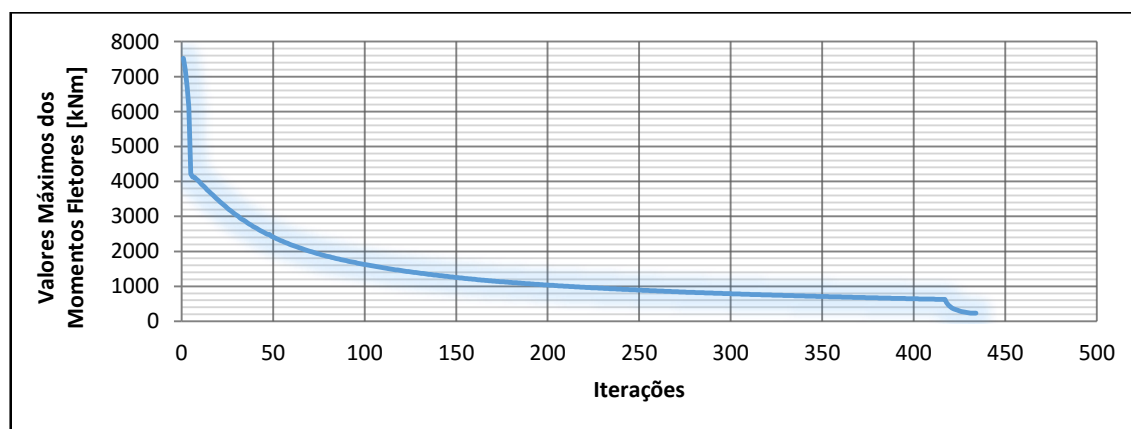


Gráfico 4.1 - Relação entre a deformação e os momentos fletores

Na curva do Gráfico 4.1 observa-se o decréscimo dos momentos fletores em relação à deformação da estrutura. Nas primeiras iterações, a curva tem um declive bastante acentuado. Após a 10ª iteração, nota-se uma redução do seu declive. Chegada à 434ª iteração, concluiu-se este processo, verificando que os momentos fletores eram muito reduzidos quando comparados com os iniciais. Foram necessárias tantas iterações por causa das zonas singulares, nomeadamente os cantos.

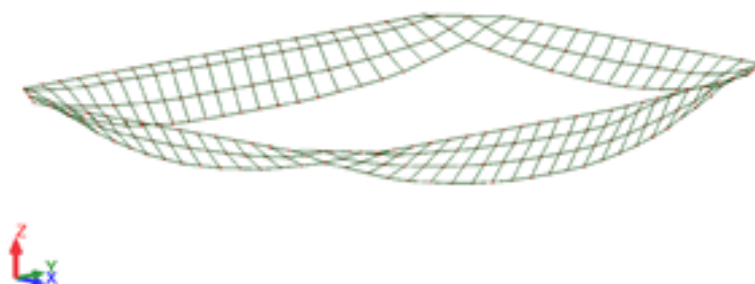


Figura 4.5 - Estrutura deformada após 434 iterações

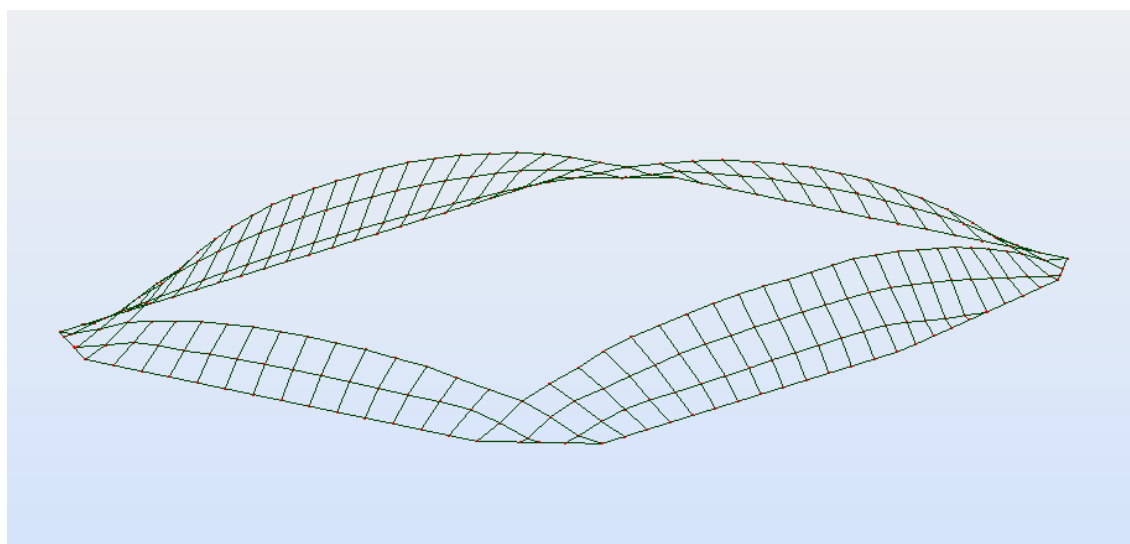


Figura 4.6 - Estrutura deformada invertida

Na Figura 4.5 observa-se a estrutura após 434 iterações, e na Figura 4.6, a mesma estrutura, mas invertida. A cota mais elevada da estrutura apresenta-se a 12,4 m de altura, se se considerar que a estrutura partiu da cota 0 m. Esta cota apresenta uma altura bastante elevada, ao qual se estudou uma solução em que todas as cotas altimétricas foram reduzidas à escala de uma maneira proporcional. Fixou-se a cota mais alta a uma altura de 5 m.

Todos os nós da estrutura foram ajustados manualmente, de maneira a que a estrutura conseguisse manter a mesma geometria e a cota mais alta não excedesse os 5 m de altura.

A partir deste ponto, trabalhou-se a estrutura de maneira a conseguir minimizar os esforços. Introduziram-se quatro treliças, duas em cada direção, para combater os elevados esforços axiais presentes na zona da abertura.

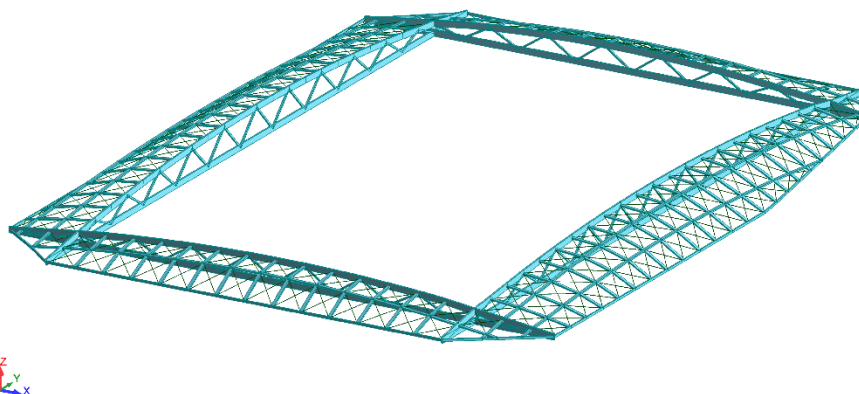


Figura 4.7 - Estrutura com vigas treliçadas

Na avaliação da estrutura, concluiu-se que os arcos paralelos às vigas treliçadas apresentam esforços axiais muito elevados. O programa calculou estes arcos considerando-os arcos contínuos, daí a terem esforços muito elevados. Assim removem-se todos os arcos paralelos às vigas principais, resultando apenas nos arcos perpendiculares a estas. Desta maneira, igualam-se todos os arcos perpendiculares às vigas principais resultando numa estrutura mais uniforme. Os arcos estão espaçados 5 m entre si. Desta forma, tem-se a geometria final da cobertura. (Figura 4.8)

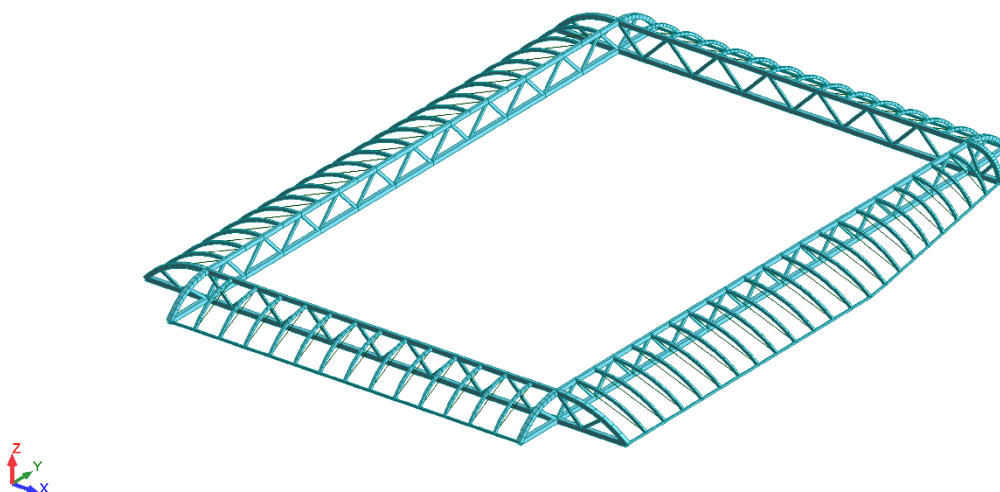


Figura 4.8 - Geometria da cobertura

4.2. Revestimento

Após definida a geometria da estrutura para a cobertura do estádio de futebol, a fase que se segue passa por encontrar uma solução eficaz para o revestimento. Ao longo deste trabalho, várias soluções foram pensadas, ao passo que este subcapítulo serve para descrevê-las e justificar a solução adotada.

4.2.1. Ação do Vento

Para a escolha do revestimento da estrutura, as ações consideradas foram a ação do vento e o peso próprio da estrutura. Outras ações, como a ação sísmica e a ação da neve, foram desprezadas, devido à localização desta estrutura e também porque estas ações têm uma menor influência na estrutura comparadas com a ação do vento.

A quantificação da ação do vento foi calculada de acordo com a norma NP EN 1990-1-4:2010, e segundo o procedimento de cálculo que a mesma apresenta. A pressão exercida pelo vento obtém-se através da expressão (4.1).

$$w = q_p \times C_{p,net} \quad (4.1)$$

em que:

w - pressão exercida pelo vento;

q_p - pressão dinâmica de pico;

$C_{p,net}$ - coeficiente de pressão resultante.

O cálculo da pressão dinâmica de pico, q_p , não é do domínio deste trabalho, desta maneira apresenta-se, simplificada, na Tabela 4.1 os valores base para o cálculo deste.

Tabela 4.1 - Valores para a quantificação da ação do vento

Ação do Vento			
Pressão dinâmica de pico q_p			
Zona	$V_{b,0}$ [m/s]	C_{dir}	1
A	27	C_{season}	1
V_b [m/s]	27		
Z_e [m]	14	(Altura do edifício)	
Categoria do Terreno		Z_0 [m]	Z_{min} [m]
III		0,3	2
k_r	0,22		
$c_r(z)$	0,83	para $Z_{min} \leq Z = Z_e \leq Z_{min}$	
c_0	1	(Simplificação)	
$v_m(z)$	22,35	[m/s]	
k_t	1	(Valor recomendado)	
σ_v	5,82		
$l_v(z)$	0,26	para $Z_{min} \leq Z = Z_e \leq Z_{min}$	
ρ [kg/m ³]	1,25	(Massa volúmica do ar)	
q_p	0,88	[kPa]	

Considerou-se a estrutura como uma cobertura isolada analisando apenas para a vertente mais desfavorável, ou seja, a vertente mais comprida. Consideraram-se os mesmos coeficientes de

pressão para as restantes vertentes. Cobertura isolada é definida como sendo a cobertura de uma construção sem paredes permanentes.

O grau de obstrução sob uma cobertura isolada depende da obstrução, φ , que é o quociente entre a área dos eventuais obstáculos sob a cobertura. Este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo zero quando uma cobertura isolada não tem obstáculos sob ela, e um quando a cobertura isolada está totalmente obstruído por objetos, ou então encontra objetos dispostos apenas do lado de sotavento. (Figura 4.9)

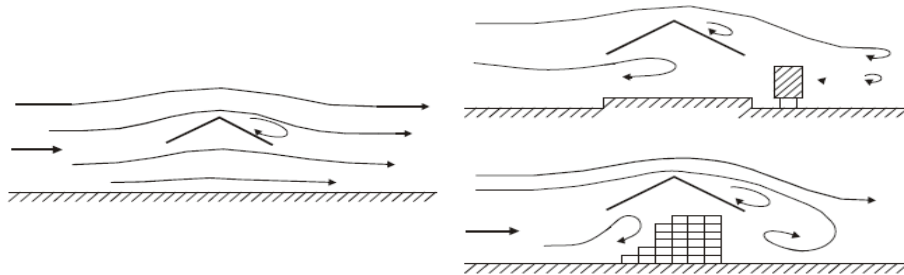


Figura 4.9 - Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas; $\varphi=0$ na imagem da esquerda, $\varphi=1$ nas imagens da direita (NP EN 1991-1-4, 2010)

Os coeficientes de força global, C_f , e os coeficientes de pressão resultante, C_{pnet} , fornecidos na Tabela 4.2 para $\varphi=0$ e para $\varphi=1$ têm em conta o efeito conjunto do vento atuando sobre as superfícies superior e inferior da cobertura, para qualquer direção do vento. Consideraram-se neste trabalho os coeficientes para uma inclinação de 30° .

Tabela 4.2 - Valores de C_{pnet} e C_f para coberturas isoladas de uma vertente, para uma inclinação da cobertura de 30° (NP EN 1991-1-4, 2010)

Inclinação da Cobertura α	Obstrução φ	Coeficientes de Força Global C_f	Coeficientes de Pressão Resultante C_{pnet}		
			Zona A	Zona B	Zona C
30°	Máximo, qualquer φ	+1,2	+2,2	+3,2	+2,4
	Mínimo, $\varphi=0$	-1,8	-3,0	-3,8	-3,6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1,4	-1,5	-2,2	-2,7

Nota: O sinal + indica uma ação resultante do vento com sentido descendente.
O sinal - indica uma ação do vento com sentido ascendente

4.2.2. 1º Alternativa

A primeira alternativa estudada baseia-se na aplicação de um soalho em madeira em toda a extensão da estrutura. Este soalho é aplicado em cima dos arcos que estão espaçados de 5 em 5 metros. Os elementos têm uma largura pequena para que estes se consigam ajustar à curvatura dos arcos onde estão apoiados. A continuidade do forro garante-se lateralmente com um encaixe através de entalhes entre elementos vizinhos. Para completar o revestimento, juntamente com o soalho, adiciona-se uma chapa em liga de alumínio do tipo Kalzip®⁴.

Os elementos que constituem o soalho foram dimensionados à flexão e a madeira escolhida tem uma classe de resistência C24.

Para elementos de cobertura e ligações, deverá ser utilizado o coeficiente de pressão resultante do vento apresentado na Tabela 4.2. Além da ação do vento, no dimensionamento deste soalho, considera-se também o peso próprio.

No dimensionamento desta alternativa, simplificou-se o cálculo através duma viga simplesmente apoiada, condicionada com a ação do vento e o peso próprio. Realizou-se uma análise linear e obteve-se um esforço máximo de flexão a meio vão de 16,6 kNm.

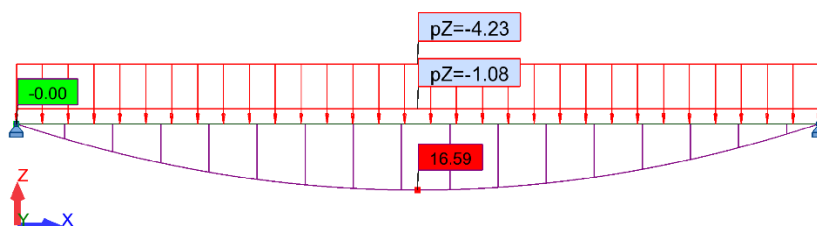


Figura 4.10 - Diagrama de momento para a forro

Deste cálculo resulta, uma seção no mínimo com 8 cm de espessura. Esta solução deixa de ser muito eficaz devido à espessura relativamente grande do soalho.

4.2.3. 2º Alternativa

A segunda alternativa pensada baseava-se em dimensionar uma grelha em madeira composta por ripas cruzadas entre si, de maneira a resistir aos esforços a que a estrutura da cobertura é solicitada, como casca.

Uma grelha em madeira consiste na utilização de barrotes contínuos com rótulas nas suas interseções. Partindo duma grelha de ripas dispostas num plano, a estrutura final é alcançada através da deformação dos elementos. (Figura 4.11) Uma vez alcançada a forma pretendida, os nós são fixos. Este método construtivo resulta numa complexa estrutura formada por barras

⁴ <http://www.kalzip.com/pt/> (visitado a 25/05/2016)

capazes de resistir às cargas existentes na estrutura, essencialmente esforços axiais. (Toussaint, 2007)

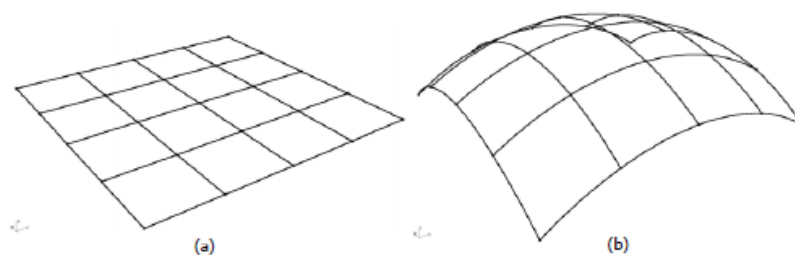


Figura 4.11 - a) Grelha disposta no plano; b) Grelha deformada através da dobração de ripas (Toussaint, 2007)

Resumindo, (Figura 4.12) em termos de esforços normais pode afirmar-se que numa grelha o material da superfície de uma casca contínua é concentrado nas extremidades, resultando num sistema de quatro ripas unidas através de nós, e onde os esforços são transferidos de acordo com a direção das ripas.

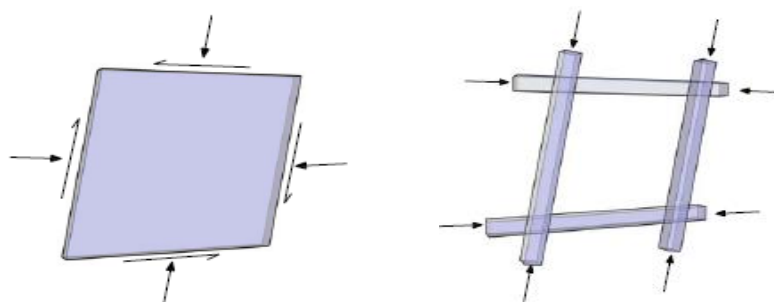


Figura 4.12 - Casca contínua (à esquerda); Grelha (à direita) (Toussaint, 2007)

A referida grelha pode ser vista como uma série de arcos finos e paralelos, que funcionam em conjunto para resistir às cargas a que a estrutura está submetida. Quando se deseja obter uma ação igual à das cascas, deve-se acrescentar elementos que permitam o equilíbrio das forças de corte. Uma solução passa por ligar as ripas diagonalmente, permitindo assim a transferência das forças tangenciais de um lado para o outro.

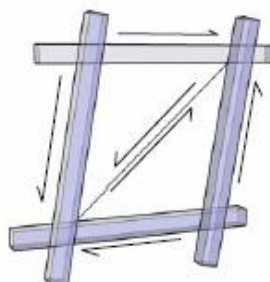


Figura 4.13 - Elemento para transferência das forças de corte (Toussaint, 2007)

Esta solução passava por construir uma grelha com ripas de seção quadrada de 4 cm de lado, de maneira a resistir aos esforços axiais presentes na estrutura.

4.2.4. 3ª Alternativa

A terceira alternativa pensada baseava-se em aplicar madres perpendicularmente aos arcos, que suportam um soalho com espessura da ordem de 1 cm e ainda a chapa de alumínio.

As madres escolhidas são vigas em “I”, constituídas por dois banzos em madeira maciça e alma de OSB. Esta é uma solução alternativa à utilização de vigas de madeira maciça. Cabe às madres a resistência às ações provocadas pelo vento, que lhe são transmitidas pelo soalho que apenas tem de resistir a um vão de 1,24 m.

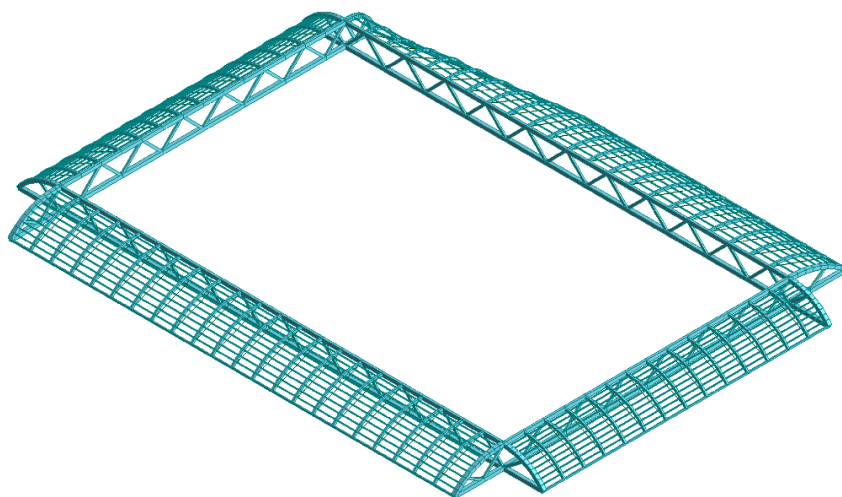


Figura 4.14 - Modelação da estrutura com as madres

As madres têm um afastamento de 1,24 m entre si e um comprimento de 5 m, de acordo com a distância entre os arcos onde estão apoiadas. As madres foram dimensionadas à flexão. Quando combinadas a ação do peso próprio com a ação do vento, tendo em atenção a combinação mais desfavorável, considerando a pressão e a sucção, obtém-se um momento fletor máximo a meio vão da ordem de 10,7 kNm.

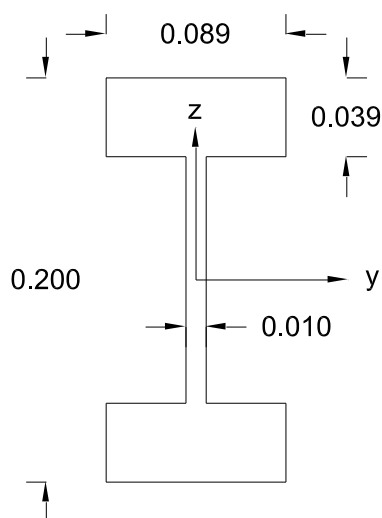


Figura 4.15 - Perfil viga I (unidades em [m])

A seção adotada para as madres é uma viga em “I”, como se mostra na Figura 4.15, e tem uma capacidade de resistência à flexão de 15,6 kN/m. ⁵

4.2.5. Justificação da Solução Escolhida

A escolha da alternativa para o revestimento da cobertura foi influenciada por vários fatores, nomeadamente o peso da estrutura. Se a estrutura for muito leve, quando a ação do vento toma a orientação ascendente, a estrutura é elevada verticalmente. Embora este efeito pudesse ser controlado pré-esforçando as vigas principais, no sentido de impedir que a estrutura se elevasse, a alternativa pretendida passava por encontrar uma solução que equilibrasse eficazmente o peso da estrutura com a ação de sucção provocada pelo vento.

Na primeira alternativa estudada não se verificava este efeito uma vez que o revestimento apresenta uma espessura relativamente grande e adiciona muito peso à estrutura. A solução apresentada na primeira alternativa é uma solução com algumas desvantagens, nomeadamente o facto de a solução necessitar da utilização de muito material, uma vez que a espessura do soalho, para resistir aos esforços provocados pela ação do vento, é de aproximadamente 8 cm. Por outro lado, pode considerar-se o funcionamento de membrana, mas caso o vento tenha um efeito de sucção, deixa de existir compressão transversal e os elementos podem-se separar funcionando exclusivamente à flexão.

A segunda alternativa é uma solução em que a quantidade de material necessário para a cobertura é menor comparada com as outras alternativas. É uma solução à qual se pode tirar partido da curvatura da membrana para resistir aos esforços axiais. A transferência das forças de corte duma extremidade para a outra tem que ser assegurada. Para tal existem várias soluções como cabos a ligar as extremidades, ligações rígidas ou mesmo uma camada contínua, por exemplo, uma camada de revestimento. Esta solução não foi aprofundada, uma vez que se procurou uma solução construtiva mais simples.

A terceira alternativa foi a solução escolhida para aplicar no revestimento da cobertura em estudo neste trabalho. É uma solução que utiliza as madres (vigas em “I”) para resistir às ações provocadas pelo vento, que lhe são transmitidas pelo soalho que tem que resistir apenas a um vão de 1,24 m. O revestimento da estrutura é composto por um soalho com 1 cm de espessura, na direção perpendicular às madres, e ainda pela chapa de alumínio. Esta alternativa acrescenta peso suficiente à estrutura garantindo que não é elevada devido à ação do vento no sentido ascendente.

⁵ <http://www.jular.pt/download/Vigas-FinnJoist-floor-system.PDF> (visitado a 25/05/2016)

4.3. Dimensionamento dos Elementos

Após definida a geometria da estrutura e a solução para o revestimento, segue-se o dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura. O dimensionamento foi realizado de acordo com a norma EN1995-1-1:2004 abordada no subcapítulo 2.4. Os elementos que constituem a estrutura foram dimensionados para os estados limites últimos (ELU). Verifica-se o risco da encurvadura para elementos solicitados a esforços de compressão.

A estrutura é composta por quatro vigas principais (Figura 4.16), duas em cada direção e arcos atirantados, espaçados de 5 m, perpendiculares às vigas principais (Figura 4.17).

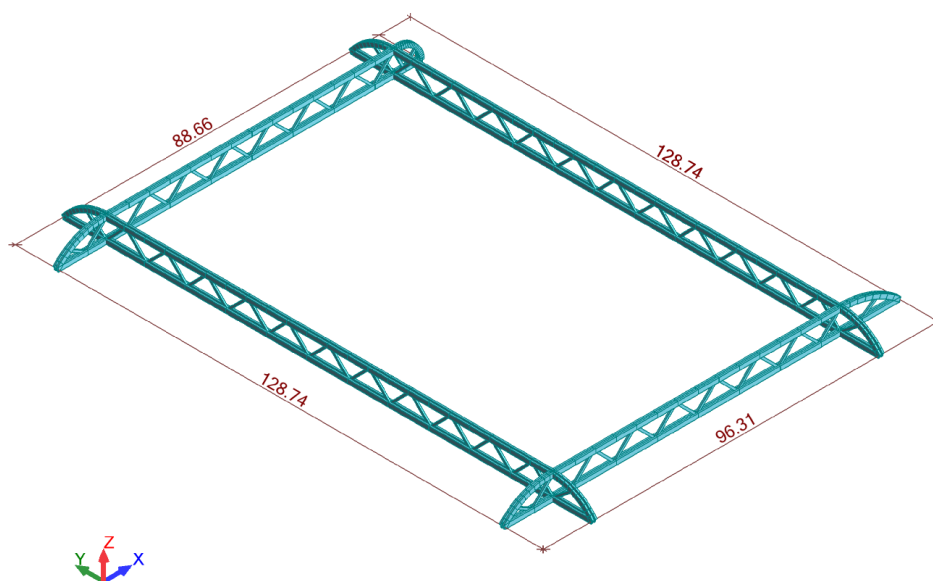


Figura 4.16 - Vigas principais (unidades em [m])

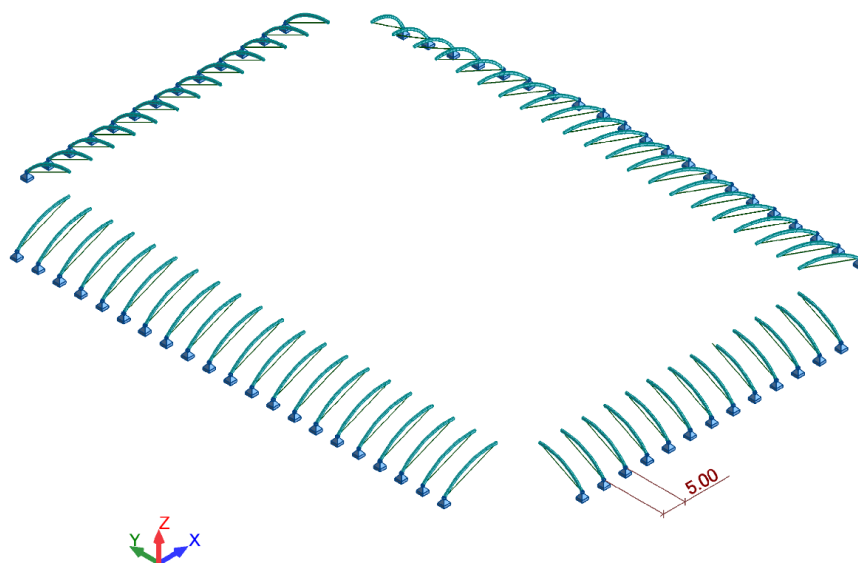


Figura 4.17 - Arcos perpendiculares com os cabos de aço pré-esforçados (unidades em [m])

4.3.1. Combinação de Ações

No dimensionamento da estrutura da cobertura, a única ação considerada, além do peso próprio, foi a ação do vento. A ação do vento tem uma influência maior comparada com outras ações, nomeadamente a ação sísmica e a ação da neve. Para o cálculo global da estrutura são considerados os coeficientes de força global, C_f , apresentados na Tabela 4.2.

Na Tabela 4.3, apresenta-se os coeficientes de majoração para as combinações de ações. Na combinação relativa à pressão, as cargas permanentes, nomeadamente o peso próprio e o revestimento, têm um coeficiente de majoração de 1,35. Na combinação relativa à sucção, considera-se para as cargas permanentes, um coeficiente de majoração de 1,0, uma vez que as cargas permanentes são favoráveis à combinação. Para ações variáveis como a ação do vento considera-se um coeficiente de majoração de 1,5. A ação da temperatura introduzida nos cabos para simular o pré-esforço, não sofre majoração.

Tabela 4.3 - Coeficientes de majoração para as combinações de ações

	Peso Próprio	Revestimento	Vento Pressão	Vento Sucção	Temperatura
COMB Pressão	1,35	1,35	1,5	-	1,0
COMB Sucção	1,0	1,0	-	1,5	1,0

Todos os esforços utilizados para dimensionar os vários elementos constituintes da estrutura da cobertura foram calculados de acordo com as combinações apresentadas. O dimensionamento foi efetuado para o esforço máximo consoante o elemento a dimensionar, de acordo com a combinação mais gravosa.

O cálculo estrutural foi realizado no *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*.

4.3.2. Arcos Atirantados

Os arcos atirantados que constituem a estrutura são de madeira lamelada colada e têm uma classe de resistência GL36h. As propriedades físicas e mecânicas desta classe de resistência são apresentadas na Tabela 2.5.

No processo de dimensionamento é necessário definir alguns critérios, nomeadamente a classe de serviço, o fator de modificação, e o coeficiente parcial para a segurança do material para determinar a resistência do material.

A estrutura da cobertura em madeira é uma estrutura exterior, daí a ser considerada uma classe de serviço 2. Em função disso, do tipo de material e da duração das ações define-se o fator de modificação k_{mod} . A ação do peso próprio tem uma duração permanente resultando num fator de modificação de 0,6. Já a ação do vento, tem curta duração e assim o fator de modificação é 0,9. O fator de modificação resultante da ação permanente do peso próprio é mais gravoso do que o da ação do vento, de maneira que nos cálculos realizados para determinar a resistência do material foi utilizado o coeficiente associado às ações permanentes, 0,6. O coeficiente parcial de segurança para madeira lamelada colada é 1,25. Na determinação da resistência do material à flexão e à tração, os valores devem ser incrementados pelo efeito do tamanho, K_h .

Para os elementos arcos, foi adotada uma seção transversal de 0,35 x 0,60 m. (Figura 4.18)

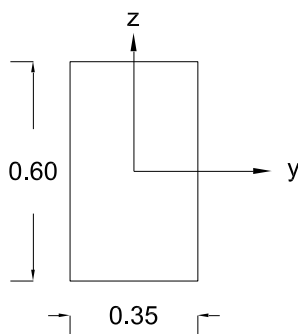


Figura 4.18 - Seção transversal do elemento arco (unidades em [m])

Nos elementos arcos, o esforço axial de tração é máximo de acordo com a combinação de ações resultantes da sucção. Pode concluir-se de acordo com a Tabela 4.4, que o elemento escolhido tem uma capacidade resistente, $f_{t,0,d}$, muito superior à tensão atuante, $\sigma_{t,0,d}$.

Tabela 4.4 - Verificação da seção do arco ao esforço axial de tração

Tração	Esforço [kN]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	k_h	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	
	99,3	26	12,48	1,06	13,17	0,47	OK!

Para o esforço axial de compressão, o máximo valor resulta da combinação de ações associada à pressão. De acordo com a Tabela 4.5, verifica-se que a seção escolhida para os arcos tem uma capacidade resistente, $f_{c,0,d}$, superior à tensão atuante, $\sigma_{c,0,d}$.

Tabela 4.5 - Verificação da seção do arco ao esforço axial de compressão

Compressão	Esforço [kN]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	
	306,72	31	14,88	1,46	OK!

Na Tabela 4.6 apresenta-se a verificação da seção escolhida à flexão desviada. De acordo com as equações ((2.6) (2.7), o quociente entre a tensão máxima de flexão, $f'_{m,d}$, e a resistência à flexão, $\sigma_{m,d}$, em ambas as direções, não deve ser superior a 1,0. Na verificação à flexão desviada, incrementa-se o coeficiente que pondera uma redistribuição de esforços e o efeito de heterogeneidades do material ao longo da seção do elemento, k_m . Este coeficiente é multiplicado pela relação entre a tensão máxima de flexão e a resistência à flexão numa e noutra direção.

Tabela 4.6 - Verificação da seção do arco à flexão desviada

		Esforço [kNm]	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	k_h	$f'_{m,d}$ [MPa]	k_m	$\sigma_{m,d}$ [MPa]		
Flexão Desviada	y	267,97	36	17,28	1	17,28	0,7	12,76	0,82	OK!
	z	41,12	36	17,28	1	17,28	0,7	1,96	0,63	OK!

A flexão composta com tração paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.8) e (2.9).

$$\frac{0,47}{13,17} + \frac{12,76}{17,28} + 0,7 \frac{1,96}{17,28} = 0,85 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{0,47}{13,17} + 0,7 \frac{12,76}{17,28} + \frac{1,96}{17,28} = 0,67 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

A flexão composta com compressão paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.10) e (2.11).

$$\left(\frac{1,46}{14,88}\right)^2 + \frac{12,76}{17,28} + 0,7 \frac{1,96}{17,28} = 0,83 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\left(\frac{1,46}{14,88}\right)^2 + 0,7 \frac{12,76}{17,28} + \frac{1,96}{17,28} = 0,64 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Na Tabela 4.7 verifica-se o risco de encurvadura para a seção adotada para o arco. O comprimento de encurvadura segundo a direção y, é o comprimento do arco longitudinalmente, 12,9 m. Adotar a extensão total do arco como comprimento de encurvadura, é a situação mais desfavorável, de maneira que se a estrutura cumpre o risco de encurvadura com essa extensão, está do lado da segurança. Segundo a direção z, o comprimento de encurvadura adotado é a distância entre as madres, 1,24 m.

Tabela 4.7 - Verificação da seção do arco à encurvadura

		L_c [m]	i [m]	λ	λ_{rel}	k	k_c		
Encurvadura	y	12,9	0,17	78,81	1,28	1,37	0,54	1,00	OK!
	z	1,24	0,17	28,87	0,47	0,62	0,98	0,73	OK!

As dimensões adotadas para os arcos que constituem a estrutura são suficientes para resistir aos esforços a que estão solicitados. A verificação da segurança à encurvadura obriga a seção transversal a assumir as medidas apresentadas, uma vez que na direção y o risco de encurvadura apresenta valores muito elevados.

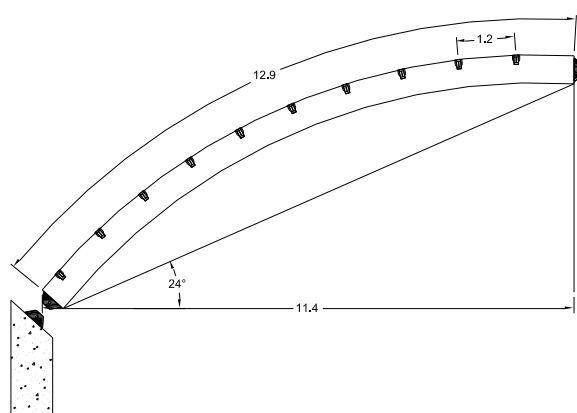


Figura 4.19 - Representação do arco em corte longitudinal (distâncias em [m])

Na Figura 4.19, apresenta-se o elemento arco em corte longitudinal. Todos os arcos da estrutura têm a seção transversal apresentada anteriormente. O desenvolvimento do arco difere de acordo com a bancada onde estão inseridos. O arco apresentado na Figura 4.19 localizado na bancada Oeste e tem uma altura de 5 m, um comprimento de 11,4 m e um desenvolvimento de 12,9 m.

Foram introduzidos cabos na estrutura (Figura 4.20) para atirantar os arcos, de maneira a fazer com que a ação dos arcos sobre as vigas principais fosse exclusivamente vertical, uma vez que o impulso horizontal dos arcos teria um efeito negativo sobre o banzo superior das vigas principais.

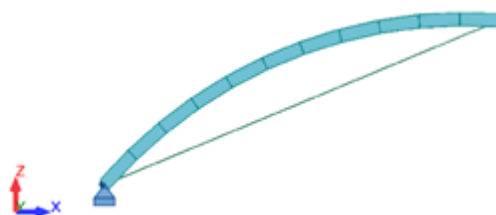


Figura 4.20 - Representação em corte longitudinal do arco com o cabo pré-esforçado

No cálculo da estrutura introduziu-se uma variação negativa de temperatura para simular o pré-esforço nos cabos. Estes cabos são pré-esforçados até se garantir que na combinação da sucção, todos eles ficam solicitados à tração.

Considerando que os cabos de pré-esforço serão esticados até 75% da respetiva carga de rotura, para garantir o esforço máximo é necessária uma área de armadura de 3,14 cm²/m. Considerando 15% de perdas do pré-esforço, obtêm-se 3,6 cm²/m. Adotando cordões Ø15,2 (A_{cordão}=1,4 cm²), a solução adotada é 1 cabo com 3 cordões.

Tabela 4.8 - Solução de pré-esforço para os cabos

Esforço [kN]	P_{uk} [MPa]	0,75% P_{uk} [MPa]	A_p [cm ² /m]	(Perdas) A_p [cm ² /m]	Cordões
437,38	1860	1395	3,14	3,61	3

A variação de temperatura introduzida nos arcos difere de acordo com a sua localização. Os arcos mais próximos da interseção das vigas principais têm uma carga mais reduzida. Inicialmente a carga era semelhante em todos os cabos, mas dela resultaram elevados momentos segundo a direção z na corda superior das vigas principais. Nessas zonas, a estrutura é muito rígida e os cabos ao pré-esforçar a estrutura resultam num binário de forças muito elevado.

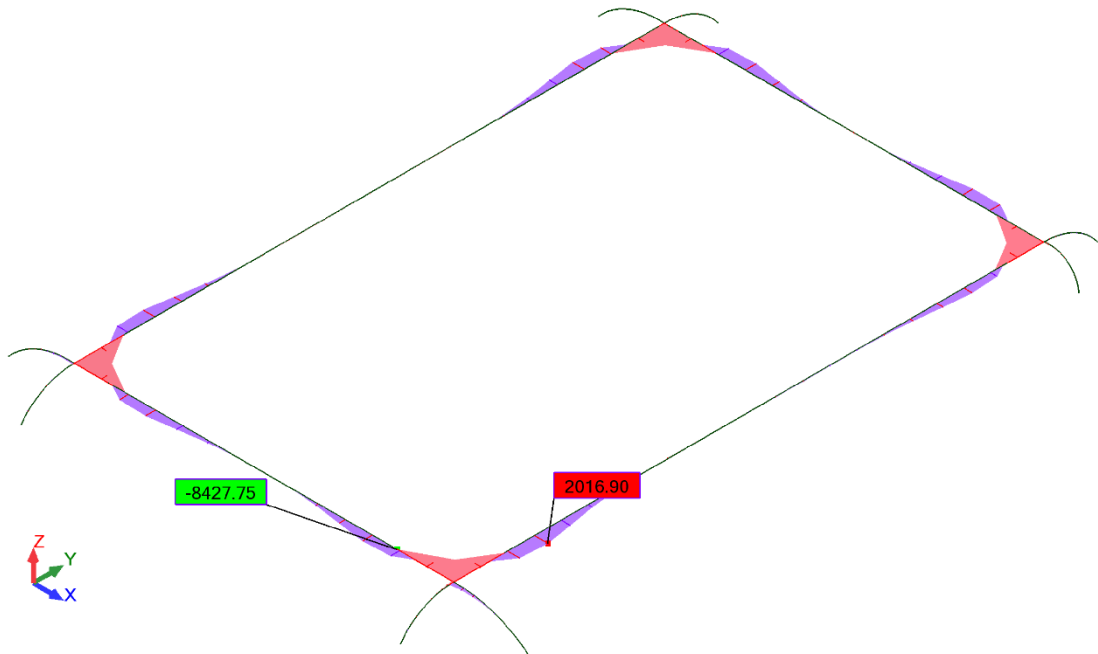


Figura 4.21 - Momento fletor segundo a direção z com pré-esforço elevado. (unidades em [kN])

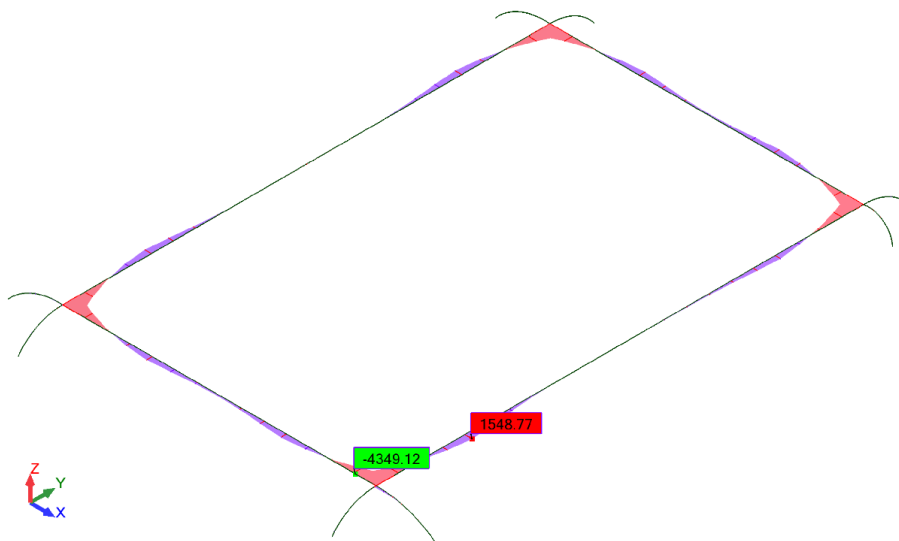


Figura 4.22 - Momento fletor segundo a direção z com pré-esforço reduzido. (unidades em [kN])

Diminuiu-se a carga aplicada nos cabos da estrutura mais próximos da interseção das vigas principais, com o objetivo de diminuir o momento fletor segundo a direção z. Na Figura 4.21 e Figura 4.22 mostra-se a variação do momento fletor segundo a direção z de acordo com a variação de temperatura introduzida nos cabos.

4.3.3. Vigas Principais

Neste trabalho as vigas treliçadas constituintes da estrutura são designadas vigas principais. A classe de resistência para os vários elementos das vigas principais, nomeadamente as diagonais, a corda superior e a corda inferior, é GL36h. Pode-se consultar as propriedades físicas e mecânicas na Tabela 2.5.

Os critérios definidos para o dimensionamento dos arcos são os mesmos utilizados no dimensionamento das vigas principais.

- Diagonais

Para as diagonais das vigas principais, foi adotada uma seção transversal de 0,40 x 0,60 m.

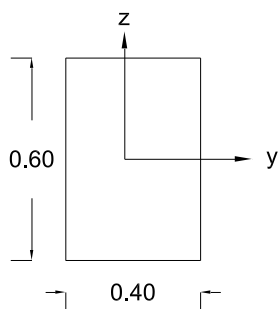


Figura 4.23 - Seção transversal das diagonais (unidades em [m])

Nas diagonais das vigas principais, o esforço axial de tração é máximo de acordo com a combinação de ações resultantes da pressão. Na Tabela 4.9 apresenta-se a verificação da seção transversal da diagonal ao esforço axial de tração.

Tabela 4.9 - Verificação da seção da diagonal ao esforço axial de tração

Tração	Esforço [kN]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	k_h	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	
	2259,77	26	12,48	1,04	13,00	9,42	OK!

Para o esforço axial de compressão, o máximo valor resulta da combinação de ações associada à pressão. De acordo com a Tabela 4.10, verifica-se que a seção escolhida para as diagonais tem uma capacidade resistente, $f_{c,0,d}$, superior à tensão atuante, $\sigma_{c,0,d}$.

Tabela 4.10 - Verificação da seção da diagonal ao esforço axial de compressão

Compressão	Esforço [kN]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	
	3198,22	31	14,88	13,33	OK!

As diagonais das vigas principais apresentam esforços de flexão residuais, da ordem de 10 kNm, não se sentindo necessidade de verificar a flexão desviada, nem a flexão composta. Depois de verificar a segurança da seção aos esforços axiais, verificou-se o risco de encurvadura para as diagonais sujeitas à compressão. (Tabela 4.11)

Tabela 4.11 - Verificação da seção da diagonal à encurvadura

Encurvadura	L_c [m]	i [m]	λ	λ_{rel}	k	k_c	
	7	0,17	40,41	0,66	0,73	0,94	0,97 OK!

A verificação ao risco da encurvadura deve-se aos esforços de compressão. Torna-se necessário adotar uma seção robusta precisamente para assegurar que nos elementos mais comprimidos não se verifica este fenómeno.

As diagonais das vigas principais foram dimensionadas para os esforços mais elevados. As diagonais mais próximas do cruzamento entre as vigas principais apresentam esforços maiores. Nessas zonas os esforços são muito elevados porque a estrutura é muito rígida.

- **Corda Inferior**

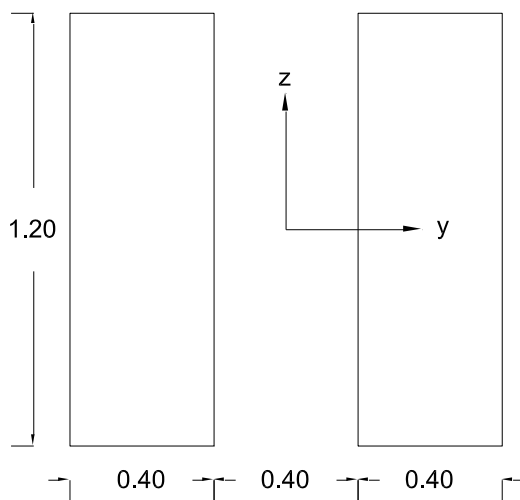


Figura 4.24 - Seção transversal da corda inferior (unidades em [m])

A seção transversal da corda inferior é composta por dois elementos de 0,40 x 1,20 m cada, afastados 0,40 m.

Na corda inferior, o esforço axial de tração máximo resulta da combinação de ações relativas à ação do vento com sentido descendente, a pressão. Na Tabela 4.12 apresenta-se a verificação da seção transversal da corda inferior ao esforço axial de tração.

Tabela 4.12 - Verificação da seção da corda inferior ao esforço axial de tração

Tração	Esforço [kN]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	k_h	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	
	10612,62	26	12,48	0,97	12,13	11,05	OK!

Para o esforço axial de compressão, o máximo valor resulta da combinação de ações associada à pressão. De acordo com a Tabela 4.13, verifica-se que a seção escolhida para a corda inferior tem uma capacidade resistente, $f_{c,0,d}$, superior à tensão atuante, $\sigma_{c,0,d}$.

Tabela 4.13 - Verificação da seção da corda inferior ao esforço axial de compressão

Compressão	Esforço [kN]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	
	1385,01	31	14,88	1,44	OK!

Na Tabela 4.14 apresenta-se a verificação da seção da corda inferior à flexão desviada. Os esforços máximos utilizados nesta verificação resultam da combinação da pressão.

Tabela 4.14 - Verificação da seção da corda inferior à flexão desviada

		Esforço [kNm]	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	k_h	$f'_{m,d}$ [MPa]	k_m	$\sigma_{m,d}$ [MPa]		
Flexão Desviada	y	1341,4	36	17,28	0,93	16,12	0,7	6,99	0,90	OK!
	z	2064,45	36	17,28	0,93	16,12	0,7	10,75	0,97	OK!

A flexão composta com tração paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.8) e (2.9).

$$\frac{11,05}{12,13} + \frac{6,99}{16,12} + 0,7 \frac{10,75}{16,12} = 1,81 \leq 1 \quad \text{KO!}$$

$$\frac{11,05}{12,13} + 0,7 \frac{6,99}{16,12} + \frac{10,75}{16,12} = 1,88 \leq 1 \quad \text{KO!}$$

A flexão composta com compressão paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.10) e (2.11).

$$\left(\frac{1,44}{14,88}\right)^2 + \frac{6,99}{16,12} + 0,7 \frac{10,75}{16,12} = 0,91 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\left(\frac{1,44}{14,88}\right)^2 + 0,7 \frac{6,99}{16,12} + \frac{10,75}{16,12} = 0,98 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

A corda inferior está sujeita em todo o seu comprimento a esforços de tração, não havendo risco de encurvadura.

A seção adotada para a corda inferior das vigas principais, não verifica a flexão composta com tração paralela ao fio. Uma solução para assegurar esta verificação seria aumentar as dimensões da seção transversal.

Este elemento das vigas principais encontra-se solicitado a esforços de tração, tanto na combinação da pressão como da sucção, sendo a da pressão mais gravosa. Quando definida a solução para o revestimento, era de especial atenção o comportamento deste elemento devido ao esforço de sucção. Caso a estrutura, sofresse esforços de compressão quando combinada com a ação da sucção, seria necessário pré-esforçar este elemento de maneira a garantir a estabilidade da estrutura.

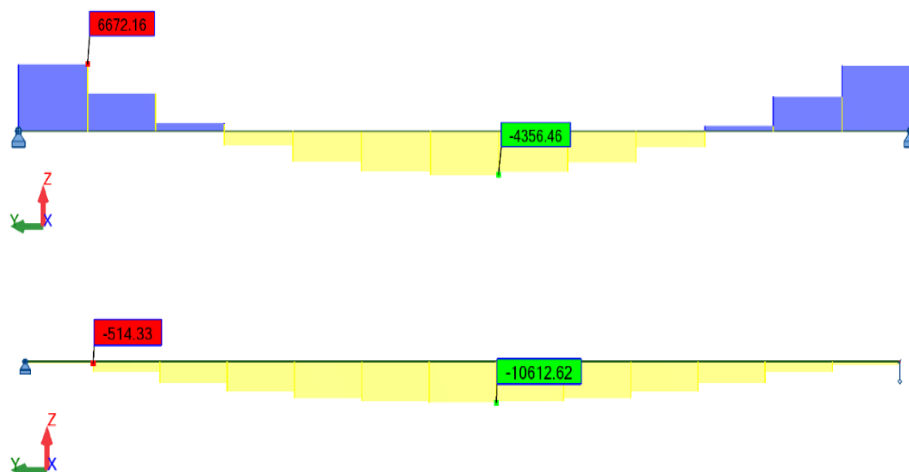


Figura 4.25 - Condições de apoio da corda inferior das vigas principais

Durante a modelação da estrutura, introduziram-se apoios para bloquear o deslocamento nas três direções, x, y, z, em toda a estrutura. Com estas condições de apoio a corda inferior apresenta esforços de compressão nas zonas mais próximas dos apoios. É possível visualizar esse efeito na imagem superior da Figura 4.25. Com estas condições de apoio a estrutura necessitava de contraventamento de maneira a fixar aqueles pontos para evitar que se deslocassem. Na imagem inferior da Figura 4.25, liberta-se o bloqueamento do apoio na direção y, eliminando as compressões nas zonas junto aos apoios e consequentemente evitando a necessidade de contraventamento. Adotou-se esta solução para todas as vigas principais.

Relativamente aos valores apresentados na Figura 4.25, aqueles que apresentam sinal negativo, são valores relativos a esforços de tração, e os positivos, a esforços de compressão. As unidades dos respetivos valores são kN.

No ponto de interseção entre vigas, verificava-se um elevado esforço de flexão na corda inferior, de maneira que se adicionou uma barra vertical unindo a corda inferior à superior para transferir esse esforço para a corda superior. Essa barra adota a mesma seção que as diagonais.

- **Corda Superior**

A seção transversal da corda superior é composta por dois elementos de 0,60 x 1,65 m cada, afastados 0,40 m.

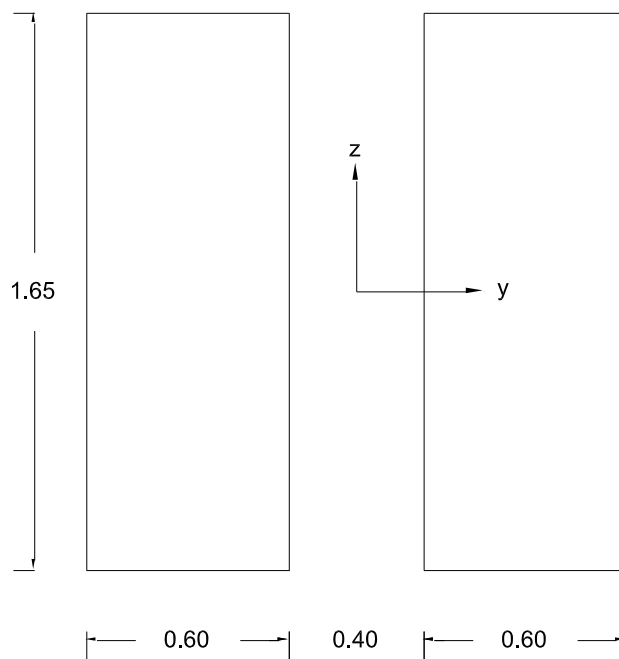


Figura 4.26 - Seção transversal da corda superior (unidades em [m])

Na corda superior, o esforço axial de tração máximo resulta da combinação de ações relativas à ação do vento com sentido descendente, a pressão. Na Tabela 4.15 apresenta-se a verificação da seção transversal da corda inferior ao esforço axial de tração.

Tabela 4.15 - Verificação da seção da corda superior ao esforço axial de tração

Tração	Esforço [kN]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	k_h	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	
	1502,8	26	12,48	0,93	11,64	0,76	OK!

Para o esforço axial de compressão, o máximo valor resulta da combinação de ações associada à pressão. De acordo com a Tabela 4.16, verifica-se que a seção escolhida para a corda superior tem uma capacidade resistente, $f_{c,0,d}$, superior à tensão atuante, $\sigma_{c,0,d}$.

Tabela 4.16 - Verificação da seção da corda superior ao esforço axial de compressão

Compressão	Esforço [kN]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	
	10843,96	31	14,88	5,48	OK!

Na Tabela 4.17 apresenta-se a verificação da seção da corda superior à flexão desviada. O esforço máximo na direção y utilizado nesta verificação resulta da combinação da pressão, e na direção z, da combinação da sucção.

Tabela 4.17 - Verificação da seção da corda superior à flexão desviada

		Esforço [kNm]	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	k_h	$f'_{m,d}$ [MPa]	k_m	$\sigma_{m,d}$ [MPa]		
Flexão Desviada	y	2112,16	36	17,28	0,90	15,62	0,7	3,88	0,58	OK!
	z	4022,76	36	17,28	0,90	15,62	0,7	7,39	0,65	OK!

A flexão composta com tração paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.8) e (2.9).

$$\frac{0,76}{11,64} + \frac{3,88}{15,62} + 0,7 \frac{7,39}{15,62} = 0,64 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{0,76}{11,64} + 0,7 \frac{3,88}{15,62} + \frac{7,39}{15,62} = 0,71 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

A flexão composta com compressão paralela ao fio verifica-se de acordo com as equações (2.10) e (2.11).

$$\left(\frac{5,48}{14,88}\right)^2 + \frac{3,88}{15,62} + 0,7 \frac{7,39}{15,62} = 0,71 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\left(\frac{5,48}{14,88}\right)^2 + 0,7 \frac{3,88}{15,62} + \frac{7,39}{15,62} = 0,78 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

A corda superior das vigas principais está solicitada à compressão. De tal forma, verifica-se a segurança ao risco de encurvadura. (Tabela 4.18)

Tabela 4.18 - Verificação da seção da corda superior à encurvadura

		L_c [m]	i [m]	λ	λ_{rel}	k	k_c		
Encurvadura	y	10	0,29	17,32	0,28	0,54	1,00	0,89	OK!
	z	5	0,29	34,64	0,56	0,67	0,96	0,97	OK!

A corda superior é composta por dois elementos simétricos com dimensões iguais. Na verificação ao risco de encurvadura, deve-se considerar cada um desses elementos individualmente. O esforço utilizado para as verificações deve ser dividido por dois, uma vez que a transferência do esforço é dividida pelos dois elementos. Segundo a direção y o comprimento de encurvadura, L_c , são 10 m, que é a distância entre as diagonais. Já na direção z, considera-se 5 m, porque é o espaçamento entre os arcos transversais às vigas principais.

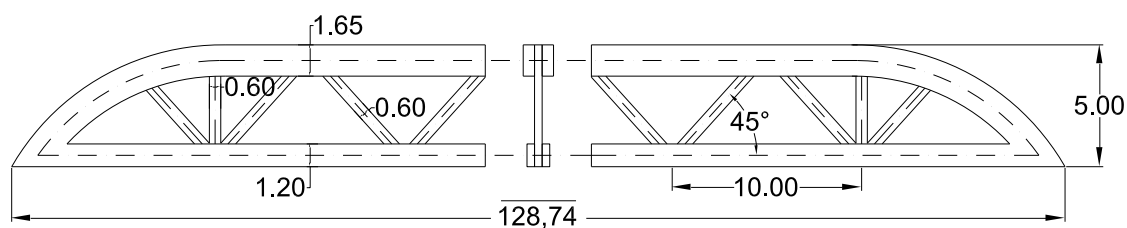


Figura 4.27 - Representação da viga principal em corte longitudinal (distâncias em [m])

Na Figura 4.27 representa-se uma das vigas principais em corte longitudinal. Esta viga apresenta um comprimento de 128,74 m e uma altura de 5 m. Na estrutura da cobertura encontram-se quatro vigas principais, paralelas duas a duas. A viga paralela à representada anteriormente é idêntica, mas aquelas que estão na outra direção não apresentam este comprimento. No entanto, a dimensão da seção dos elementos é semelhante em todas.

Ainda na Figura 4.27 se apresenta a barra vertical adicionada posteriormente para diminuir os esforços de flexão na corda inferior. Este barra localiza-se na zona de interseção das vigas principais e apresenta uma seção transversal 0,40 x 0,60 m, igual à seção transversal das diagonais.

Na Figura 4.28 representa-se um corte transversal da viga principal. É possível observar que as diagonais estão posicionadas entre os elementos da seção transversal tanto da corda superior como da corda inferior.

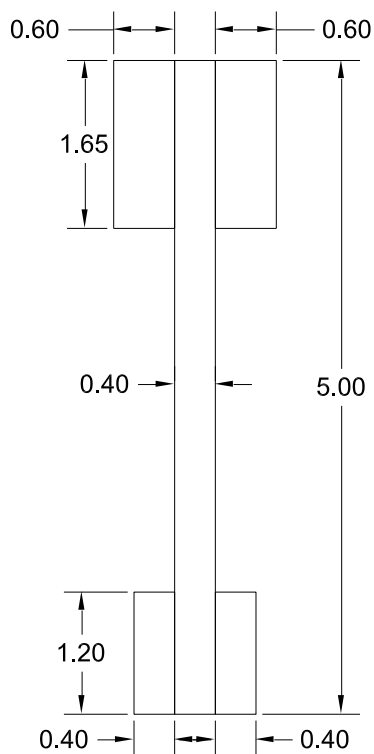


Figura 4.28 - Representação da viga principal em corte transversal (distâncias em [m])

Todos os elementos pertencentes à estrutura da cobertura em madeira estão dimensionados. Estes elementos são de madeira lamelada colada com uma classe de seção GL36h. Estas verificações foram realizadas de acordo com o EC5.

No modelo que resultou o cálculo estrutural, os arcos são constituídos por várias barras com um comprimento reduzido de maneira a descrever a curvatura do arco. Na realidade os arcos são produzidos em fábrica, com as dimensões corretas resultando numa peça única.

As vigas principais são elementos que serão montados em estaleiro, assumindo a sua posição final depois de completos. As vigas principais serão construídas com uma contra flecha da ordem dos 0,60 m. Esta contra flecha é eliminada quando a estrutura fica completa, nomeadamente quando se adicionam os arcos e o revestimento.

O forro utilizado no revestimento, com uma espessura de 1 cm, tem tais dimensões para facilitar a sua deformação para conseguir acompanhar a curvatura descrita pelos arcos. A sua aplicação é paralela aos arcos e perpendicular as madres. A ligação entre os elementos do forro é feita através de entalhes, encaixando nos vizinhos. A chapa de alumínio é aplicada por cima do soalho, com os fixadores da mesma marca. Neste trabalho não foram aprofundadas as técnicas de fixação desta chapa.

4.4. Dimensionamento das Ligações

Após definidas as seções transversais dos elementos que constituem a estrutura, passa-se agora ao dimensionamento das ligações. A transferência de esforços de um elemento para o outro é realizada através duma ligação. Esta deve garantir a correta passagem do esforço entre os elementos sem comprometer a restante estrutura. As ligações são pormenores da estrutura de grande relevância na medida que a sua resistência da estrutura depende da resistência destas.

Existem vários tipos de ligações que podem ser utilizadas nas ligações entre elementos de madeira: as ligações coladas, as ligações entalhadas e as ligações com recurso a ligadores metálicos. Neste trabalho utilizam-se as ligações com ligadores metálicos.

A ligação entre as madres e os arcos é uma ligação onde se utiliza um suporte adequado para ligações com vigas em “I”. Este suporte é fixado aos arcos com recurso a conectores metálicos e as vigas encaixam nele não precisando de conectores para garantir a ligação. A fixação da viga em “I” assegura-se pelo banzo inferior com um aperto (“*strong grip*”). Considerando as dimensões da viga em “I”, e os esforços na mesma, de acordo com o catálogo *Simpson Strong Tie*⁶ adota-se o suporte mais adequado.

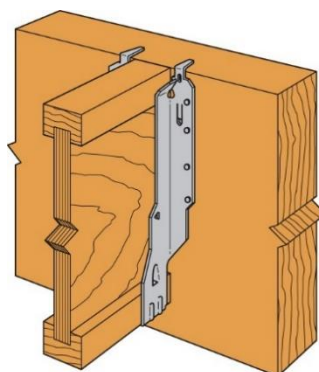


Figura 4.29 - Suporte de ligação das madres. ⁶

4.4.1. Ligação Arco-Viga Principal

A ligação entre o arco e a viga principal é uma ligação rotulada com chapa de extremidade e uma cavilha. No dimensionamento desta ligação consideram-se os esforços resultantes no arco assim como os esforços resultantes do cabo pré-esforçado. Na Figura 4.30, apresentam-se os esforços nestes elementos. É possível observar que na extremidade do arco onde se está a estudar a ligação, este apresenta um esforço axial de compressão de 225,3 kN. Quanto ao cabo pré-esforçado, apresenta um esforço axial de tração da ordem dos 244,2 kN. O cabo pré-

⁶ <http://www.strongtie.pt/products/detail/estribos-de-flanges-laterais/74> (visitado a 10/05/2016)

esforçado cumpre um ângulo com a horizontal de 24° , de maneira que o esforço axial de tração do cabo tem que ser decomposto na componente horizontal e na componente vertical.

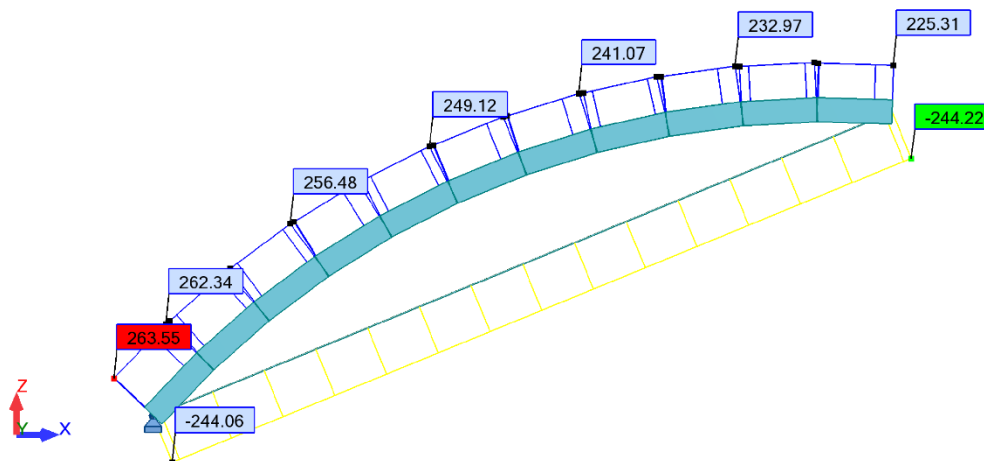


Figura 4.30 - Esforços axiais utilizados no dimensionamento da ligação (unidades em [kN])

Ainda a somar a estes esforços, têm que ser contabilizadas as forças de corte no arco. Na Figura 4.31 apresentam-se os esforços de corte presentes no arco. No dimensionamento desta ligação devem ser considerados todos estes esforços.

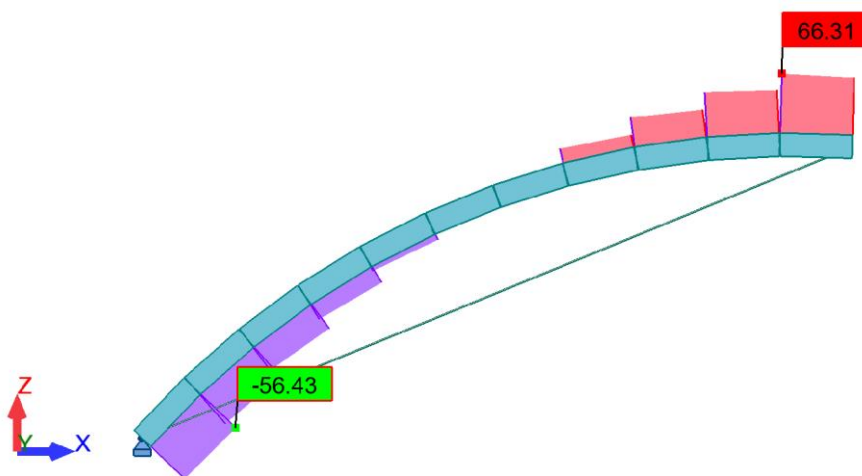


Figura 4.31 - Esforços de corte utilizados no dimensionamento da ligação (unidades em [kN])

Após decomposto o esforço axial do cabo, verifica-se que a componente horizontal anula o esforço de compressão presente na extremidade do arco, resultando apenas a componente horizontal do tirante, que é de cerca de 100 kN. A esse esforço acresce o esforço de corte, resultando num esforço de cerca de 160 kN. A ligação será dimensionada para esse esforço.

O dimensionamento desta ligação segue os critérios definidos na norma NP EN 1993-1-8:2010. A resistência ao corte por plano de corte para parafusos determina-se de acordo com a expressão (4.2):

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (4.2)$$

em que:

$F_{v,rd}$ - resistência ao corte por plano de corte;

A - área de seção resistente do parafuso;

f_{ub} - tensão de rotura à tração;

γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança.

Para as classes de parafuso 4,6; 5,6; 8,8; $\alpha_v = 0,6$. Para as restantes classes $\alpha_v = 0,5$.

Para esta ligação adotou-se uma classe de parafusos 8.8, que apresenta uma tensão de cedência, f_{yb} , de 640 MPa, e uma tensão de rotura, f_{ub} , de 800 MPa. O parafuso adotado para esta ligação foi um M42. Na Tabela 4.19 apresentam-se as suas propriedades.

Tabela 4.19 - Propriedades do parafuso M42

Parafusos	d [mm]	d ₀ [mm]	A [mm ²]	A _s [mm ²]
M42	42	45	1385	1121

Na Tabela 4.20 apresenta-se a determinação do número de parafusos necessária para assegurar a transferência do esforço de um elemento para o outro. Neste caso adotou-se um parafuso M42.

Tabela 4.20 - Determinação do número de parafusos para a ligação do arco com a viga principal

$F_{v,Rk}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	Número de Parafusos
271,49	160	1

De acordo com a norma NP EN 1993-1-8:2010, a resistência ao esmagamento da chapa e da cavilha, determina-se de acordo com a expressão (4.3).

$$F_{b,rd} = \frac{1,5tdf_y}{\gamma_{M0}} \geq F_{b,Ed} \quad (4.3)$$

em que:

t - espessura da peça ligada;

d - diâmetro do ligador;

f_y - tensão de cedência da chapa;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança.

Adota-se uma chapa com uma espessura de 10 mm, e uma classe de aço S 275 que apresenta uma tensão de cedência, f_y , de 275 MPa, e uma tensão de rotura, f_u , de 430 MPa. Na Tabela 4.21 apresenta-se a verificação da chapa ao esmagamento.

Tabela 4.21 - Verificação ao esmagamento para a ligação do arco com a viga principal

$F_{b,Rk}$ [kN]	$F_{b,Ed}$ [kN]	
206,40	160	OK!

Os requisitos geométricos para elementos com extremidade ligada por cavilhas apresenta-se na Figura 4.32. Estes requisitos geométricos são definidos pela norma NP EN 1993-1-8:2010.

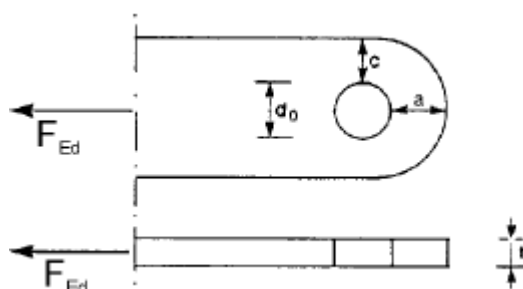


Figura 4.32 - Requisitos geométricos para elementos com extremidade ligada por cavilhas (Np En 1993-1-8, 2010)

Os requisitos a e c são determinados de acordo com as expressões (4.4) e (4.5) respetivamente.

$$a \geq \frac{F_{ed}\gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{2d_0}{3} \quad (4.4)$$

$$c \geq \frac{F_{ed}\gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{d_0}{3} \quad (4.5)$$

em que:

F_{ed} - esforço atuante;

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança;

t - espessura da peça ligada;

f_y - tensão de cedência da chapa;

d_0 - diâmetro do furo.

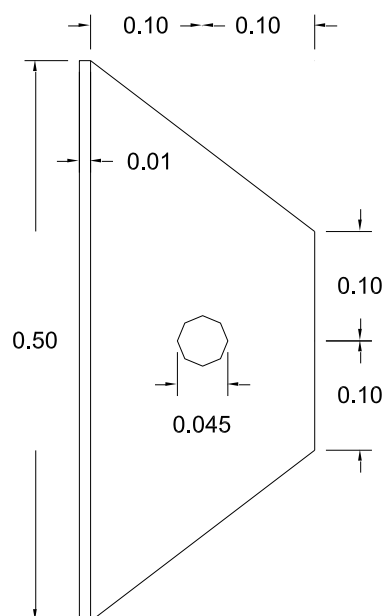


Figura 4.33 - Geometria da chapa de ligação entre arcos e vigas principais. (unidades em [m])

Na Figura 4.33 apresenta-se a geometria da chapa de ligação entre os arcos e as vigas principais. Esta chapa é introduzida nos arcos durante a sua produção. Nos apoios e nas vigas principais são introduzidas outras chapas de ligação idênticas. Durante o processo construtivo, o arco é assumido a sua posição final, e introduzem-se as cavilhas. As vantagens deste tipo de ligação são que necessitam apenas de um conector para garantir a transferência dos esforços, e o processo de montagem é simples e rápido.

Esta ligação foi realizada para um arco da estrutura escolhido aleatoriamente. Todos os restantes têm um processo de dimensionamento semelhante.

4.4.2. Ligação Diagonal-Corda Superior/Inferior

A ligação entre as diagonais e a corda superior/inferior é uma ligação em corte duplo. Para garantir a transferência dos esforços de um elemento para o outro utilizam-se conectores metálicos, tais como parafusos e chapas. A ligação tem que assegurar que os esforços são transferidos da diagonal para os parafusos, dos parafusos para a chapa, e da chapa para o elemento seguinte.

Todas as diagonais das vigas principais têm esforços distintos. As diagonais mais próximas da interseção das vigas principais têm esforços mais elevados que aquelas que estão situadas no centro da viga principal. Foi selecionada aleatoriamente uma diagonal junto das interseções das vigas principais. Essa diagonal apresenta esforço axial de 1696,3 kN.

Para esta ligação adotou-se uma classe de parafusos 8.8, que apresenta uma tensão de cedência, f_{yb} , de 640 MPa, e uma tensão de rotura, f_{ub} , de 800 MPa. O parafuso adotado para esta ligação foi um M20. Na Tabela 4.22 apresentam-se as suas propriedades.

Tabela 4.22 - Propriedades do parafuso M20

Parafusos	d [mm]	d ₀ [mm]	A [mm ²]	A _s [mm ²]
M20	20	22	314	245

A ligação entre as diagonais e as cordas da viga principal foi dimensionada de acordo com os critérios propostos no EC5, apresentados no subcapítulo 2.4.4.

Tabela 4.23 - Determinação do número de parafusos para a ligação da diagonal com as cordas da viga principal

Esforço [kN]	M _{y,Rk} [kNm]	f _{h,k} [MPa]	F _{v,Rk} [kN]	Número de Parafusos
1696,32	0,58	29,52	30,08	56

Na Tabela 4.23 apresenta-se a determinação do número de parafusos necessária para assegurar a transferência do esforço de um elemento para o outro. A determinação da resistência ao esmagamento localizado depende do peso específico da madeira. Na Tabela 2.5 pode consultar-se o peso específico para a madeira lamelada colada de classe GL36h, material utilizado nos elementos constituintes da viga principal.

De acordo com a norma NP EN 1993-1-8:2010, a resistência ao esmagamento determina-se de acordo com a expressão (4.6)

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha_b t d f_u}{\gamma_{M2}} \geq F_{b,Ed} \quad (4.6)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (4.7)$$

em que:

t - espessura da peça ligada;

d - diâmetro do ligador;

f_u - tensão de rotura da chapa;

γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança.

Adota-se uma chapa com uma espessura de 10 mm e uma classe de aço S 275 que apresenta uma tensão de cedência, f_y, de 275 MPa, e uma tensão de rotura, f_u, de 430 MPa. Na Tabela 4.24 apresenta-se a verificação da chapa ao esmagamento.

Tabela 4.24 - Verificação ao esmagamento para a ligação da diagonal com as cordas da viga principal

F _{b,Rk} [kN]	F _{b,Ed} [kN]	
104,24	29,76	OK!

Na Figura 4.34 apresenta-se parte da geometria da chapa de ligação entre as diagonais e as cordas das vigas principais. A chapa foi dimensionada de acordo com os critérios propostos na norma NP EN 1993-1-8:2010.

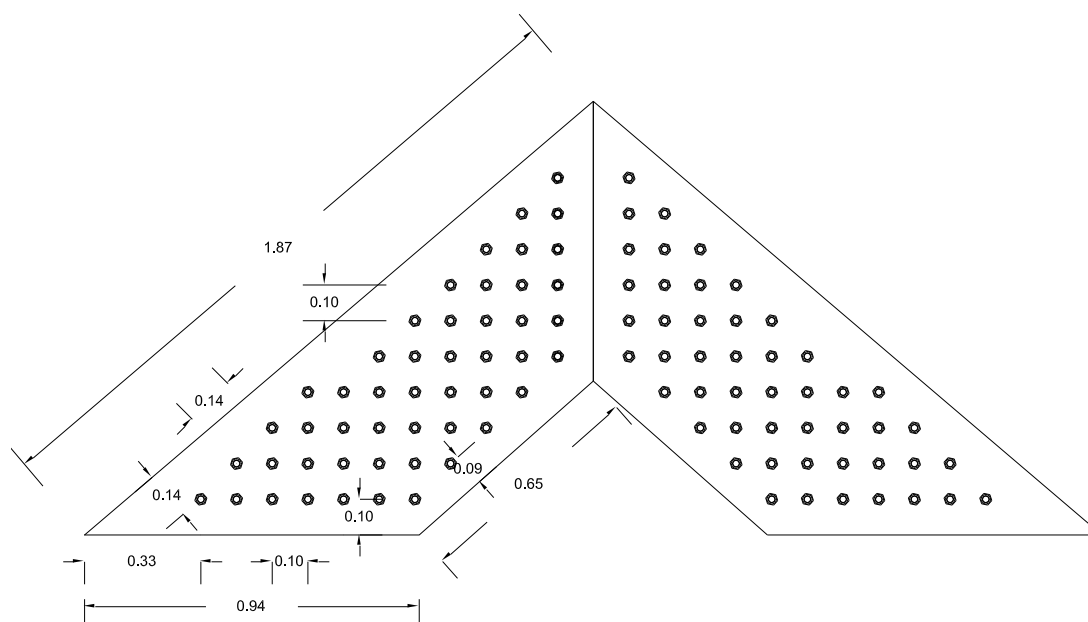


Figura 4.34 - Geometria da chapa de ligação entre as diagonais as cordas da viga principal (unidades em [m])

A chapa é introduzida entre as diagonais e a corda superior ou inferior. Em cada ligação são aplicadas duas chapas, nas duas faces da diagonal que estão em contacto com a corda. Neste exemplo, a chapa de ligação fica escondida entre a diagonal e a corda, porque a área da diagonal que esta entre a corda é suficiente para receber os parafusos necessários nesta ligação de acordo com os espaçamentos previstos na norma EN 1993-1-8:2010. Caso seja necessário prolongar a chapa, prolonga-se em função do desenvolvimento da diagonal, compensando depois na corda a diferença de parafusos.

4.4.3. Ligação Viga Principal-Viga Principal

A ligação entre as vigas principais é uma ligação em corte duplo. Nesta ligação, sente-se a necessidade de transferir os esforços entre as vigas principais, obrigando à interrupção duma delas. Neste tipo de nós geralmente a viga interrompida é aquela que apresenta menores esforços naquele ponto. A transferência de esforços entre as vigas principais é assegurada por elementos em forma de cantoneira aplicados na zona de cruzamento. Ainda neste nó, se insere uma chapa de ligação para garantir a transferência de esforços de duas diagonais e a barra que foi introduzida com o propósito de transferir os esforços da corda inferior para a corda superior.

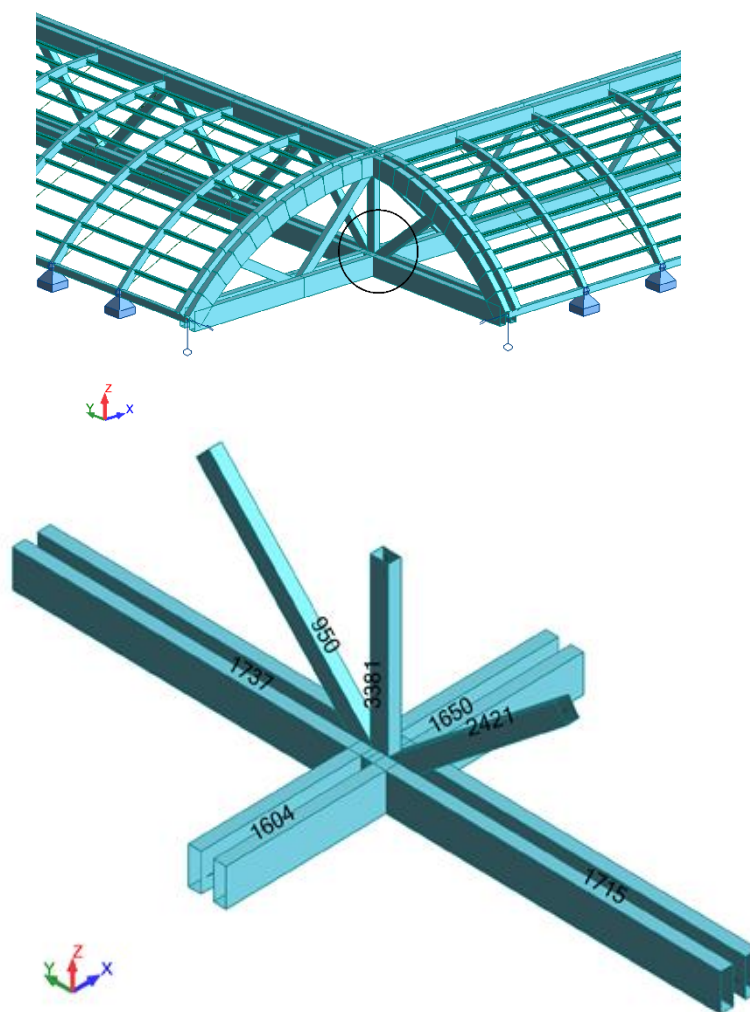


Figura 4.35 - Identificação das barras da ligação entre vigas principais

Na Figura 4.35 representa-se uma interseção das vigas principais. Na imagem superior localiza-se o nó de ligação em estudo e na imagem inferior apresentação em pormenor o mesmo nó com a identificação das barras.

As barras 1604 e 1650 têm esforços maiores comparando com as barras 1737 e 1715. Desta maneira a viga principal interrompida é a que contem as barras 1737 e 1715. Na Tabela 4.25 apresentam-se os esforços das barras às quais é necessária a transferência de esforços para outros elementos. Apresentam-se também o número de parafusos necessário para garantir a correta ligação entre os elementos que constituem a ligação.

Para esta ligação adotou-se uma classe de parafusos 8.8, que apresenta uma tensão de cedência, f_{yb} , de 640 MPa, e uma tensão de rotura, f_{ub} , de 800 MPa. O parafuso adotado para esta ligação foi um M20. Na Tabela 4.22 apresentam-se as suas propriedades.

Tabela 4.25 - Determinação do número de parafusos para a ligação entre vigas principais

Barra	Esforço [kN]	$M_{y,Rk}$ [kNm]	$f_{h,k}$ [MPa]	$F_{v,Rk}$ [kN]	Número de Parafusos
1737	2655,12	0,58	29,52	30,08	89
950	1903,62	0,58	29,52	30,08	64
3381	972,23	0,58	29,52	30,08	33
2421	813,4	0,58	29,52	30,08	28
1715	834,52	0,58	29,52	30,08	28

Adota-se uma chapa com uma espessura de 10 mm e uma classe de aço S 275 que apresenta uma tensão de cedência, f_y , de 275 MPa, e uma tensão de rotura, f_u , de 430 MPa. Na Tabela 4.26 apresenta-se a verificação da chapa ao esmagamento.

Tabela 4.26- Verificação ao esmagamento para a ligação entre vigas principais

Barra	$F_{b,Rk}$ [kN]	$F_{b,Ed}$ [kN]	
1737	104,24	29,83	OK!
1715	104,24	29,80	OK!

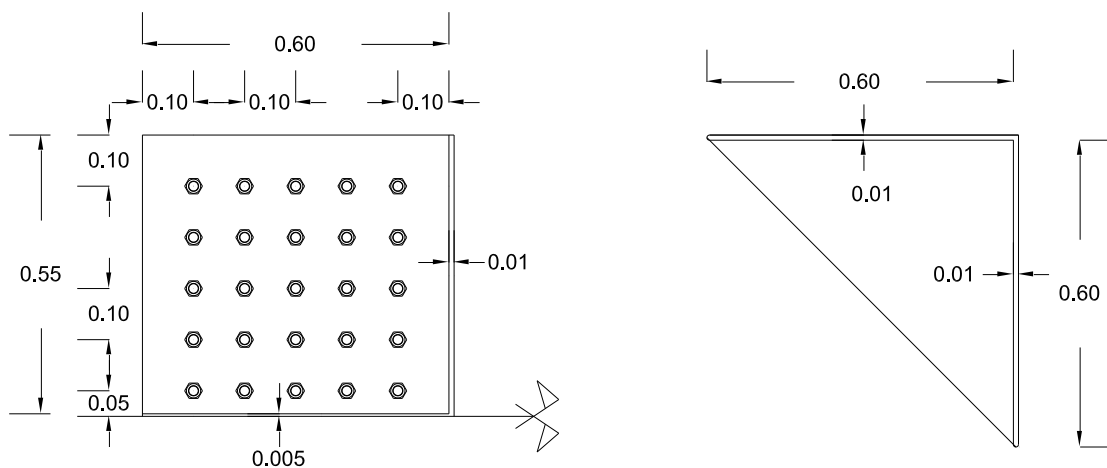


Figura 4.36 - Geometria da chapa de ligação entre as vigas principais (unidades em [m])

Na Figura 4.36 apresenta-se em pormenor a geometria da chapa de ligação, em forma de cantoneira, entre as vigas principais. Na imagem à esquerda da Figura 4.36, mostra-se apenas metade duma das faces da chapa de ligação. A face completa resulta da simetria indicada. As duas faces da cantoneira são iguais. Estes elementos da ligação são aplicados em todos os lados do cruzamento das vigas. (Figura 4.37) O esforço da viga interrompida é transferido para os

parafusos da ligação que por sua vez o transferem para a chapa. O esforço percorre a chapa, e é transferido para os parafusos da outra face, que por sua vez atravessam a viga principal que não é interrompida, transportando os esforços até à chapa na face oposta. Após o esforço chegar à face oposta repete-se o mesmo processo, garantindo a correta transferência de esforços entre as vigas principais.

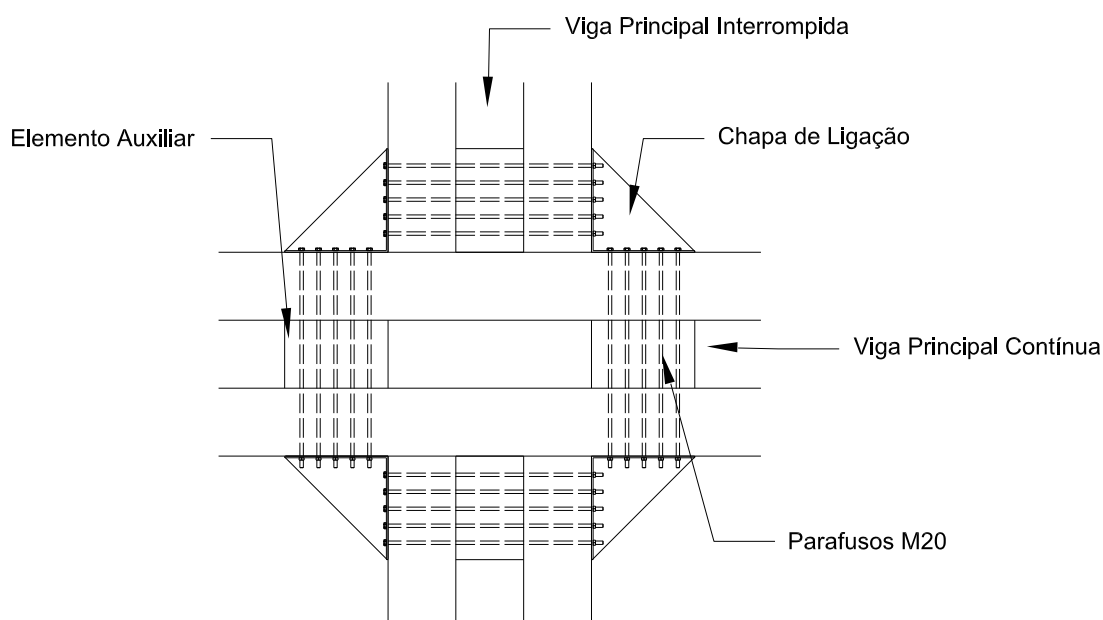


Figura 4.37 - Esquema da ligação entre vigas principais

Nas zonas das vigas principais, intersetadas pelos conectores metálicos, introduzem-se elementos auxiliares (Figura 4.37). Estes elementos vão preencher o espaço vazio que existe entre as barras tanto na corda superior como na inferior na zona da ligação. Aqueles elementos não seriam necessários no caso de haver barras diagonais naquele ponto.

Ainda nesta ligação tem que se assegurar a transferência do esforço presente nos elementos diagonais. Estes elementos não podem intersetar a ligação entre as vigas principais, uma vez que é a viga interrompida que os suporta. (ver imagem inferior da Figura 4.35)

Neste trabalho não se dimensionou a chapa de ligação entre estes elementos e a corda inferior, só foram determinados o número de parafusos necessário para garantir a transferência do esforço. Na Figura 4.38 apresenta-se uma hipótese esquemática para a chapa de ligação solucionando a questão da transferência dos esforços presentes nas diagonais para a corda inferior da viga principal sem interferir na viga contínua.

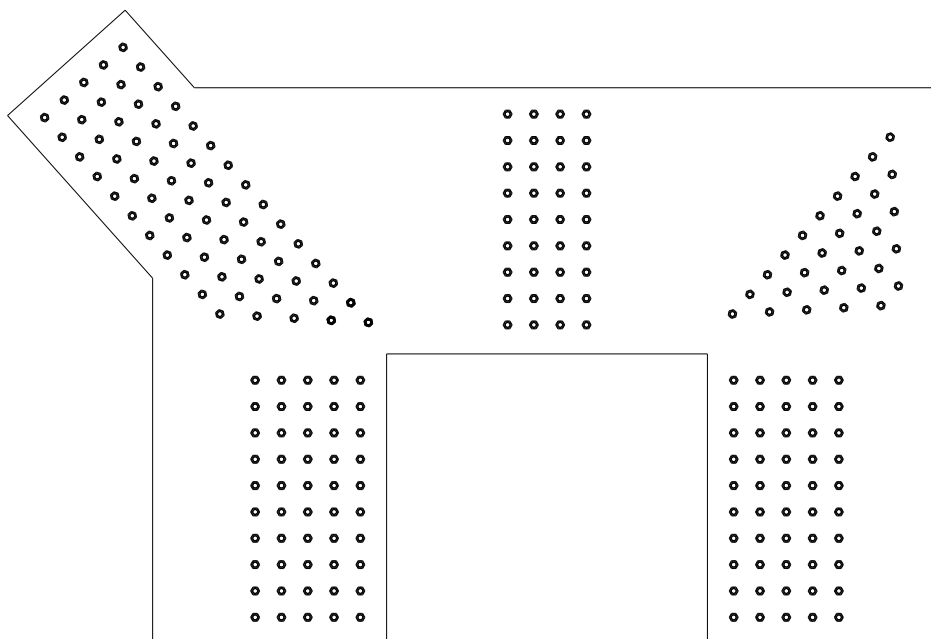


Figura 4.38 - Esquema para chapa de ligação entre diagonais e corda inferior

Em toda a estrutura encontram-se quatro ligações deste tipo. Todas elas têm um processo de dimensionamento igual ao que foi aqui apresentado.

As ligações são um aspeto muito importante num projeto. Ao contrário do que se fez neste trabalho, se as ligações fossem pensadas antes do cálculo estrutural, evitavam-se situações semelhantes à descrita anteriormente.

Neste caso em particular, o cruzamento das vigas poderia ter sido solucionado, com a alteração da cota de uma das vigas principais. Ou seja, se uma das vigas fosse elevada 1 m as cordas inferiores e superiores não se intersectavam.

5. Conclusões

O principal objetivo deste trabalho baseou-se no estudo duma estrutura em madeira para as bancadas do estádio de futebol Marcolino de Castro.

De acordo com a revisão bibliográfica pode concluir-se que o material estrutural em estudo, a madeira, desde sempre foi utilizado na construção, tendo havido um decréscimo devido ao aparecimento de materiais mais recentes no meio, como o betão e o aço. A evolução tecnológica permitiu trabalhar melhor a madeira, tornando-a mais resistente, de maneira a torná-la mais competitiva em relação a outros materiais de construção. Essa evolução permitiu criar vigas lameladas coladas e outros derivados da madeira, como por exemplo vigas em “I”.

A geometria da cobertura foi determinada através dum exemplo de método computacional. Este exemplo consiste na modelação numérica da estrutura num *software*, seguido da deformação da estrutura até esta apresentar obter esforços de flexão reduzidos. Com este exemplo pode concluir-se que a deformação da estrutura vai diminuindo à medida que os nós se vão aproximando da geometria final.

A escolha do revestimento teve como ação de carga principal a ação do vento. Após definidos os coeficientes de pressão, estudaram-se três alternativas possíveis para o revestimento da estrutura. A alternativa escolhida consiste na aplicação de madres (vigas em “I”) para resistir às ações provocadas pelo vento, que lhe são transmitidas pelo soalho que tem que resistir apenas a um vão de 1,20 m.

Durante o cálculo estrutural, uma preocupação esteve sempre presente. A corda inferior da viga principal não podia ser solicitada a esforços de compressão. Caso contrário seria necessário pré-esforçar a mesma. Na escolha do revestimento também foi considerado esse efeito. A libertação do apoio na direção y também facilitou a eliminação de esforços de compressão na corda inferior da viga principal.

O dimensionamento da cobertura em madeira foi realizado de acordo com os critérios propostos no EC5. As definições das bases para o projeto tiveram em conta a localização da estrutura, as cargas a que estava solicitada e a classe de resistência da madeira adotada. Todos os elementos da estrutura são constituídos por madeira lamelada colada de classe de resistência GL36h, exceto as madres que adotam vigas em “I”.

Toda a estrutura foi verificada à tração, compressão, flexão desviada, flexão composta e à encurvadura. A corda inferior da viga principal não verifica a flexão composta à tração. Seria necessário aumentar a seção transversal do elemento. Todos os outros elementos apresentam a resistência necessária para suportar os esforços a que a estrutura é solicitada.

Todas as verificações das ligações foram realizadas de acordo com a regulamentação adequada, o EC5 para ligações em madeira, e o EC3 para as ligações com recurso a chapas.

Na ligação de cruzamento das vigas principais, interrompe-se a viga que apresenta menos esforços no nó. A transferência de esforços tem que ser assegurada com recurso a chapas metálicas e a elementos auxiliares que se introduzem entre as cordas. Ainda na mesma ligação tem que se assegurar a transferência de esforços entre os elementos diagonais e as cordas. Neste trabalho não se desenvolveu essa ligação.

Neste trabalho considera-se que os objetivos propostos inicialmente foram cumpridos, apesar de detetadas algumas incorreções que foram expostas.

Referências Bibliográficas

- Almeida, F. (2012). *A Madeira Como Material Estrutural - Projeto Da Estrutura De um Edifício*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Carvalho, A. (1996). *Madeiras Portuguesas Vol. I*. Instituto Florestal, Lisboa.
- Carvalho, A. (1997). *Madeiras Portuguesas Vol.II*. Instituto Florestal, Lisboa.
- Correia, E. (2006). *Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Coutinho, J. (1999). *Madeiras*. Notas de Apoio à Disciplina de Materiais de construção I. FEUP.
- EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, CEN (Comité Europeu de Normalização).
- EN338, Structural timber - Strength classes. CEN, 2009.
- Faria, A., & Negrão, J. (2009). *Projeto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas.
- Júnior, J. (2006) *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Ledesma, M. (2010). *Modelação e Monitorização do Comportamento Dinâmico da Cobertura do Pavilhão Atlântico*. Dissertação de Mestrado. IST
- Kuklík, P. (2008). *History of Timber Structures*. Article in Handbook 1. Timber Structures, Leonardo da Vinci Pilot Projects, Czech Technical University in Prague (República Checa). p.1-14.
- Martins, T. (2010). *Dimensionamento de Estruturas em Madeira -Coberturas e Pavimentos*. Dissertação de Mestrado, IST.
- Nielsen, L. (1996). 'Lifetime and Residual Strength of Wood Subjected to Static and Variable Load - Part I+II'. Holz als Roh - und Werkstoff 58. Springer.
- NP EN 1990. (2009). *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.

NP EN 1991-1-4. (2010). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento*, Instituto Português da Qualidade. Lisboa.

NP EN 1993-1-8. (2010). *Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço Parte 1-8: Projeto de ligações*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.

Oliveira, E., & Galhano, F. (2007). *Construções Primitivas em Portugal*. Publicações Dom Quixote.

Sardinha, A. (1988). a madeira. *Ciência e Tecnologia dos Materiais*, UTAD, Vila-Real.

Toussaint, M. (2007). A Design Tool for Timber Gridshells, Dissertação de Mestrado. TUDelft.

Anexos

A1 Peças Desenhadas