

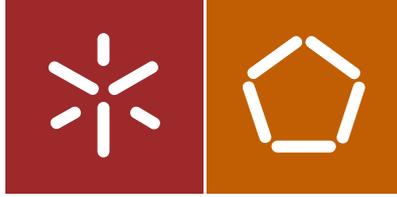


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Maria João Mendes da Costa

Pontes Rodoviárias em Madeira.
Estudo comparativo de tabuleiros comuns

Maria João Mendes da Costa
Pontes Rodoviárias em Madeira.
Estudo comparativo de tabuleiros comuns



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Maria João Mendes da Costa

Pontes Rodoviárias em Madeira.
Estudo comparativo de tabuleiros comuns

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Jorge Manuel Branco

DECLARAÇÃO

Nome:

Maria João Mendes da Costa

Endereço eletrónico: mariajoacosta91@gmail.com

Telemóvel: 00 351 913 273 602

Número do Bilhete de Identidade: 140 309 41

Título da dissertação:

Pontes Rodoviárias em Madeira. Estudo comparativo de tabuleiros comuns.

Orientador:

Jorge Manuel Gonçalves Branco

Ano de conclusão: 2017

Designação do Mestrado:

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nos exemplares das teses de doutoramento ou de mestrado ou de outros trabalhos entregues para prestação de provas públicas nas universidades ou outros estabelecimentos de ensino, e dos quais é obrigatoriamente enviado um exemplar para depósito legal na Biblioteca Nacional e, pelo menos outro para a biblioteca da universidade respetiva, deve constar uma das seguintes declarações:

1. É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA DISSERTAÇÃO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;
2. É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO PARCIAL DESTA DISSERTAÇÃO (indicar, caso tal seja necessário, nº máximo de páginas, ilustrações, gráficos, etc.), APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;
3. DE ACORDO COM A LEGISLAÇÃO EM VIGOR, NÃO É PERMITIDA A REPRODUÇÃO DE QUALQUER PARTE DESTA TESE/TRABALHO

Universidade do Minho, segunda-feira, 25 de setembro de 2017

Assinatura:

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a contribuição, motivação e inspiração de diversas pessoas. Gostaria de referir o meu agradecimento a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para que esta tarefa se tornasse uma possível.

Agradeço ao meu orientador, o Professor Doutor Jorge Manuel Branco pela aprendizagem, incentivo, crítica e disponibilidade durante todo o processo de orientação desta dissertação.

Agradeço à minha família, especialmente aos meus pais pela ajuda, apoio, incentivo e grande paciência demonstrados durante todo o sempre.

Aos meus amigos (as) que tiveram sempre uma “palavra amiga”, aos meus colegas de mestrado, em especial ao Jorge Barros e Miguel Sá, por todo o apoio, incentivo e companheirismo durante todo o meu percurso académico, ao Filipe Matos por toda a sua disponibilidade, ajuda e paciência demonstrada.

Ao Xavier, não só pela companhia e ajuda na realização desta dissertação, mas também por ter tornado estes dias de trabalho mais agradáveis.

Agradeço também a todos os meus professores, presentes e passados, pelo ensino e ajuda prestada, gerando um grande interesse pessoal pela aquisição de novos conhecimentos.

O meu muito OBRIGADA!

RESUMO

A presente dissertação pretende idealizar uma possível execução de pontes rodoviárias em madeira ao apresentar alguns exemplos de soluções viáveis.

Numa primeira fase apresenta-se a evolução histórica da conceção de pontes, com principal foco nas pontes rodoviárias em madeira. De seguida, são descritos os principais sistemas estruturais, apresentando as suas características, vantagens e desvantagens, métodos de aplicação, entre outros aspetos fundamentais. É ainda apresentada uma abordagem todas as normas e recomendações a empregar no dimensionamento.

Perante as especificidades do material selecionado, apresenta-se um estudo sobre os aspetos e comportamentos funcionais da madeira e de alguns dos seus mais importantes derivados, como são a madeira lamelada colada (MLC) e a madeira lamelada colocada cruzada (MLCC).

Tendo a análise da durabilidade uma grande importância quando falamos em dimensionamento em madeira foi necessário incluir tópicos como a deterioração e preservação da madeira.

De seguida é exposto uma explicação sobre os critérios fundamentais no dimensionamento de estruturas em madeira, segundo o EC5, como verificações de segurança, flexão, corte e torção.

Na fase do estudo paramétrico, define-se secções e geometria dos elementos estruturais, sendo esses inseridos no software RFEM onde obtemos o cálculo de informações essenciais como a relação dos momentos fletores máximos, esforços transversos, deformações, rácios, entre outros. Uma vez calculadas as estruturas definidas, a fase final engloba a comparação entre as diferentes soluções encontradas e respetivas conclusões finais.

PALAVRAS-CHAVE

Madeira, Pontes Rodoviárias em madeira, Sistemas estruturais, Dimensionamento, Estudo paramétrico

ABSTRACT

The present dissertation intends to idealize a possible execution of road timber bridges by presenting some examples of viable solutions.

In a first phase the historical evolution of the design of bridges, with main focus in the timber bridges is presented. The main structural systems are described below, presenting their characteristics, advantages and disadvantages, methods of application, among other fundamental aspects. All the norms and recommendations to be used in design are also presented.

Due to the specificities of the selected material, a study is presented on the functional aspects and behavior of wood and some of its most important derivatives, such as glued laminated wood (MLC) and cross-laid laminated wood (MLCC).

Since the durability analysis is of great importance when we talk about wood design, it has been necessary to include topics such as the deterioration and preservation of wood.

The following is an explanation of the fundamental criteria for designing timber structures according to EC5, such as safety, bending, shear and torsion checks.

In the parametric study phase, sections and geometry of the structural elements are defined, and these are inserted in the RFEM software, where we obtain the calculation of essential information such as the relation of maximum bending moments, shear stresses, deformations, ratios, among others.

Once the defined structures are calculated, the final phase includes the comparison between the different solutions found and their final conclusions.

KEYWORDS

Timber, Timber Bridges, Structural systems, Design, Parametric study.

ÍNDICE

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice.....	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Tabelas.....	xv
Lista de Abreviaturas, Siglas e Acrónimos.....	xvii
Capítulo 1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Motivação.....	1
1.3 Objetivos.....	2
1.4 Organização da dissertação.....	2
Capítulo 2. Estado do conhecimento.....	5
2.1 Evolução histórica da construção de pontes.....	5
2.2 Evolução Histórica da Construção de Pontes em Madeira.....	11
2.3 Exemplos de Pontes Rodoviárias em Madeira.....	16
2.4 O Contexto Nacional.....	23
Capítulo 3. Sistemas estruturais e normas de projeto.....	27
3.1 Sistemas Estruturais em Viga.....	27
3.2 Sistemas Estruturais atirantados e suspensos.....	30
3.3 Sistemas Estruturais em arco.....	31
3.4 Tabuleiros de pontes em madeira.....	36
3.4.1 Tabuleiro de peças de madeira serrada.....	36
3.4.2 Tabuleiro em madeira lamelada colada.....	37
3.4.3 Tabuleiros em madeira lamelada pregada.....	38
3.4.4 Tabuleiros compostos por madeira-betão.....	38
3.5 Normas e recomendações de projeto.....	41
3.6 Estados Limite.....	43
3.7 Ações em Pontes Rodoviárias em Madeira.....	44
3.8 Combinação de Ações.....	52
3.9 Ação do Tráfego em Pontes Rodoviárias.....	44
3.9.1 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do RSA.....	45
3.9.2 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do EC1.....	48
Capítulo 4. Materiais e durabilidade.....	55
4.1 Características Gerais da Madeira.....	55
4.2 Classificação Estrutural da Madeira.....	56
4.3 Tipos de Madeira e Novas Soluções.....	58
4.3.1 Madeira Maciça.....	58
4.3.2 Madeira Lamelada Colada (MLC).....	60
4.3.3 Madeira Lamelada Colada Cruzada (MLCC).....	62
4.3.4 Madeira Micro-Laminada (MML).....	62
4.4 Deterioração da madeira.....	64
4.5 Preservação da madeira.....	65
Capítulo 5. Dimensionamento de elementos de madeira.....	67

5.1	Eurocódigo 5.....	67
5.2	Verificação de segurança.....	67
5.2.1	Variáveis de dimensionamento.....	68
5.2.2	Estados Limite de Utilização.....	69
5.2.3	Estados Limite de Deformação.....	70
5.2.4	Estados Limite Últimos.....	71
5.3	Flexão.....	71
5.3.1	Dimensionamento.....	71
5.3.2	Cálculo da tensão resistente.....	72
5.3.3	Capacidade resistente – Flexão Simples.....	73
5.3.4	Instabilidade lateral – torcional (Bambeamento).....	73
5.4	Corte.....	76
5.5	Torção.....	78
Capítulo 6.	Tabuleiros de pontes. Estudo Paramétrico.....	81
6.1	Caracterização dos Sistemas Estruturais em Viga.....	81
6.1.1	Secções e Geometria dos tabuleiros.....	82
6.1.2	Aplicação das respetivas cargas e determinação dos esforços atuantes.....	84
6.1.3	Sistema estrutural em viga - Diagramas e resultados dos diferentes vãos.....	85
6.1.4	Análise comparativa entre os diferentes vãos do sistema estrutural em viga.....	91
6.2	Caracterização dos Sistemas Estruturais em Arco.....	92
6.2.1	Secções e Geometria dos tabuleiros.....	92
6.2.2	Sistema estrutural em arco - Diagramas e resultados dos diferentes vãos.....	94
6.2.3	Análise comparativa entre os diferentes vãos do sistema estrutural em arco... ..	100
6.3	Análise comparativa entre diferentes sistemas estruturais de igual vão.....	101
Capítulo 7.	Conclusão finais e perspetivas de desenvolvimentos futuros.....	103
7.1	Conclusões Finais.....	103
7.2	Perspetivas de desenvolvimentos futuros.....	105
	Referências Bibliográficas.....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte sobre o Arroio - Walla em Dartmoor, Inglaterra. Fonte: http://www.itti.org.br/portal/oitti/equipe-tecnica/297-historia-das-pontes.html	6
Figura 2 - Ponte de Alcántra, Alcántra, Espanha Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/	7
Figura 3 - Ironbridge, Shropshire, Grã-Bretanha. Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/	8
Figura 4 - Ponte São Francisco, Califórnia. Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/	9
Figura 5 - Ponte Tacoma Narrows, Washington, EUA. Fonte: http://estruturandocivil.com.br/2016/08/16/causa-do-colapso-da-ponte-de-tacoma-narrows/ ..	9
Figura 6 - Ponte Akashi, Kaikyo no Japão. Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/	10
Figura 7 - Pons Suublicus 621 d.C. Fonte: http://roma-antiqua.strefa.pl/Pons%20Sublicius.html	11
Figura 8 - Caesar´s Bridge. Fonte: Handbook 1	11
Figura 9 - Ponte de madeira "Colossus of Fairmount". Fonte: https://en.wikipedia.org/wiki/Colossus_Bridge#/media/File:Upper_Ferry_Bridge_(cropped).jpg	13
Figura 10 - Quantidade de pontes de madeira na Finlândia (Finnish Transport Agency (2014) Fonte: Timber in Bridge Structures, Viktoria Detkin.....	14
Figura 11 - Pontes mistas madeira-betão. Fonte: A utilização de pontes mistas madeira-betão em Portugal.....	15
Figura 12 - Distribuição mundial de pontes madeira-betão. Fonte: Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal	15
Figura 13 - Ponte VIHANTASALMI, Mantyharju, Finlândia. Fonte: http://www.woodarchitecture.fi/projects/vihantasalmi-bridge	16
Figura 14 - Ponte VIHANTASALMI (parte inferior) Fonte: http://www.woodarchitecture.fi	17
Figura 15 - Ponte Rodoviária - SAN NICLA, Tschlin, Suíça. Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch	18
Figura 16 - Ponte SAN NICLA (tirantes aço) Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch	18
Figura 17 - Ponte Rodoviária - Cumpognabrucke, Tiefencastel, Suíça. Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436	19
Figura 18 - Ponte Cumpognabrucke. Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436 ...	19
Figura 19 - Ponte Cumpognabrucke (Arcos). Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436	19
Figura 20 - Ponte Rodoviária - VAL TGIPLAT, Suíça. Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/442	20
Figura 21 - Ponte Rodoviária - PRADELLA, Suíça. Fonte: http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/433	21
Figura 22 - Ponte Rodoviária Keystone Wye, Black Hills, Dakota do Sul. Fonte: https://www.google.pt/search?tbm=isch&q=%E2%80%93Keystone+Wye&hl=pt-PT&authuser=0#imgrc=3WJyu_4tIU_FuM	21

Figura 23 - Ponte Rodoviária Keystone Wye. Fonte: https://www.google.pt/search?tbm=isch&q=%E2%80%93+Keystone+Wye&hl=pt-PT&authuser=0#imgsrc=yrEbbSkjilZzqM:	22
Figura 24 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz	23
Figura 25 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz	24
Figura 26 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz	24
Figura 27 - Esquemas estáticos de pontes em vigas simplesmente apoiadas. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010)	28
Figura 28 - Esquema estático de uma ponte em viga contínua. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010).....	28
Figura 29 - Esquema estático de ponte em viga Gerber. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010)	29
Figura 30 - Sistema estrutural de uma ponte suspensa na presença de maciço de ancoragem. Fonte: C. Rente, “Análise geometricamente não linear estática e dinâmica de estruturas atirantadas”	30
Figura 31 - Sistema estrutural de uma ponte atirantada. Fonte: C. Rente, “Análise geometricamente não linear estática e dinâmica de estruturas atirantadas”	31
Figura 32 - Nomenclatura dos arcos. Fonte da figura: Freitas (1978)	32
Figura 33 - Arco triarticulado. Fonte: Fritz Leonhardt	32
Figura 34 - Arco de três rotulas. Fonte: http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/mec1/repositorio/2001-02/elementos_apoio/acetatos/aula13-impares.pdf	33
Figura 35 - Arco biarticulado. Fonte: Fritz Leonhardt.....	33
Figura 36 - Arco biengastados. Fonte: Fritz Leonhardt	33
Figura 37 - Arco atirantado. Fonte: Fritz Leonhardt	34
Figura 38 - Classificação da posição do tabuleiro em pontes em arco. Fonte da imagem: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira	35
Figura 39 - Tabuleiros transversal e longitudinal de peças de madeira serrada. Fonte: Calil Junior 2006.....	36
Figura 40 - Exemplos representativos de tabuleiros de madeira laminada colada. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira	37
Figura 41 - Tabuleiros de madeira lamelada pregada. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira.....	38
Figura 42 - Tabuleiros compostos por madeira-betão em vigas em T e em laje. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira	39
Figura 43 - Tabuleiro composto por madeira-betão. Fonte: http://www.ebah.com.br/content/ABAAAIVFIAJ/analise-pontes-madeira-protendidas	39
Figura 44 - Tabuleiros compostos de peças roliças de madeira e betão. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira.....	39
Figura 45 - Exemplo de um tabuleiro em MLC com aplicação do pré-esforço. Fonte: http://www.ebah.com.br/content/ABAAAIVGQAI/pontes-protendidas-eucalipto-citriodora?part=4	40
Figura 46 - Pré-esforço em tabuleiros em MLC. Fonte: http://www.scielo.br/img/revistas/ac/v17n2//1678-8621-ac-17-02-0221-gf01.jpg	40

Figura 47 - Veículo-tipo definido segundo o RSA: em planta (em cima) e em perfil longitudinal (em baixo) num tabuleiro simplesmente apoiado. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014	45
Figura 48 – Representação de cargas uniformemente distribuídas e sobrecarga faca, segundo o RSA, em perfil longitudinal sobre um tabuleiro simplesmente apoiado. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014	45
Figura 49 - Representação da carga uniformemente distribuída mais sobrecarga faca. Fonte: ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES DE BETÃO ARMADO	46
Figura 50 - Distribuição das sobrecargas em passeios segundo RSA. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014	47
Figura 51 – Esquema representativo da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do RSA. Fonte: Dimensionamento de Pontes Rodoviárias de Betão Armado e Pré-Esforçado	47
Figura 52 - Modelo principal proposto pelo EC1: “LM1” (Load Model 1). Fonte: ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES DE BETÃO ARMADO	48
Figura 53 - Modelo (LM1) proposto pelo EC1. Dimensões e geometria dos veículos-tipo (dimensões em metros lineares). Fonte: EN 1991-2 “Traffic Loads on Bridges”.	50
Figura 54 - Coeficientes de ajuste relativos ao LM1. Fonte: EN 1991-2 “Traffic Loads on Bridges”.	50
Figura 55 – Valores característico da sobrecarga dos passeios. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014	51
Figura 56 – Esquema representativo da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 – LM1. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014	51
Figura 57 – Lenho das folhosas. Fonte: Dimensionamento de Estruturas de Madeira.....	55
Figura 58 - Lenhas resinosas. Fonte: Dimensionamento de Estruturas de Madeira	55
Figura 59 - Madeira Maciça (peças roliças). Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira.....	59
Figura 60 - GLT Glued Laminated Timber. Fonte: https://istoeengenharia.files.wordpress.com	61
Figura 61 - Madeira Laminada Cruzada (MLC) Fonte: http://atelieradstudio.wixsite.com	62
Figura 62 – Laminated Veneer Lumber (LVL). Fonte: http://www.ufpi.com/en/products/lvl.aspx	63
Figura 63 - Esquemática das componentes da deformação. Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada	70
Figura 65 - Tensões tangenciais nos elementos de madeira. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM	76
Figura 66 - Tensões tangenciais de corte e deslizamento. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM	76
Figura 67 - Redução do esforço transversal, de acordo com a linha de influência modificada. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM	77
Figura 68 - Secções e geometria dos tabuleiros A.1, A.2, e A.3.....	82
Figura 69 - Solução adotada para dimensionamento dos tabuleiros A.1, A.2, e A.3.	82
Figura 70 - Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 – LM1.	84
Figura 71 - Representação da viga mais solicitada em A.1	85
Figura 72 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.1.....	86
Figura 73 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em A.1.	86
Figura 74 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.1.	86

Figura 75 - Representação da viga mais solicitada em A.2.....	87
Figura 76 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.2.....	88
Figura 77 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em A.2.....	88
Figura 78 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.2.....	88
Figura 79 - Representação da viga mais solicitada em A.3.....	89
Figura 80 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em A.3.....	90
Figura 81 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.3.....	90
Figura 82 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.3.....	90
Figura 83 - Secções e geometria dos tabuleiros B.1, B.2, e B.3.....	93
Figura 84 - Representação da viga mais solicitada em B.1.....	94
Figura 86 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em B.1.....	95
Figura 85 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em B.1.....	95
Figura 87 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em B.1.....	95
Figura 88 - Representação da viga mais solicitada em B.2.....	96
Figura 89 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em B.2.....	97
Figura 90 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em B.2.....	97
Figura 91 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em B.2.....	97
Figura 92 - Representação da viga mais solicitada em B.3.....	98
Figura 95 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em B.3.....	99
Figura 94 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em B.3.....	99
Figura 93 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em B.3.....	99

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico dos materiais	44
Tabela 2 - Valores dos coeficientes de segurança segundo o EC0 e EC1	52
Tabela 3 - Valores característicos das cargas descritas no modelo proposto pelo RSA	46
Tabela 4 - Valores característicos das cargas associadas ao modelo proposto pelo EC1.	49
Tabela 5 - Características de alguns exemplos de madeira maciça. Fonte: Dimensionamento de Estruturas Madeira	58
Tabela 6 - Classes de duração das cargas e respetivos fatores k_{mod} . Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada.....	68
Tabela 7 - Limites máximos de deformações segundo o EC 5. Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada	70
Tabela 8 - Informações relativas às secções dos tabuleiros em estudo.....	83
Tabela 9 - Análise comparativa entre diferentes vãos	91
Tabela 10 - Informações relativas às secções dos tabuleiros em estudo.....	93
Tabela 11 - Análise comparativa entre diferentes vãos	100
Tabela 12 - Análise comparativa entre sistemas estruturais diferentes com o mesmo vão	101

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC5	Eurocódigo 5
CLT	Cross Laminated Timber
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
GLT	Glued Laminated Timber
LVL	Laminated Venner Lumber
LM1	Modelo de Sobrecarga 1
LM2	Modelo de Sobrecarga 2
LM3	Modelo de Sobrecarga 3
LM4	Modelo de Sobrecarga 4
MLC	Madeira Lamelada Colada
MLCC	Madeira Lamelada Colada Cruzada
MML	Madeira Micro Laminada
RSA	Regulamento de Segurança e Ações

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Nos primórdios da construção a madeira surgiu como principal material construtivo, originando as primeiras pontes primitivas através de estruturas simples.

Com o passar dos tempos as técnicas sobre a projeção de pontes foram evoluindo e consequente aumento da construção, embora grande parte delas tenham sido destruídas ou parcialmente destruídas por catástrofes naturais.

No entanto, algumas dessas pontes resistiram e graças à sua complexidade estrutural, e recorrendo a manutenção/reabilitação ainda podem ser encontradas na atualidade.

Em Portugal os materiais potenciadores da construção são o betão e o aço, enquanto a construção em madeira sofreu um decréscimo acentuado quando comparada com outros países, como por exemplo, os países nórdicos e a Suíça, em que a construção em madeira não sofreu grande oscilações com o decorrer dos anos. Em Portugal a carência de estruturas de madeira, é bastante evidente, não só especificamente nas pontes rodoviárias como de outros sistemas construtivos.

Porquê não construir em madeira, uma vez que já se construiu no passado? Porquê não construir em madeira em Portugal se outros países o fazem com maior frequência? Uma vez que a atual sociedade apresenta grande consciência por questões ambientais, porquê não dar mais ênfase a materiais ecológicos e naturais como a madeira?

A presente dissertação pretende procurar algumas respostas para as questões colocadas, abordando a importância da escolha adequada para o sistema estrutural, através de comparações entre eles, e analisar os benefícios que as novas soluções dos derivados de madeira têm para oferecer e potenciar a construção.

1.2 Motivação

A escolha do tema da presente dissertação resulta do fascínio pessoal pelas obras de arte de Engenharia de Civil (Pontes) e da abordagem da madeira, um material natural, ecológico e renovável em grande projeção na Europa e em Portugal. De salientar o facto de alguns novos derivados da madeira, como é exemplo a MLC (madeira lamelada colada) e MLCC (madeira lamelada colada cruzada), têm vindo a contribuir favoravelmente para o crescimento sustentável do número de construções em madeira.

A carência de exemplos de pontes rodoviárias em madeira a nível nacional foi decisiva, na medida que é objetivo contribuir para preencher este défice de informação. Com este trabalho pretende-se aumentar a projeção das estruturas de madeira, fornecendo informação técnica para possíveis conceções e projeto de pontes rodoviárias utilizando madeira e seus derivados.

1.3 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação é potenciar o uso de estruturas em madeira, fornecendo informação técnica para possíveis conceções e projeto de pontes rodoviárias utilizando madeira e seus derivados.

Para que a informação disponibilizada seja credível é necessário efetuar uma análise detalhada de elementos fundamentais. Assim a dissertação apresenta também como objetivos o estudo das diferentes tipologias estruturais existentes, da durabilidade, e respetivas características de forma a selecionar a mais eficiente. O estudo da madeira e novas soluções, e seu comportamento estrutural de forma a promover as suas potencialidades. Todas as normas e critérios essenciais ao dimensionamento em madeira segundo o Eurocodigo 5 (EC5). A tipologias adotadas serão dimensionadas utilizando o software RFEM, com o objetivo de obter todos os resultados implícitos no dimensionamento e respetivas comparações.

1.4 Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada de forma clara e objetiva, de forma a potenciar uma possível leitura da mesma.

O capítulo 1, Introdução, engloba uma introdução ao tema em estudo, incluindo o enquadramento, motivação e os objetivos a atingir com a realização da dissertação.

O capítulo 2, Estado do conhecimento, é um capítulo reservado para uma apresentação sobre a evolução históricas das diferentes tipologias de pontes e diferentes materiais, dando uma maior importância ao material abordado no tema da dissertação, a madeira. Neste capítulo é possível também analisar alguns exemplos de pontes rodoviárias existente por todo o mundo, e também a nível nacional.

O capítulo 3, Sistemas estruturais e normas de projeto, inclui a referência a diferentes esquemas estruturais, demonstrando as suas principais características. Este capítulo é dividido por sistemas estruturais em viga, atirantadas e em arco. De seguida, são apresentados alguns tipos de tabuleiros mais frequentes na construção de pontes.

Este capítulo exhibe também as normas e recomendações a serem utilizadas ao longo do presente estudo, bem como os estados limite a cumprir, ações rodoviárias e as respetivas combinações de ações. São ainda apresentados os diferentes modelos de sobrecarga a aplicar na estrutura, distinguindo o RSA do EC1.

O próximo capítulo, capítulo 4, relativo a materiais e durabilidade, engloba uma introdução resumida das características da madeira, a sua classificação estrutural e alguns exemplos de novos materiais, bem como as suas características específicas. Neste capítulo abordou-se também questões relacionadas com a deterioração e preservação da madeira.

O capítulo 5, dimensionamento de elementos de madeira, inclui uma explicação na ótica do dimensionamento em madeira, abordando tópicos bastante importantes como a verificação de segurança da estrutura, flexão, corte e torção.

O capítulo 6 é caracterizado pelo estudo paramétricos das soluções adotadas para comparação dos tabuleiros de pontes. Neste capítulo teremos a disponibilidade de descrever/analisar informações como a geometria das pontes, a aplicação das respetivas cargas, definição das

regiões mais solicitadas de cada tabuleiro, diagramas de momentos, esforço transversal e deformações máximas e uma análise comparativa no final de cada tipologia. O capítulo 7 está reservado para as conclusões finais e perspectivas de desenvolvimentos futuros, do tema abordado ao longo da dissertação.

Capítulo 2. ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 Evolução histórica da construção de pontes

As primeiras pontes surgiram de forma natural pela queda de árvores, e outros materiais de origem natural nos rios, promovendo assim a resolução de alguns obstáculos na evolução do Homem quanto à busca de bens essenciais (alimento e/ou abrigo).

Nos tempos correntes são elementos fundamentais de vias de comunicação que permitem a interligação de civilizações/locais não acessíveis separados por vales, rios e outras obstruções naturais ou artificiais.

Estas podem ser distinguidas entre ponte, estrutura que atravessa uma linha de água, onde estas possuem um cálculo da altura do tabuleiro de forma a possibilitar a passagem de embarcações com segurança.

Quando construídas sobre um meio seco, denominam-se viadutos, promovendo estes o atravessamento de vias rodoviárias, ferroviárias ou zonas de terreno. Estes são muito frequentes em grandes metrópoles, sendo o tráfego de veículos intenso, podendo este não ser interrompido. Em cidades que detêm muitos acidentes geográficos, o viaduto serve para ligar pontos mais altos de uma determinada região.

Os viadutos podem ser classificados como uma passagem superior, que remete para um atravessamento superior a uma via de comunicação importante. E por passagem inferior, sugerindo esta o atravessamento inferior a uma via de comunicação importante.

De acordo com Marchetti a execução de uma ponte apresenta requisitos como a sua funcionalidade, que deverá satisfazer as exigências de tráfego. Segurança, a ponte deve possuir materiais solicitados por esforços que provoquem tensões menores que as admissíveis que possam provocar rutura. A sua estética deve ser agradável e harmoniosa com o ambiente em que a ponte está inserida. Quanto à economia, é fundamental a realização de um estudo comparativo de diversas soluções, optando pela mais económica. A durabilidade deve atender às exigências de utilização durante o período de vida previsto (Marchetti, 2013).

Como todo o tipo de construções, a evolução da construção de pontes é evidenciada com o melhoramento das técnicas utilizadas, introdução de novos materiais, bem como a interação com diferentes materiais.

Segundo Freitas (1978) “ponte” é uma obra destinada a manter a continuidade de uma via de comunicação qualquer, vencendo um obstáculo natural ou artificial, com a característica de não interromper totalmente esse obstáculo.

Para Soriano e Mascia (2008), as pontes podem ser definidas como obras de arte destinadas à transposição de obstáculos naturais ou não, visando à locomoção de veículos diversos e pedestres com segurança e conforto (Soriano & Mascia, 2008).

As primeiras pontes estão associadas, como por exemplo, a queda de árvores sobre os rios, conseqüentemente formando as pontes de troncos, pedras e cipós. A título de exemplo dessas mesmas, ponte para peões sobre o Kotmale no Sri Lanka e a ponte sobre o Arroio – Walla em Dartmoor, Inglaterra.



Figura 1 - Ponte sobre o Arroio - Walla em Dartmoor, Inglaterra. Fonte: <http://www.itti.org.br/portal/oitti/equipe-tecnica/297-historia-das-pontes.html>

Com o passar dos tempos, cerca de 4000 a.C. na Mesopotâmia, implantaram-se as primeiras pontes, nomeadamente a Ponte Sublicus sobre o Tibre, sendo a sua construção integralmente em madeira.

O Homem descobriu o arco ao mesmo tempo que a roda, no ano 3500 a.C. os Sumérios colocavam as pedras na forma de um arco para trabalhar à compressão em vez de à flexão como nas vigas. Os Etruscos foram os primeiros a usar abóbadas na Europa a meados de 800 a.C. para construir coberturas de galerias e pontes.

Com a chegada da Era Romana, surgiram assim as primeiras pontes em arco, sendo a ponte mais antiga, a ponte Arcádico na Grécia. Com a melhoria das técnicas surgiram assim os arcos aperfeiçoados, e o início do uso do cimento na construção. Mais tarde, com o final da Era Romana, a tecnologia do cimento foi substituída pela utilização de pontes em tijolo e argamassa.

Como exemplo, a construção da ponte romana em 104 d. c sobre o rio Tejo, a ponte de Alcântara situada em Alcântara, Espanha, sustenta seis arcos, possui um comprimento total de 194 metros e 10 metros de altura.



*Figura 2 - Ponte de Alcântra, Alcântra, Espanha Fonte:
https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/*

A Idade Média (500 d.C.) ficou assinalada pela diversificação dos arcos, semicircunferências, arco ogival, sendo estes últimos mais elegantes, seguros e fáceis de construir, execução de estruturas com menos pilares, introdução dos arcos Góticos, e pela introdução da construção de pontes cobertas. É também nesta época que surgem pontes com diferentes finalidades, como militares, comerciais e residenciais.

Com o aumento do fluxo de pessoas e transportes, a necessidade de promover a deslocação transpôs numa nova evolução dos sistemas estruturais. Desse modo durante a Renascença, surgiram os novos projetos de pontes de treliça. A forma dos arcos e dos pilares modificou-se no sentido de aumentar os vãos para criar um aspecto visual mais leve e agradável.

Com o Renascentismo inaugurou-se a utilização do ferro fundido como material de construção, sendo a Ironbridge a primeira ponte em ferro fundido localizada em Shropshire, Grã-Bretanha no século XVI.



Figura 3 – Ironbridge, Shropshire, Grã-Bretanha. Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/

Com as novas técnicas de construção, nomeadamente pontes mais largas, o ferro não possuía a resistência suficiente para suportar grandes cargas dinâmicas. Com o advento da Revolução Industrial em meados do século XIX e para contornar essa questão estrutural, foram desenvolvidos novos métodos de fabrico do aço, proporcionando assim um material com características mecânicas melhoradas, permitindo a construção de pontes aptas para combater as novas necessidades impostas pela evolução do Homem.

Com o desenvolvimento dos caminhos-de-ferro e das comunicações, a necessidade de pontes aumentou significativamente. Com o aço era agora possível atingir vãos maiores, surgindo assim a construção em arco, vigas reticuladas e suspensão.

A Tower Bridge, ponte sobre o rio Tâmisa em Londres, inaugurada em 1894 é um dos grandes exemplos da construção desta época, sendo atualmente um excelente ponto turístico. A ponte suspensa Golden Gate Bridge (Figura 4), São Francisco, Califórnia, 1937 e em Portugal, a Ponte 25 abril em Lisboa construída em 1966.



Figura 4 - Ponte São Francisco, Califórnia. Fonte: https://prezi.com/pe8hi_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/

Com a construção das pontes suspensas e consequente aumento dos vãos, surgiram também preocupações relativas ao estudo de problemas originados pelo vento nas estruturas. A ponte Tacoma Narrows (Figura 5) localizada em Washington, EUA, 1940, possuía um vão de 1646 metros, não suportou a oscilação gerada pelo vento, provocando estes danos significativos.

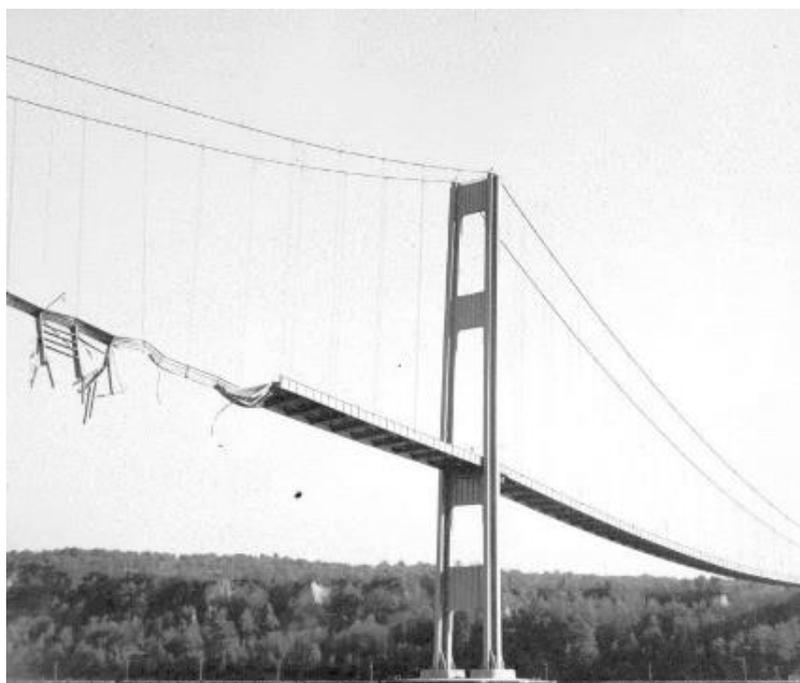


Figura 5 - Ponte Tacoma Narrows, Washington, EUA. Fonte: <http://estruturandocivil.com.br/2016/08/16/causa-do-colapso-da-ponte-de-tacoma-narrows/>

O princípio do século XX é caracterizado por um desenvolvimento extraordinário na utilização e compreensão do funcionamento e possibilidades do betão armado. Este material proporcionou a introdução de melhorias nas técnicas construtivas, sendo este material pouco influenciado pelas cargas variáveis, aumentando assim a estabilidade das estruturas e superando vãos superiores. Na atualidade surgiram assim pontes como a ponte Akashi – Kaikyo no Japão em 1998, apresentando esta um vão principal de 1991 metros.



Figura 6 - Ponte Akashi, Kaikyo no Japão. Fonte: https://prezi.com/pe8hj_q4g5z6/evolucao-historica-das-pontes/

2.2 Evolução Histórica da Construção de Pontes em Madeira

As pontes primitivas de madeira foram construídas através de estruturas simples com a largura de troncos das árvores, vegetação torcida ou trançada em suspensão. Com a evolução dos tempos, as primeiras pontes de madeira documentadas surgiram atravessando o Nilo em 4000 a.C na Mesopotâmia e no Egito, e 500 d. C na Pérsia e Grécia onde a sua forma e sistema estrutural estavam adaptados aos recursos e conhecimentos limitados dos construtores.

A primeira ponte Romana, “Pons Sublicus” construída em 621 d.C. atravessa o Rio Tibre em Roma, Itália, sendo que o termo “Sublicus” (assentada em estacas) traduz que a ponte estava apoiada sobre estacas pontudas enfiadas no leito do rio. A ponte Trajans sobre o Danúbio, a ponte Caesars sobre o rio Reno, os vãos da ponte Brenta em Itália, também são exemplos desse tipo de construções.



Figura 7 - Pons Suublicus 621 d.C. Fonte: <http://roma-antiqua.strefa.pl/Pons%20Sublicius.html>

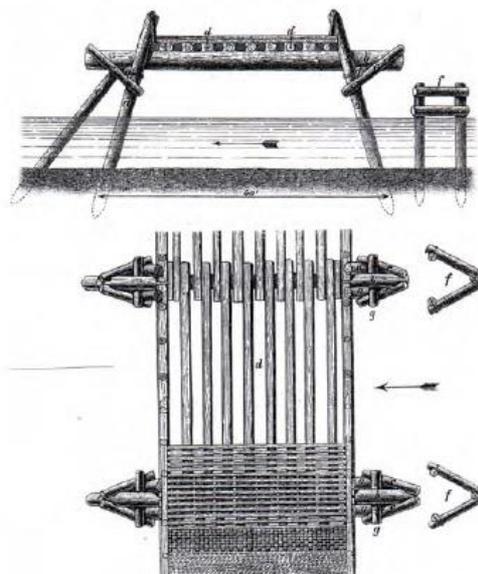


Figura 8 – Caesar 's Bridge. Fonte: Handbook 1

Com o declínio do Império Romano os sistemas rodoviários atravessaram por situações problemáticas devido à falta de manutenção. E com o abandono desta arte construtiva, assistiu-se a uma grande perda de conhecimento. Em consequência, foram introduzidas técnicas de construções mais simples, recorrendo a materiais mais fáceis de trabalhar, requerendo mão-de-obra menos especializada, mas que apresentam características mecânicas inferiores e com menor durabilidade.

Com a chegada da Idade Média, a evolução e a durabilidade do sistema rodoviário tornaram-se aspetos importantes no desenvolvimento das pontes em madeira, surgindo assim novos conceitos para na construção.

Com o objetivo de contornar algumas das dificuldades impostas pelas condições atmosféricas foi introduzido o conceito de cobrir a ponte. Assim surgiram as pontes cobertas em madeira (ver Figura 9).

O seu sistema estrutural, nomeadamente a introdução do telhado no topo, tem a função protetora da parte interior da estrutura, aumentando significativamente o seu tempo de vida. Outra consequência da preocupação com a preservação das estruturas da ponte levou ao recurso de pilares de pedra para assim evitar o contacto dos elementos de madeira com o terreno, fonte de humidade.

Uma das principais tecnologias associadas a esse tipo de pontes foi a introdução de vigas de madeira projetada no início do século XIII por Villard de Honnecourt.

O século XVI assinalou uma época relevante para o desenvolvimento das pontes com vigas de madeira, devido a livros de arquitetura sobre a referida tipologia de pontes, desenvolvidos por Palladio. Nessa época, carpinteiros experientes conseguiram desenvolver a ponte arqueada de madeira com mais de 16 metros atravessando os rios Schaffeusen, Rechanna e Wethington.

Em 1776 foi construído a ponte mais longa desse período, localizada em Szechuan, na Província da China. Essa ponte atingia os 200 metros e apresentava como material construtivo o bambu.

No século XIX o desenvolvimento na construção de pontes de madeira na América gerou bastante admiração os engenheiros Europeus. Um dos grandes exemplos é a ponte conhecida como “Colossus of Fairmount” sobre o rio Schylkill em 1812 na Filadelfia. A ponte ostentava na sua estrutura um simples arco com uma extensão de 340 pés, sendo essa a maior ponte sólida de madeira erguida. O “Colossus” era considerado uma das maravilhas do mundo, sendo esta destruída em setembro de 1838 pelo fogo (ver figura 9).



Figura 9 – Ponte de madeira "Colossus of Fairmount". Fonte: [https://en.wikipedia.org/wiki/Colossus_Bridge#/media/File:Upper_Ferry_Bridge_\(cropped\).jpg](https://en.wikipedia.org/wiki/Colossus_Bridge#/media/File:Upper_Ferry_Bridge_(cropped).jpg)

O avanço das tecnologias nem sempre foi benéfico para as construções em madeira. No final da década de 1700 e 1800 as pontes em ferro tornaram-se uma enorme concorrência para as pontes de madeira. A revolução industrial, com o desenvolvimento de produção industrial, proporcionou uma redução do custo do ferro relativamente à madeira.

A desflorestação também contribuiu para a redução da produção das pontes em madeira. Durante esse tempo a europa combatia sérios efeitos da desflorestação, como uma percentagem de 27% de terra sem florestação e os efeitos da erosão, questões ambientais que condicionaram a construção em madeira na europa.

Pontes em madeira na atualidade

Embora o número de pontes em madeira tenham sofrido uma significativa diminuição no início do século XX, nas últimas décadas, tem-se assistido a um renascer do interesse nas pontes de madeira. Fatores como a evolução de novos materiais e técnicas, melhor conhecimento sobre as características da madeira, melhoria nos métodos de tratamento de conservação para a resistência á decomposição, desenvolvimento dos sistemas estruturais, avanços nos projetos de pontes em madeira, foram determinantes neste regresso das estruturas de madeira.

Associado a essa evolução tecnológica, o fator ambiental, sendo a madeira um material ecológico e renovável, tem sido um grande impulsionador da construção de madeira. Também o seu valor estético tem proporcionado uma atração especial por parte dos arquitetos e projetistas para as estruturas em madeira.

Atualmente, a utilização de novos materiais derivados da madeira, como são exemplos a madeira lamelada colada (MLC), a madeira lamelada colada cruzada (MLCC), madeira microlaminada (LVL), possibilitou a construção de pontes com maiores dimensões, novos sistemas estruturais com comportamentos mais eficazes.

Em Portugal a taxa de construção de pontes em madeira é bastante reduzida, associada essencialmente à falta de conhecimento técnico sobre a conceção e construção utilizando a madeira como elemento estrutural. Atualmente, está a crescer o número de construções em

madeira, mas estas são na sua maioria destinadas a habitação, pavilhões desportivos, pontes pedonais e outras obras mais decorativas. Contudo, a utilização da madeira com características inadequadas, ausência de detalhes construtivos e aplicação de tratamento preservador, reduzidos programas de manutenção e inspeção, levaram à execução de estruturas de madeira com um desempenho inferior e exibindo períodos de vida curtos.

Internacionalmente a realidade é bastante distinta e a bibliografia existente de pontes em madeira sugere um lote variado desse tipo de obras de arte.

A nível europeu, essencialmente no caso dos países nórdicos e da Suíça, a aplicação da madeira como elemento estrutural têm vindo a crescer nas ultimas duas décadas, podendo-se encontrar estruturas com exigências construtivas bastante acentuadas, na sequência de obtenção de obras de arte arquitetonicamente e estruturalmente deslumbrantes.

De acordo com a Agência de Transportes finlandeses, em 2013 tinha 14 784 pontes, das quais 637 (4.4%) pontes em madeira (Figura 10).

Vehicle Bridges by Building Material

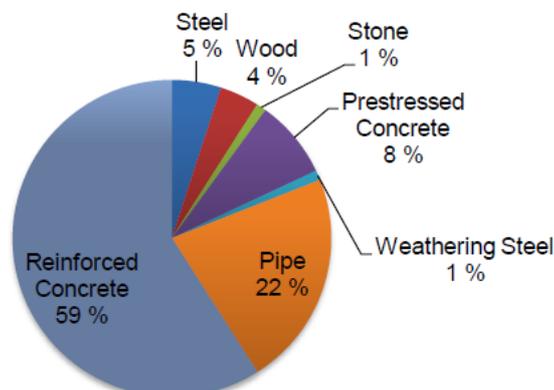


Figura 10 - Percentagem de pontes de madeira na Finlândia (Finnish Transport Agency (2014) Fonte: *Timber in Bridge Structures*, Viktoria Detkin.

A construção de pontes mistas madeira-betão também foi um importante fator na evolução da utilização da madeira como material estrutural.

O gráfico da Figura 11 mostra a distribuição por data sobre as construções de pontes mistas madeira-betão, salientando-se um aumento significativo a partir da década de 1990, onde 50% das pontes referenciadas foram construídas nos últimos onze anos.

Este aumento significativo está associado à evolução tecnológica relativa ao uso de novos materiais como por exemplo a MLC e a MLCC, novos e mais eficientes processos de ligação, tratamentos químicos dos materiais, e também às próprias características da madeira originando soluções construtivas mais ecológicas e sustentáveis.

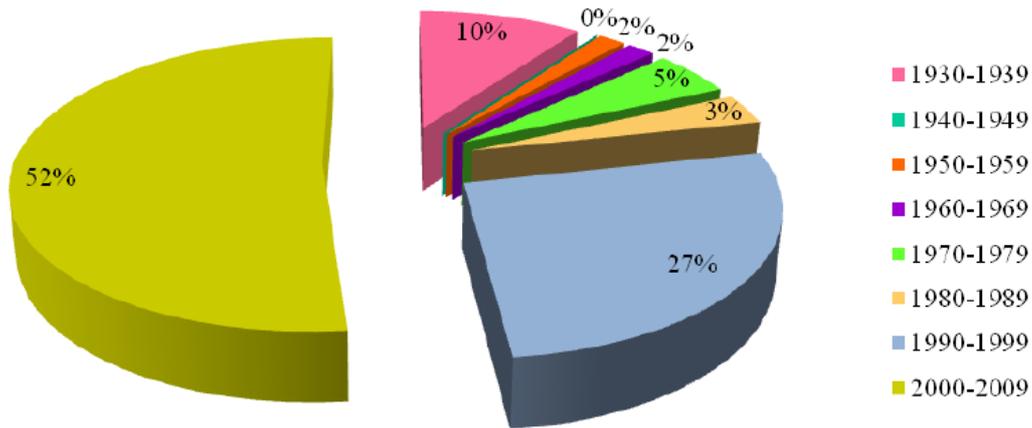


Figura 11 - Pontes mistas madeira-betão. Fonte: A utilização de pontes mistas madeira-betão em Portugal.

A Figura 12 mostra a distribuição mundial de pontes em madeira – betão. EUA, Austrália e Nova Zelândia, Brasil e Norte e Centro da Europa, constituem os locais de maior concentração desta tipologia de pontes, geralmente promovidas por autoridades públicas ou programas académicos. Na Europa, no geral, países nórdicos, Suíça e França, apresentam maior potencial para a construção de pontes em madeira-betão, onde os seus custos têm sido semelhantes às pontes tradicionais (betão e aço), sendo essas escolhidas por razões estéticas e ecológicas.

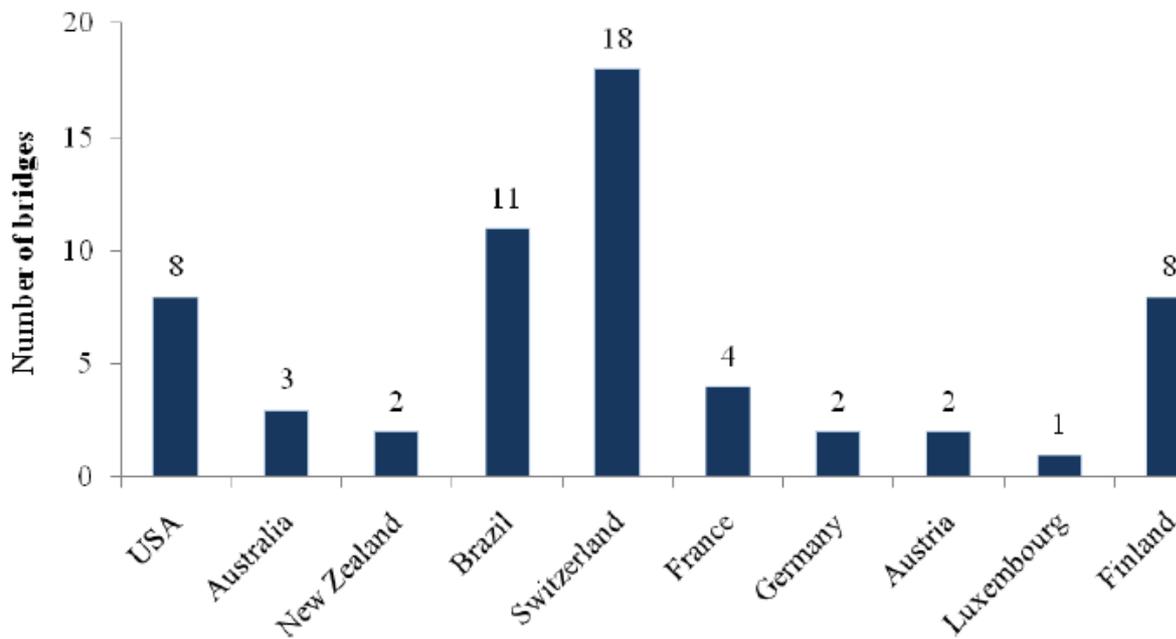


Figura 12 – Distribuição mundial de pontes madeira-betão. Fonte: Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal

2.3 Exemplos de Pontes Rodoviárias em Madeira

Nesta secção apresentam-se alguns exemplos de pontes rodoviárias em madeira, seleccionados por serem de certa forma os mais representativos dos diferentes sistemas estruturais possíveis com madeira, e utilizarem os principais desenvolvimentos técnicos e tecnológicos que a indústria da madeira sofreu.

Ponte Rodoviária - VIHANTASALMI, Mantyharju, Finlândia

Ano: 1999

Comprimento Total: 182m

Sistema Estrutural: Ponte atirantada apresentando os três vãos centrais em madeira lamelada colada sendo que os vãos extremos usam uma solução mista madeira-betão. Apresenta um comprimento total de 182 m (Figura 13) e uma distância debaixo do convés de 4 m (Figura 14).

Sistema Proteção: A estrutura apresenta-se recoberta com placas de madeira na sua totalidade.

O sistema estrutural da referida ponte baseou-se na construção de pontes tradicionais, sendo as suas dimensões o seu maior obstáculo, tornando-se assim uma construção exigente. Comparativamente com as pontes de madeira mais longas previamente construídas na Finlândia, a extensão da ponte é duas vezes maior.



Figura 13 - Ponte VIHANTASALMI, Mantyharju, Finlândia. Fonte: <http://www.woodarchitecture.fi/projects/vihantasalmi-bridge>



Figura 14 - Ponte VIHANTASALMI (parte inferior) Fonte: <http://www.woodarchitecture.fi>

Ponte Rodoviária - SAN NICLA, Tschlin, Suíça

Ano: 1993

Comprimento Total: 39 m

Sistema Estrutural: A ponte apresenta como sistema estrutural com dois arcos de madeira lamelada de secção variável, juntamente com um sistema de vigas de madeira lamelada, sustentadas por tirantes de aço.

Sistema de proteção: Estrutura revestida lateralmente por placas de madeira e na sua parte superior é composta por placas de cobre.



Figura 15 - Ponte Rodoviária - SAN NICLA, Tschlin, Suíça. Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch>



Figura 16 - Ponte SAN NICLA (tirantes aço) Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch>

Ponte Rodoviária – Cumpognabrucke, Tiefencastel, Suíça.

Ano: 1999

Comprimento Total: 30 m

Sistema Estrutural: Sistema estrutural composto por dois arcos duplos nas extremidades de madeira laminada e três arcos simples no centro de 20 m cada um. Estes suportam um tabuleiro de madeira revestido com betuminoso.

Sistema de proteção: A madeira constituinte dos arcos é o Lariço-Europeu (*Larix decidua*), que apresenta uma boa resistência. Além de que, os arcos encontram-se sob o deck, deixando parcialmente protegidos.



Figura 17 - Ponte Rodoviária – Cumpognabrucke, Tiefencastel, Suíça. Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436>



Figura 18 - Ponte Cumpognabrucke. Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436>



Figura 19 - Ponte Cumpognabrucke (Arcos). Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/436>

Ponte Rodoviária – VAL TGIPLAT, Suíça.

Ano: 1998

Largura Total: 26 e 36 m

Sistema Estrutural: Sistema estrutural composto por vigas de madeira laminada dispostas sucessivamente. As vigas apresentam uma largura variável, devido aos apoios não serem paralelos entre si. O seu tabuleiro possui camada de betuminoso como acabamento.

Sistema de proteção: A ponte apresenta uma camada asfáltica, protegendo o tabuleiro, e um revestimento lateral em madeira.

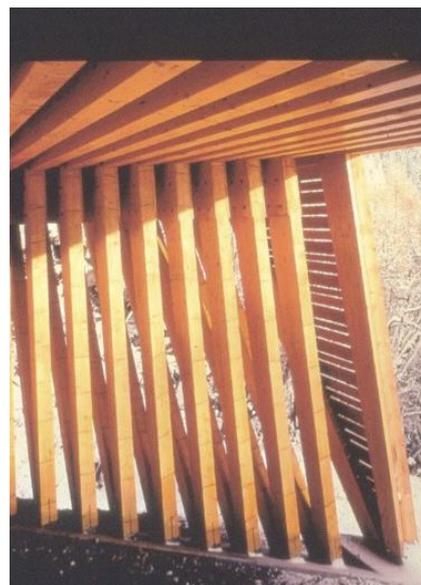


Figura 20 - Ponte Rodoviária – VAL TGIPLAT, Suíça. Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/442>

Ponte Rodoviária – PRADELLA, Suíça.

Ano: 1991

Comprimento Total: 85 m

Sistema Estrutural: A ponte possui um sistema estrutural composto por quatro vigas de madeira laminada colada dispostas em três tramos.

Sistema de proteção: A ponte detém uma camada betuminosa com função protetora do tabuleiro, e um revestimento lateral ventilado, ocultado a estrutura principal.

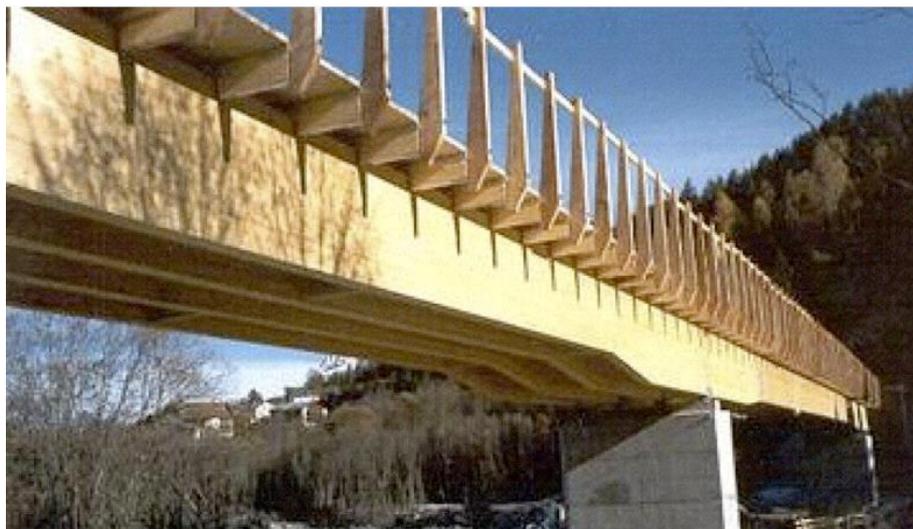


Figura 21 - Ponte Rodoviária – PRADELLA, Suíça. Fonte: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/433>

Ponte Rodoviária – Keystone Wye, Black Hills, Dakota do Sul.

Ano: 1968

Altura Total: 20 m (180 pés)

Vão: 47.20 m

Sistema Estrutural: A ponte alta é suportada por três arcos de madeira, constituída por seis peças separadas de madeira lamelada colada. Possui treliças de madeira com conectores em chapa estampada, traduzindo numa alta eficiência estrutural com grande flexibilidade arquitetónica.

Sistema de proteção: A ponte detém uma camada de betuminoso, aplicada mais tarde como função protetora do tabuleiro, e um gradeamento lateral.



Figura 22 - Ponte Rodoviária Keystone Wye, Black Hills, Dakota do Sul. Fonte: https://www.google.pt/search?tbm=isch&q=%E2%80%93Keystone+Wye&hl=pt-PT&authuser=0#imgrc=3WJyu_4tIU_FuM



Figura 23 - Ponte Rodoviária Keystone Wye. Fonte:
<https://www.google.pt/search?tbm=isch&q=%E2%80%93+Keystone+Wye&hl=pt-PT&authuser=0#imgrc=yrEbbSkjilZzqM>

2.4 O Contexto Nacional

Em Portugal a carência de construção de pontes em madeira é bastante acentuada, engloba apenas um único exemplo no território português devido a fatores como a falta de conhecimento técnico relativamente à construção de madeira, o mercado na atualidade é dominado pelos materiais tradicionais como o betão e o aço, falta de confiança na qualidade da madeira enquanto material estrutural, relativamente à sua durabilidade.

Historicamente, até ao final do século XVIII, a maioria das pontes portuguesas era construídas em pedra ou em madeira (Reis, 2002).

A construção em madeira apresenta algumas limitações, embora essas estejam a decrescer na consequência de alteração de mentalidades. Portugal têm vindo a investir na área de formação e investigação por parte dos engenheiros de estruturas no âmbito da madeira. As normas europeias, nomeadamente o Eurocódigo 5, constituíram valiosos auxílios à conceção, dimensionamento e verificação da segurança de estruturas de madeira.

Em Portugal existe um exemplo de pontes associado a uma construção mista madeira-betão, na Estrada Florestal n.º 1 que liga Quiaios à praia da Tocha, na Figueira da Foz, a ponte de Quiaios, sendo este tipo de pontes empregues em zonas florestais, uma vez que estabelecem harmonia com o meio envolvente.

A ponte de Quiaios, construída em 2005 pela parceria da Universidade de Coimbra e o Instituto Politécnico de Castelo Branco e as autoridades locais, apresenta um comprimento total de 15 metros e 5 metros de largura.

O sistema estrutural da ponte é constituído por betão e madeira, apresentando quatro vigas de madeira lamelada colada em dois suportes, da classe GL 28h com área de 18 metros cúbicos e tratamento da madeira CCA. (Figuras 24, 25 e 26). As ligações do sistema incluem barras de reforço inclinadas $\Phi 20mm$ a 45° e entalhes. O custo total da ponte é de cerca de 50.000 euros.



Figura 24 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: <http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz>



Figura 25 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: <http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz>



Figura 26 - Ponte Quiaios, Portugal. Fonte: <http://www.jular.pt/empresa/referencias/referencias-construcoes-especiais/ponte-quiaios-figueira-da-foz>

As pontes florestais são um ótimo exemplo da aplicação desta tipologia de estruturas em Portugal, uma vez que é um dos países europeus com maior percentagem de área florestal.

As pontes mistas madeira-betão são sugeridas para pontes de pequenos vão associadas a passagens superiores, pedonais ou rodoviárias.

A utilização de novos materiais como a madeira lamelada colada potenciou bastante a construção dessas estruturas, como por exemplo a adoção de soluções pré-fabricadas e de rápida execução, diminuindo estes transtornos causados aos utilizadores das vias sob as passagens superiores, estruturalmente mais eficientes e obtenção de soluções esteticamente mais agradáveis.

Capítulo 3. SISTEMAS ESTRUTURAIS E NORMAS DE PROJETO

A escolha do sistema estrutural para a construção de uma ponte não se trata de um método automático para obter uma eficiência estrutural, este está associado a inúmeros fatores como o local da construção, cargas sujeitas, tráfego, materiais, códigos ou recomendações de projeto, eficácia, adequação à função e melhor aproveitamento dos materiais, elegância da estrutura e a sua economia.

Das variedades de disposições possíveis para a configuração do sistema estrutural da ponte, podemos distinguir três famílias. Pontes de viga, onde um ponto de vista resistente, são pontes que empregam a flexão generalizada (flexão, corte, torção, etc.) como mecanismo para efetuar a transição de cargas. Pontes atirantadas e suspensas, que utilizam uma série de tirantes ou um cabo suspenso, ou o seu conjunto, como suporte principal do tabuleiro. Pontes em arco, que utilizam o arco como elemento fundamental de suporte do tabuleiro.

Em termos gerais, as pontes de madeira possuem os mesmos sistemas estruturais que os outros materiais, como por exemplo o aço e o betão.

3.1 Sistemas Estruturais em Viga

Ponte em viga foi o primeiro sistema estrutural, surgindo este de forma natural com a queda das árvores. Estruturalmente este sistema estrutural remete a uma estrutura simples, rígida colocada sobre dois pilares, sendo o tabuleiro solicitado por tração nas fibras inferiores e, por compressão nas fibras superiores. Este sistema apresenta sugere como vantagem a sua viabilidade económica, mas também como restrição o comprimento total dos vãos.

As pontes em viga apresentam como principal característica a não transição de momentos fletores da superestrutura para a infraestrutura.

É uma tipologia geralmente utilizada para pequenos vãos, estando associado a este tipo de conceção clássica de pontes o uso de longarinas, vigas de sustentação ao longo da ponte, sobre as quais repousa o tabuleiro, transversinas, que servem de apoio para as lajes e garantem rigidez à estrutura, e carlingas, elementos transversais geralmente colocados sobre os apoios com o objetivo de solidarizar as longarinas dividindo os esforços atuantes.

As transversinas podem ser classificadas de acordo com a sua localização e funcionalidade na estrutura. Segundo essa classificação estas podem ser transversinas de entrada, também denominadas por cortinas, projetadas para conter o aterro e servir de apoio para a laje, onde geralmente acompanham toda a largura da ponte. Transversinas de apoio, apoiada em toda a largura da ponte, sendo elementos necessários para absorver os esforços produzidos pelo vento e como melhoramento da torção das vigas principais. E as transversinas de meio vão, utilizadas como elementos estruturais dispostas a meio do vão, de modo a obter uma melhor distribuição das cargas. As transversinas a meio vão são adequadas quando existe mais de duas vigas principais para realizar a transferência das cargas, obtendo assim uma grelha.

De acordo com Mason (1977), as vigas longitudinais são responsáveis por vencer os vãos. As vigas transversais são destinadas a regular a distribuição de cargas nas longarinas.

O tabuleiro serve como superfície de rolamento, transmite as cargas do tráfego à grelha e trabalha em conjunto para a distribuição das cargas (Fernandes & Correia, 2017).

3.1.1. Secções Tipo

- Vigas simplesmente apoiadas

Este tipo de vigas pode ser utilizado com um único tramo, ou uma sequência de tramos. A sequência de tramos simplesmente apoiados é empregue geralmente em pontes com o processo construtivo em vigas pré-fabricadas, sendo usual executar a laje do tabuleiro continua em alguns tramos, com a finalidade de diminuir o número de juntas.

Uma das limitações deste tipo de sistema é o tamanho do vão, geralmente não ultrapassam os 20 metros e as escassas possibilidades de melhorar a distribuição dos esforços.

Relativamente a vigas simplesmente apoiadas, poderão estas também possuir consolas, ou seja, os apoios encontram-se deslocados das extremidades da viga. Este tipo ligação possibilita uma melhor distribuição de esforços, uma vez que ao inserir momentos negativos nos apoios adquirirá uma diminuição dos momentos positivos a meio vão. Este tipo estrutural torna-se menos viável a nível económico.

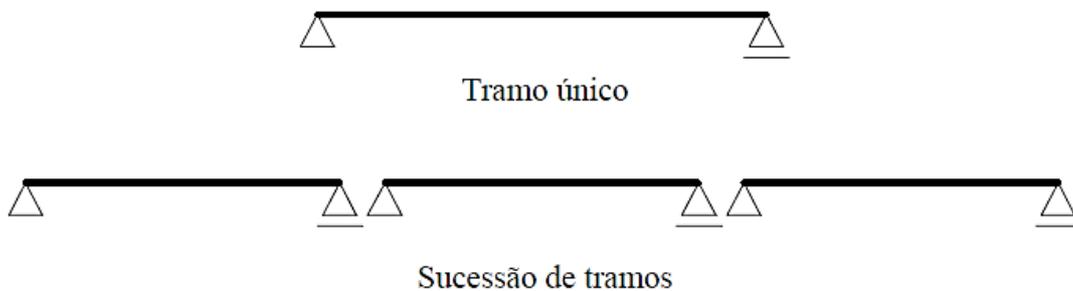


Figura 27 - Esquemas estáticos de pontes em vigas simplesmente apoiadas. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010)

- Vigas Contínuas

Este tipo de vigas é utilizado subdividindo o comprimento da ponte em vãos parciais. De acordo com restrições de ordem urbanística, topográfica e/ou construtiva, os vãos extremos devem ser 20% menores que os vãos internos, de forma a aproximar os momentos fletores máximos, proporcionando uma melhor distribuição das solicitações.

Em solução para a distribuição de momentos fletores esta associado á utilização de momentos de inercia de secções variáveis ao longo dos vãos, ou seja, ao aumentar o momento de inercia das secções junto aos apoios, aumenta o momento fletor negativo das respetivas secções, e a redução do momento fletor positivo nos vãos centrais, possibilitando a diminuição da altura das secções.



Figura 28 - Esquema estático de uma ponte em viga contínua. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010)

De acordo com Ferreira (2015), a utilização de vigas contínuas possui algumas vantagens como:

- Eliminação das juntas e a consequente redução nos custos de manutenção;
- Maior capacidade de redistribuir os esforços para o caso de sobrecargas;
- Melhor aspeto visual em função da continuidade dos vãos;

O mesmo autor cita também algumas limitações sobre:

- Caso o tabuleiro seja muito extenso, deve-se assegurar um cuidado especial com a dilatação térmica, inserindo juntas de dilatação cada 100 metros;
- Pontos com um raio de curvatura pequeno e pontes muito inclinadas devem ser analisadas cuidadosamente;

(Fernandes & Correia, 2017)

- Vigas Gerber (sistema rotulado)

A viga Gerber é considerada como uma derivação da viga contínua, composta com rótulas nos seus tramos tornando o esquema isostático, possibilitando a determinação das equações de forças e momento fletor pelos princípios da estática.

Sendo o peso próprio uma grande representação da totalidade das cargas, em pontes com grandes vãos, as vigas Gerber apresentam um comportamento equivalente às vigas contínuas.

Relativamente a vãos diferentes, é adequado que as rótulas sejam dispostas nos tramos maiores, garantindo assim uma melhor distribuição dos momentos fletores devido à carga móvel.

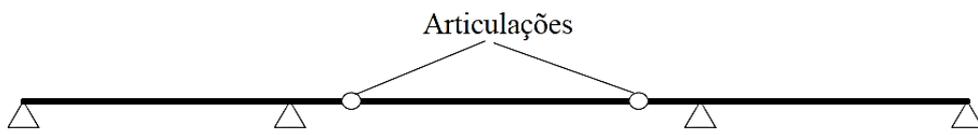


Figura 29 - Esquema estático de ponte em viga Gerber. Fonte da figura: El Debs e Takeya (2010)

Secções Tipo

A superestrutura de uma ponte pode apresentar duas formas distintas, secção aberta e em caixão. As secções abertas mais usuais são em T e em I sendo essas utilizadas em longarinas, vigas transversais e lajes e as secções em caixão é constituída por uma única fração que possui uma distribuição uniforme de cargas. Estas são empregues com frequência devido a possuir um peso próprio baixo em comparação com as vigas em caixão.

As vigas com secção em caixão, apenas justificável em obras de arte com um vão superior a 40 metros, constituídas por uma única fração, não divisível entre vigas e lajes, são constituídas por laje superior, onde se efetua a distribuição da carga móvel às vigas, a viga, onde esta engloba no mínimo duas almas dimensionadas copulativamente com a laje, de forma a vencer o vão, sustentar a estrutura e na transição de cargas para a laje inferior, e por uma laje inferior, que possibilita a distribuição das cargas das vigas. Conforme Leonhardt (1979), por apresentar uma grande rigidez à torção, as vigas em secção caixão são indicadas para pontes com secção variável (Fernandes & Correia, 2017).

Comparativamente às vigas em T, as vigas com secção em caixão, apresentam algumas particularidades como uma maior resistência, menor altura, secção mais eficiente, maior excentricidade nos momentos negativos, maior resistência á torção, menor número de vigas a dispor no tabuleiro e maior capacidade de acomodar tensões de compressão nas secções de apoio devido à existência do banzo inferior.

3.2 Sistemas Estruturais atirantados e suspensos

Os elementos das estruturas que integram elementos tracionados podem surgir através de estruturas suspensas, estruturas atirantadas, ou mistas. As estruturas com cabos podem ser definidas como sistemas em que os cabos constituem os elementos principais de suporte. Nas estruturas suspensas os cabos constituem a principal estrutura de suporte, adotando determinada configuração entre as ancoragens e eventuais pontos de fixação intermédios, auxiliando como elementos de suporte à restante estrutura. Nas estruturas atirantadas, os cabos constituem suporte intermédio da estrutura, elementos estabilizadores para determinadas ações, como por exemplo, torres e mastros.

O número de planos de suspensão, a forma de secção transversal, o tabuleiro e a geometria das torres serão definidos após análise de um conjunto de elementos interligados, ficando assim definidas as opções gerais de conceção.

O modo de funcionamento dos dois tipos de pontes referidos é completamente diferente. Em pontes suspensa, o peso do tabuleiro e das cargas por ele suportadas é transmitido aos cabos de suporte por múltiplos pendurais, geralmente verticais. Os cabos, desviados do cume de cada um dos pilares, devem ser ancorados em cada margem na rocha ou em um maciço contrapeso capaz de absorver os esforços de tração gerados pelas cargas. O tabuleiro, suspenso pelos cabos de suporte, tem como função a transmissão das cargas aos pendurais e assegurar a resistência da estrutura sob os efeitos do vento.

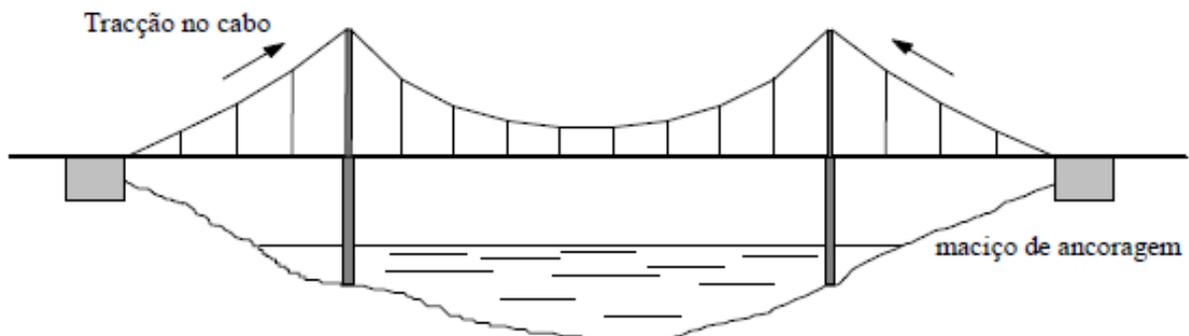


Figura 30 - Sistema estrutural de uma ponte suspensa na presença de maciço de ancoragem. Fonte: **C. Rente**, "Análise geometricamente não linear estática e dinâmica de estruturas atirantadas"

As pontes atirantadas remetem a um conjunto de elementos tracionados, estruturas com cabos que constituem elementos principais de suporte. Apresentam na sua constituição o tabuleiro, os pilares, e torre e os tirantes.

Esta tipologia de pontes está em equilíbrio interno, os tirantes são diretamente ancorados no tabuleiro, que devido à sua inclinação fica sujeito a esforços de compressão. Este sistema estrutural consiste em suportar a carga permanente pela tração dos tirantes e compressão no tabuleiro. Os tirantes transportam as forças para as torres, e essas transitam por compressão para a fundação.

Com o aumento gradual do número de tirantes os cabos individuais podem tornar-se mais finos e as vigas mais esbeltas. Ou seja, para gerar o oposto, para os montantes dos pórticos é a resistência à encurvadura que determina a dimensão dos elementos constituintes.

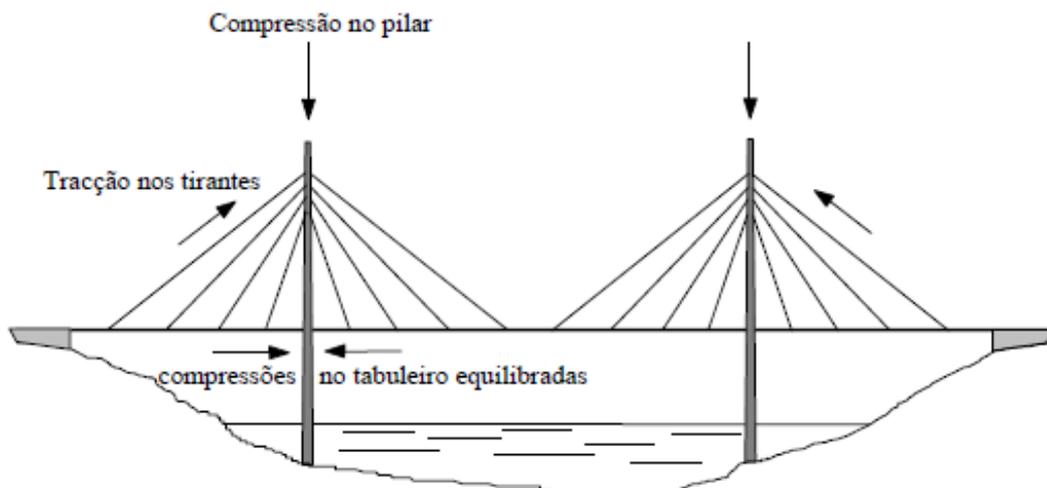


Figura 31 - Sistema estrutural de uma ponte atirantada. Fonte: **C. Rente**, "Análise geometricamente não linear estática e dinâmica de estruturas atirantadas"

Relativamente a obras mistas, meio suspensas, meio atirantadas, o tabuleiro é sustentado por tirantes na zona junto aos pilares, mas a sua parte central do vão principal é suspensa por cabos se suporte, onde essa resistência pode ser reduzida devido ao atirantamento parcial de estrutura. A execução de grandes vãos torna-se vantajoso devido aos sistemas de cabos serem flexíveis e bastante complexos, bem como a existência de uma forte interação entre os seus elementos. Estes tipos de sistemas têm sido bastante utilizados, mesmo quando a dimensão de vãos não é justificativa, por razões de qualidade do sistemas e potencial estético, bem como a crescente consciencialização dos projetistas para as questões ambientais.

3.3 Sistemas Estruturais em arco

O elemento fundamental deste tipo de pontes é o seu arco, com a sua configuração curva desenvolvida segundo a linha de pressões, devido ao peso próprio, é o sistema estrutural mais apropriado para os materiais "maciços", garantindo que o terreno da fundação seja resistente. Arcos são estruturas que possuem os seus eixos em forma curvilínea, sendo a parte central mais alta que as extremidades, funciona essencialmente à compressão devidas as reações horizontais nos encontros (apoios) que geram uma força normal ao longo do arco. Esta força deve estar centrada tanto quanto possível em relação ao centro de gravidade da secção transversal do arco. É uma estrutura plana, com carregamento no mesmo plano e permite escolher a forma do eixo para que seja possível controlar esforços de flexão.

A figura seguinte mostra um resumo das nomenclaturas utilizadas nos arcos.

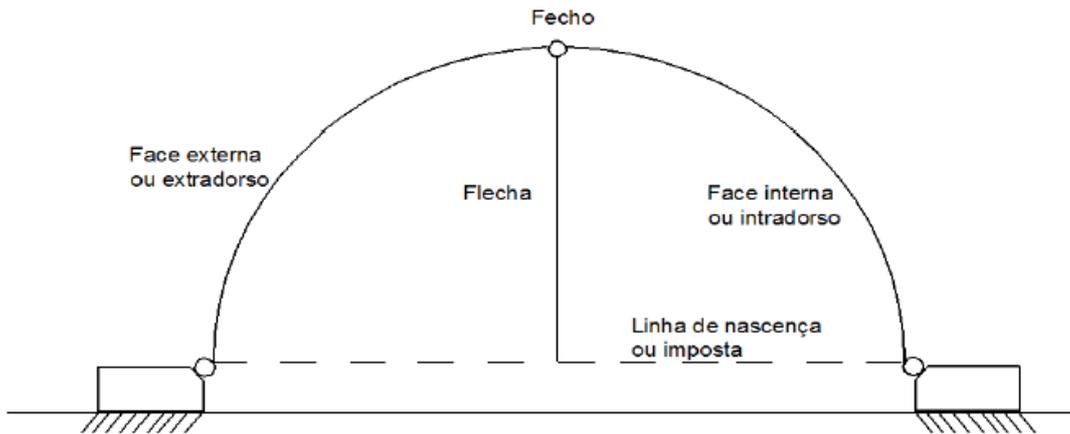


Figura 32 - Nomenclatura dos arcos. Fonte da figura: Freitas (1978)

Existem outros termos como a corda de um arco, que é a distância entre dois apoios, o vão que é a projeção horizontal da corda, a flecha, distância vertical que vai do fecho à linha da nascença, perpendicular à linha de horizonte, o grau de abatimento, sena a relação entre a flecha e o vão e o coeficiente de audácia, que é a relação entre o vão e o grau de abatimento.

Classificação do arco quanto à forma

A forma do arco é definida com o objetivo de minimizar os momentos fletores, considerando as cargas permanentes e semi-permanentes, e assumindo que o arco é estaticamente determinado. Os arcos podem ser classificados quanto à sua forma, sendo os mais comuns os semicirculares, elípticos ou em catenárias, parabólicos e góticos.

O arco semicircular, também conhecido como arco romano, é um arco biapoiado, não recomendável para grandes vãos devido à relação entre a largura e a altura. O arco elíptico pode possuir dois ou mais apoios, sendo empregues para pequenos vãos, arco elíptico estreito, como para grandes vãos, arco elíptico largo. O arco parabólico é um dos mais viáveis a nível estrutural, devido à sua forma parabólica equivalente aos diagramas dos momentos fletores, que faz com que as tensões de flexão sejam eliminadas, no caso de forças uniformemente distribuídas ao longo do vão. As formas do arco gótico, de ponta ou ogiva, deve-se essencialmente a crenças religiosas, sendo estes bastantes frequentes em igrejas.

Classificação do arco quanto à estabilidade - Sistemas Estruturais

Relativamente à estabilidade de um arco este pode ser definido como isostático e hiperestático. Arcos de três articulações são uma junção de dois corpos planos rígidos, contendo duas ligações ao exterior e ligados entre si por outras duas ligações, como por exemplo rótulas.

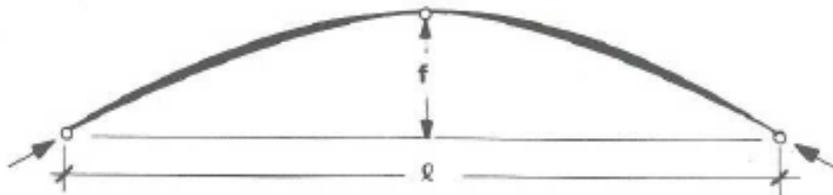


Figura 33 - Arco triarticulado. Fonte: Fritz Leonhardt

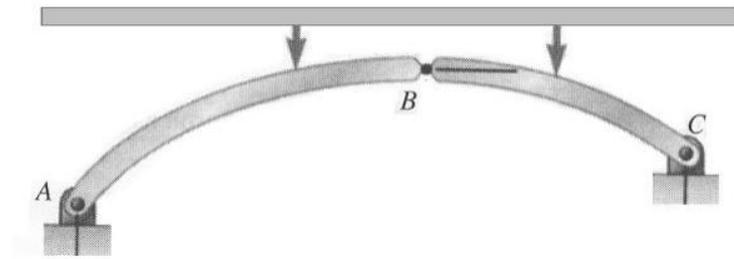


Figura 34 - Arco de três rotulas. Fonte: http://civil.fe.up.pt/pub/apoio/ano1/mec1/repositorio/2001-02/elementos_apoio/acetatos/aula13-impares.pdf

Os arcos hiperestáticos podem ser classificados como biarticulados, vínculo com apoios fixos nas extremidades, sendo uma vez hiperestático. Na maioria dos casos com menor espessura nas impostas, uma vez que os momentos são máximos no fecho.



Figura 35 - Arco biarticulado. Fonte: Fritz Leonhardt

Outra hipótese para arcos hiperestáticos são os biengastados, sendo este unido com engastes nas extremidades e é três vezes hiperestático. Este apresenta uma espessura maior nas impostas do que no fecho. Neste caso é relevante considerar o momento de inércia variável na determinação dos esforços solicitantes.

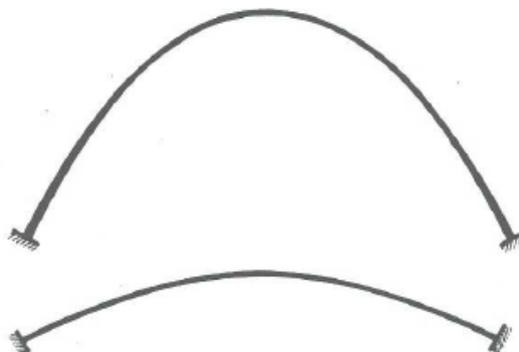


Figura 36 - Arco biengastados. Fonte: Fritz Leonhardt

Podem ser classificados também como arcos atirantados, onde este possui um ponto fixo e um móvel, interligados por uma barra tracionada, tirante. O arco atirantado é uma vez hiperestático.

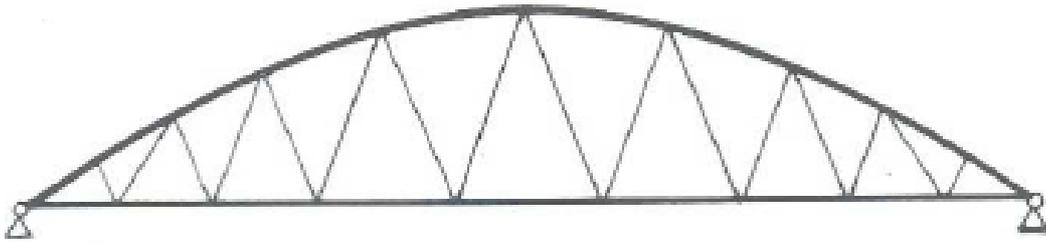


Figura 37 - Arco atirantado. Fonte: Fritz Leonhardt

Pontes em arco – Madeira

Os arcos em madeira têm sido bastante utilizados em pontes desde os tempos remotos. O motivo fundamental da sua utilização está associado ao facto de as altas solicitações relativas à flexão que ocorrem nas vigas, passarão a sofrer um decréscimo nos seus valores, uma vez que nos arcos predominam tensões de compressão.

A estética também traduz um importante fator na sua construção, sendo o arco um grande ícone deste tipo de pontes.

Geralmente são utilizadas nas pontes em arco peças de madeira serrada para os seus arcos treliçados ou então peças laminadas coladas em elementos de alma cheia. Quando utilizados em arcos treliçados, os seus vãos podem obter os 50 metros e 30 metros para peças de alma cheia.

Uma ponte em arco é diferenciada de acordo com a posição do respetivo tabuleiro, podendo este ser superior à estrutura, intermediário ou inferior. Usualmente empregues sobre leitos fluviais ou abismos, uma vez que evitam a introdução de pilares intermédios.

As pontes em arco com tabuleiro superior são sustentadas por montantes, sujeitos a esforços de compressão, as estruturas com tabuleiro inferior são sustentadas por tirantes ou pendurais, e as pontes com tabuleiro intermedio, possuem o tabuleiro sustentado lateralmente por montantes e, na sua parte central, por pendurais.

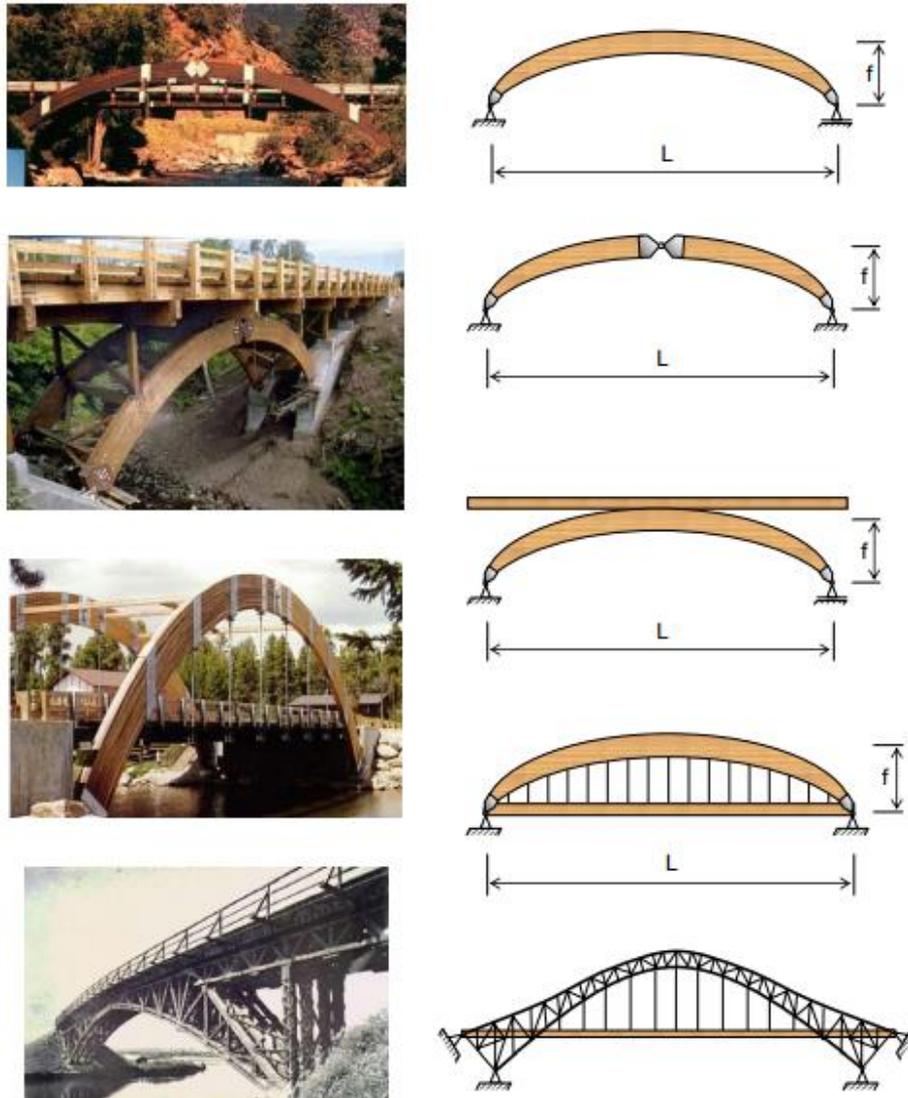


Figura 38 - Classificação da posição do tabuleiro em pontes em arco. Fonte da imagem: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

Para Mason (1997)⁵ apud Mattos (2001) as pontes em arco com tabuleiro inferior são mais usadas para pequenos vãos e para grandes a ponte em arco com tabuleiro superior. As pontes em arco com tabuleiro intermediário são menos utilizadas pois a interseção do arco com o tabuleiro representa questões construtivas (Mason & Mattos, 2001).

3.4 Tabuleiros de pontes em madeira

A parte superior da superestrutura de uma ponte é denominado por tabuleiro, sendo esse uma superfície de rolamento que está encarregue da distribuição da carga das rodas dos veículos para as vigas principais (longitudinais e transversais).

De acordo com as características como o peso e o volume do tráfego relacionado à sua utilização são definidos o tipo, a espessura e o material constituinte do tabuleiro.

Neste caso de estudo, os tabuleiros de madeira são construídos geralmente por peças de madeira serrada, madeira lamelada colada e madeira laminada pregada.

Outras alternativas possíveis para melhoramento do comportamento funcional do tabuleiro estão associadas à execução de tabuleiros compostos por madeira-betão e pré-esforço.

3.4.1 Tabuleiro de peças de madeira serrada

Os tabuleiros constituídos por peças de madeira serrada englobam as tipologias mais antigas e simples. Geralmente estas peças têm espessura entre 6 cm e 16 cm e largura entre 25 a 30 cm, e são dispostas na direção transversal e fixadas diretamente nas vigas principais de madeira com pregos de grandes dimensões.

Este tipo de tabuleiros pode ser aplicado na horizontal ou transversalmente, sendo mais práticos para pequenos vãos ou de uso especial.

Estes apresentam desvantagens com a sua falta de resistência quando em contacto com a água, colocando assim os seus materiais sujeitos aos efeitos de intemperismos. Outra desvantagem está relacionada com os seus grandes deslocamentos, isto é, não é muito aconselhável a colocação de betuminoso, pois estão sujeitos a fissuração e conseqüente deterioração da madeira.

Um outro tipo de tabuleiro é o obtido através da colocação de duas camadas ortogonais de peças de madeira superpostas formando um ângulo de 45 graus com o eixo longitudinal da ponte.

Nos cruzamentos, as peças das duas camadas são solidarizadas entre si por meio de pregos ou cavilhas. Para esta situação, as peças apresentam de 3 a 6 cm de espessura e 12 a 16 cm de largura, são fixadas nas transversinas e longarinas também por meio de pregos ou cavilhas.

As vantagens desta tipologia de tabuleiros remetem ao seu funcionamento como placa, obtendo assim uma melhor distribuição das cargas aplicadas nas vigas principais. Outra vantagem está associada ao facto de o tabuleiro funcionar como elemento de contraventamento para as vigas principais, criando o efeito diafragma.



Figura 39 - Tabuleiros transversal e longitudinal de peças de madeira serrada. Fonte: Calil Junior 2006

3.4.2 Tabuleiro em madeira lamelada colada

Os tabuleiros de madeira lamelada colada são construídos de painéis com dimensões em geral entre os 10 até 20 cm de espessura e 100 a 150 cm de largura. Estes são colocados tanto na direção transversal como longitudinal, apoiados sobre vigas de MLC ou vigas metálicas. Os painéis podem ser apresentados por duas disposições básicas, não conectados e conectados. Os painéis não conectados são dispostos lado a lado, sem solidarização entre painéis adjacentes. Os painéis conectados são ligados com pinos metálicos para melhorar a distribuição de cargas e reduzir os deslocamentos diferenciais nas juntas entre os painéis.

Apesar de estes apresentarem um custo elevado na fabricação e construção, é possível a execução em painéis mais esbeltos, melhorando assim as condições de suporte para a colocação do betuminoso.

Os painéis de madeira lamelada colada sugerem uma resistência e rigidez comparativamente com os as peças de madeira serrada devido à homogeneidade do adesivo entre as lâminas e a dispersão das características de resistência do material.

Este material apresenta como vantagem a possível aplicação relativa à proteção da estrutura relativamente ao contacto com a água, criando assim melhores condições para as vigas principais e outros elementos. E também devido à sua maior rigidez é possível a colocação do betuminoso como camada protetora dos elementos de madeira.

A nível construtivo os painéis são fabricados e pré-furados antes do tratamento preservativo, apresentando vida útil que pode alcançar 50 anos ou mais.

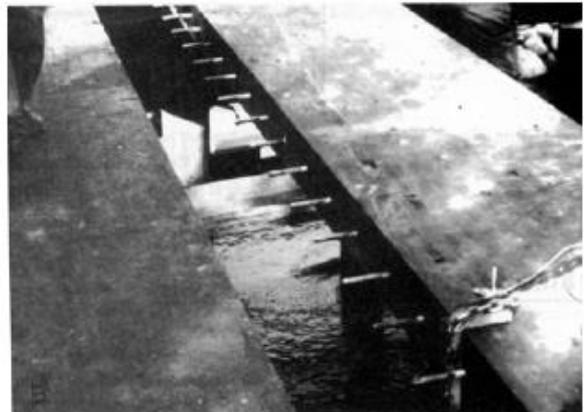
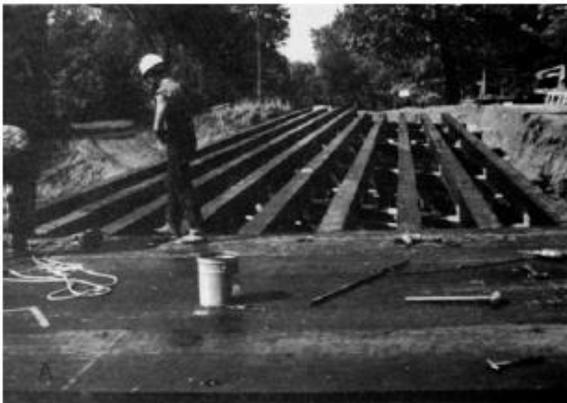


Figura 40 - Exemplos representativos de tabuleiros de madeira laminada colada. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

3.4.3 Tabuleiros em madeira lamelada pregada

Os tabuleiros de madeira lamelada pregada são executados com peças serradas, geralmente com 6 cm de espessura e 12 a 30 cm de altura. As lamelas são dispostas verticalmente pela a maior dimensão e pregadas justapostas para formar uma superfície contínua.

Geralmente são empregues na orientação transversal das vigas longitudinais, cujo espaçamento pode variar entre 60 a 180 cm. São também utilizados longitudinalmente sobre transversinas, de modo análogo aos tabuleiros longitudinais.

A aplicação destes tabuleiros não é a mais adequada uma vez que estes apresentam maiores deslocamentos nos tabuleiros associados esses ao maior espaçamento das vigas. Juntamente com os deslocamentos, as mudanças dimensionais provocadas pela variação da humidade provocam delaminação, ou seja, solta as peças do tabuleiro, reduzindo assim a integridade dos materiais, consequentemente diminuindo o tempo de via útil das estruturas.

Uma das soluções para contornar essas questões estruturais remete à redução do espaçamento entre vigas principais.

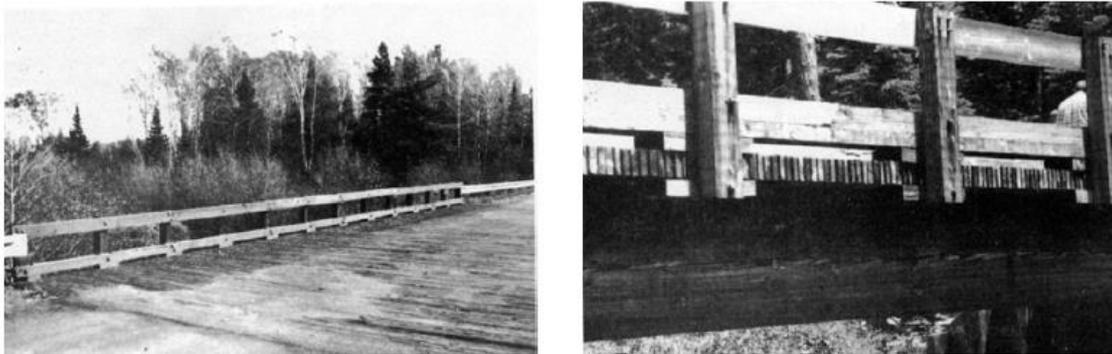


Figura 41 - Tabuleiros de madeira lamelada pregada. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

3.4.4 Tabuleiros compostos por madeira-betão

Os tabuleiros compostos de madeira e betão consistem numa solução de execução de uma laje de betão ligada aos elementos estruturais de madeira levando a estrutura a funcionar como um sistema composto. Em vigas simplesmente apoiadas, o betão resiste à compressão enquanto a madeira resiste à tração. A eficiência da secção mista obtida, depende da ligação utilizada, nomeadamente, através da ligação da ligação é possível controlar o nível de tensões instalado em cada um dos materiais (madeira e betão).

Existem dois tipos básicos de tabuleiros compostos de madeira-betão, tabuleiros em vigas T e tabuleiros em lajes.

Os tabuleiros em vigas T são construídos conectando a laje de betão, formando o flange do T, e a viga de MLC, que forma a alma do T. A ação conjunta entre a madeira e o betão é proporcionada por conectores de cisalhamento dispostos ao longo dos topos da viga de madeira lamelada colada. Os tabuleiros em lajes são construídos pela utilização de uma camada de betão colocada de forma contínua e por peças de madeira pregadas longitudinalmente. As peças de madeira são colocadas lado a lado na direção do fluxo do tráfego (longitudinal), com lâminas alternadas de diferentes alturas, variando de 3 cm a 5 cm, para formar encaixes na base. A ação composta entre a madeira e o betão é mais efetiva com o uso de elementos triangulares de aço, presos nos encaixes.

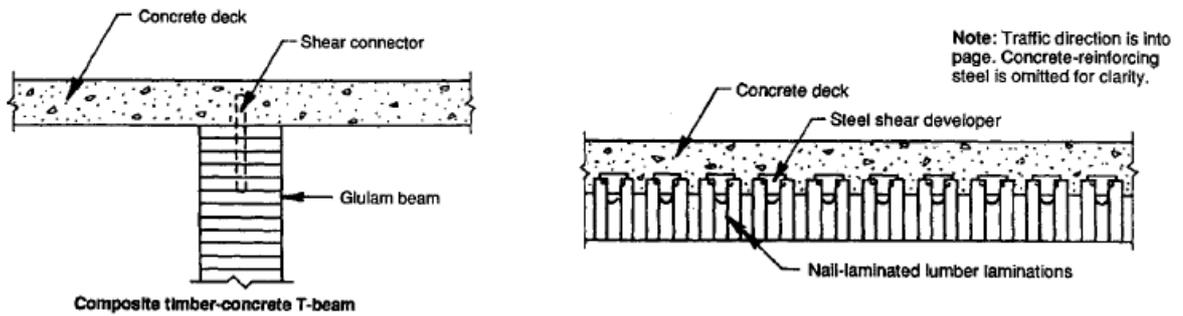


Figura 42 - Tabuleiros compostos por madeira-betão em vigas em T e em laje. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

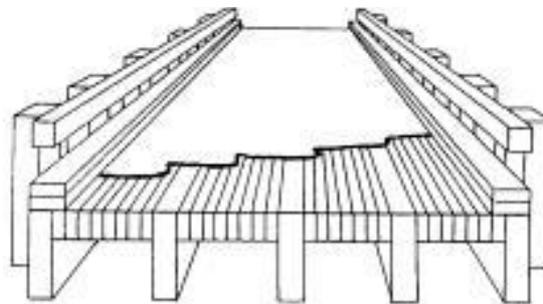


Figura 43 - Tabuleiro composto por madeira-betão. Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAVFIAJ/analise-pontes-madeira-protendidas>

São também comuns os tipos de tabuleiro composto madeira-betão formados por peças roliças de madeira revestido por uma camada de betão.

A fixação das peças do tabuleiro é feita alternadamente nas vigas principais, através de tiras metálicas de 3 mm de espessura por 30 mm de largura, com parafusos de rosca soberba.

Para promover a regularização da superfície e a distribuição das cargas das rodas é colocada uma camada de betão, e uma camada de betuminoso para regularizar a superfície de betão e proteger os elementos de madeira.

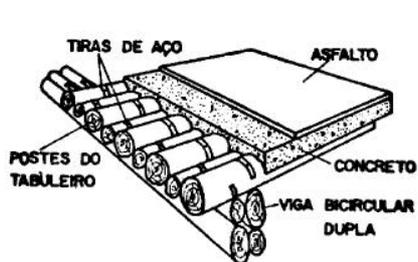


Figura 44 - Tabuleiros compostos de peças roliças de madeira e betão. Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

Tabuleiros com recurso a pré-esforço

O pré-esforço é uma solicitação que se aplica a uma estrutura com o objetivo de melhorar a sua capacidade resistente.

Esta tecnologia é aplicada na construção de pontes cujos tabuleiros são constituídos por peças de madeira posicionadas ao longo do vão, adjacentes umas às outras. Estão associadas a um sistema de pré-esforço transversal que as mantém unidas, obtendo um comportamento estrutural de placa ortotrópica. Sendo o tabuleiro a superestrutura da ponte, isto é, é o único elemento estrutural com a função de transmitir as ações aos apoios.



Figura 45 - Exemplo de um tabuleiro em MLC com aplicação do pré-esforço. Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAGQAI/pontes-protendidas-eucalipto-citriodora?part=4>

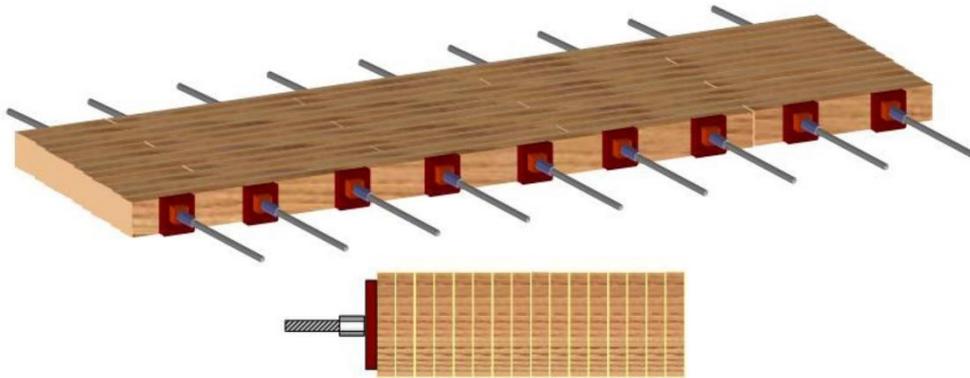


Figura 46 - Pré-esforço em tabuleiros em MLC. Fonte: <http://www.scielo.br/img/revistas/ac/v17n2//1678-8621-ac-17-02-0221-gf01.jpg>

3.5 Normas e recomendações de projeto

As variabilidades das propriedades dos materiais levam a uma necessária normalização. Nos países europeus, a implementação de normas relacionadas com a madeira, a sua utilização e durabilidade, são objetivos em termos de normalização. Algumas normas ainda se encontram em fase de projeto (pr), outras em fase de apreciação (ENV) ou então em carácter definitivo (EN).

Normas dos Ensaios de caracterização mecânica e física:

EN 14080:2013 (substitui a EN 14080:2005) - Timber Structures – Glued laminated timber and glued solid timber – Requirements.

EN 14081-1:2005+A1:2011 (substitui a EN 14081-1:2005) - Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 1: General Requirements.

EN 14374:2004 - Timber Structures - Structural laminated veneer lumber – Requirements.

EN 384:1995 – Determination of characteristic values of mechanical properties and density.

Normas da Classificação em classes de qualidade ou de resistência:

EN 338:1995 – Structural Timber – Strength classes.

EN 518:1995 – Structural Timber – Grading – Requirements for visual strength grading standard.

EN 519:1995 - Structural Timber Grading – Requirements for machine strength graded timber and grading machines.

Norma relacionadas com as Dimensões:

EN 1313:1996 – Round and sawn timber – Permitted deviations and preferred sizes – Part 1: Softwoods sawn timber.

Norma relacionadas com Durabilidade Natural:

EN 1313:1994 – Durability of wood and wood-based products – Natural durability of solid wood – Part 2: Guide to natural durability and treatability of selected wood species of importance in Europe.

Classes de Risco

NP EN 335-1: 1994 – Durabilidade da madeira e de produtos derivados. Definição das classes de risco de ataque biológico – Parte 1: Generalidades.

NP EN 335-2: 1994 - Durabilidade da madeira e de produtos derivados. Definição das classes de risco de ataque biológico – Parte 2: Aplicação à madeira maciça.

Tratamento Preservador

(Quando se torna necessário recorrer a tratamentos preservadores para aumentar a durabilidade é preciso conhecer a sua impregnabilidade, ou seja, a facilidade de impregnação da madeira por produtos líquidos preservadores.)

Produtos preservadores

EN 599-1: 1995 – Durability of wood and wood-based products. Performance of preservative wood preservatives as determined by biological tests – Part 1: Specifications according to hazard class.

EN 599-2: 1995 – Durability of wood and wood-based products – Performance of preservative wood preservatives as determined by biological tests – Part 2: Classification and labeling.

NP 2080: 1985 – Preservação de madeiras. Tratamento de madeiras para construção.

Processos de tratamento

EN 351-1: Durability of wood and wood-based products – Preservative treated solid wood – Part 1: Classification of preservative penetration and retention.

Anexo A de EN 599-1 (Já mencionada)

Regulamentação Nacional:

- Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

Portaria nº 701 – H/2008 de 29 de julho;

Códigos:

- Eurocódigo 1 - Bases para o Projeto de Estruturas

- Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas:

EN 1991-1-1 Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios

EN 1991-1-3 Parte 1-3: Ações gerais – Ações da neve

EN 1991-1-4 Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento

EN 1991-1-5 Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas

EN 1991-1-6 Parte 1-6: General actions - Actions during execution

EN 1991-1-7 Parte 1-7: General actions – Accidental actions

EN 1991-2 Parte 2: Traffic loads on bridges

EN 1990 Anexo A2: Application of Bridge (Normative)

- Eurocódigo 5 – Projeto De Estruturas de Madeira:

EN 1995-1-1 Parte 1-1: General – Common rules and rules for buildings

EN 1995-1-2 Parte 1-2: General – Structural fire design

EN 1995-2 Parte 2: Bridges

- Handbook 1: Timber Structures

- Handbook 2: Design of Timber Structures according to EC5

- Handbook 4: Design of Bridge

3.6 Estados Limite

No dimensionamento de estruturas é imprescindível garantir a segurança estrutural, minimizando o risco de colapso parcial ou global da estrutura, e o adequado comportamento em serviço, tendo este que garantir um bom funcionamento estrutural em condições normais de utilização.

Um estado limite é o estado que define se a estrutura fica prejudicada de forma total ou parcialmente relativamente à sua capacidade de desempenhar as suas funções. Atualmente, os regulamentos englobam dois estados limite na verificação da segurança para determinadas solicitações. Os estados limite podem ser classificados como estados limite últimos (ELU) que se referem à estabilidade e à resistência, assegurando o não colapso da estrutura, cuja ocorrência advém em prejuízos muito severos para a mesma. Em projetos estes podem ser caracterizados por perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido, rutura ou deformação plástica excessiva dos materiais, transformação da estrutura, na totalidade ou em parte, em sistema hipostático e instabilidade por deformação. Podem também ser classificados como estado limite de serviço (ELS) ou de utilização, que dizem respeito à durabilidade e funcionalidade das estruturas quando sujeitas a ações características, cuja ocorrência resulta em prejuízos pouco severos. No tempo de vida da estrutura podem ser caracterizados por danos ligeiros ou localizados, que condicionam a estética da construção ou durabilidade da estrutura, deformações excessivas que afetam a utilização normal da construção e vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limite de serviço projetam o controlo do funcionamento das estruturas através da limitação e controlo das tensões, abertura de fendas e deformações, estes limites apresentam ações cujas combinações podem possuir distintas ordens de grandeza de permanência na estrutura. Essas combinações podem ser quase permanentes, atuando estas durante grande parte do tempo de vida da estrutura, na ordem da metade deste período, combinações frequentes, estas repetem-se inúmeras vezes durante o tempo de vida, e combinações raras, podendo estas atuarem no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

As teorias de comportamento definidos pelos estados limites encontram-se preconizados nos Regulamentos/Normas relativos aos diferentes tipos de estrutura e materiais.

3.7 Ações em Pontes Rodoviárias em Madeira

As ações que atuam nas pontes rodoviárias podem surgir através de distintas origens, definindo-se como permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes englobam uma das ações mais condicionantes, o peso próprio da estrutura, onde este solicita nas pontes de forma estática e permanente durante a sua vida útil.

Para cálculo das ações do peso próprio e ações provenientes de sobrecargas fixas, como por exemplo os materiais utilizados na pavimentação, guarda-corpo, entre outros, deve-se ter em consideração o volume e o peso específico dos materiais empregues. A Tabela 1 apresenta o peso específico de alguns materiais frequentes para a construção das referidas pontes rodoviárias em madeira.

Tabela 1 - Peso específico dos materiais

Material	Peso específico (kN/m ³)
Aço	78
Brita	17
Madeira	4 a 12
Revestimento betuminoso	24

Nas ações variáveis englobam ações provenientes do meio ambiente como por exemplo, ações do vento, temperatura e dos sismos, embora as predominantes são as ações geradas pela contribuição humana geradas pelo tráfego rodoviário e pedestre.

Relativamente a ações variáveis de tráfego, os regulamentos apresentam ações específicas para o tráfego rodoviário em pontes, bem como o seu dimensionamento segundo normas nacionais e europeias.

As ações excepcionais incluem ações cuja a sua ocorrência se dá em circunstâncias anormais como por exemplo, acidentes, incêndios e explosões.

3.8 Ação do Tráfego em Pontes Rodoviárias

O tráfego rodoviário é caracterizado por inúmeros fatores, estando estes associados a estudos, que apresentam grande relevância para a determinação de parâmetros para o dimensionamento de pontes rodoviárias.

Os modelos de carga devem compreender características como o comprimento dos vãos, materiais associados, diferentes intensidades de tráfego, gerando situações favoráveis ao longo de tempo de vida útil da estrutura. Como o tráfego varia de país para país, os regulamentos existentes de sobrecargas e respetivos modelos exibem um grau significativo e heterogeneidade.

De um modo geral, os modelos são constituídos por dois tipos de cargas, sendo essas cargas concentradas e/ou distribuídas. As cargas englobam as cargas permanentes, associadas ao peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, e cargas variáveis, que atuam em função da utilização das construções, como por exemplo, cargas moveis, variação da temperatura, ação do vento, cargas de construção, força centrífuga, entre outras.

3.8.1 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do RSA

Segundo o regulamento português, o efeito dos veículos no tabuleiro é caracterizado através de ações estáticas horizontais e verticais.

O veículo-tipo (VP) engloba as cargas concentradas, Q_k , transmitidas por cada eixo do veículo com dimensões de superfície de contacto das rodas, a e b , definidas nos regulamentos.

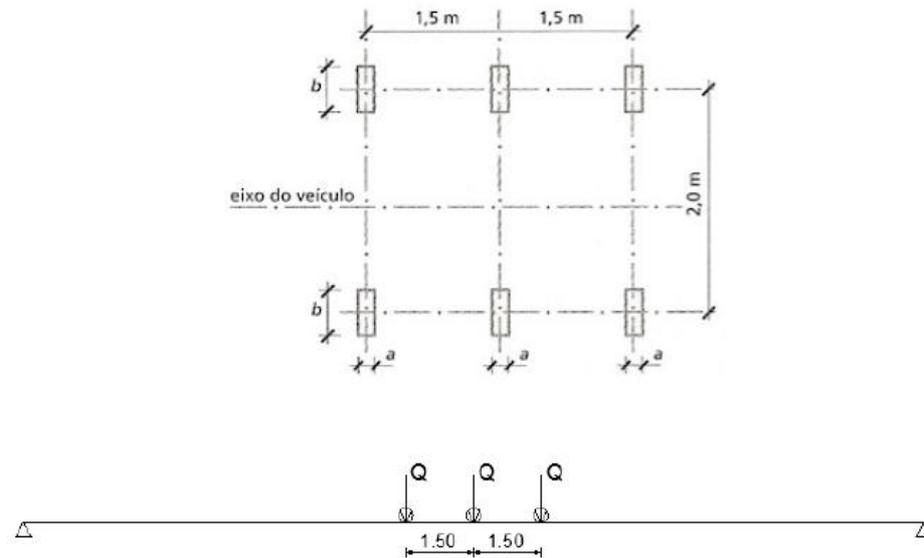


Figura 47 - Veículo-tipo definido segundo o RSA: em planta (em cima) e em perfil longitudinal (em baixo) num tabuleiro simplesmente apoiado. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014

Relativamente às forças uniformemente distribuídas, estas atuam separadamente, sobre as faixas de rodagem, uma sobrecarga uniformemente distribuída, q_{1k} , em paralelo com uma sobrecarga de faca, q_{2k} , com distribuição linear e uniforme aplicada transversalmente.



Figura 48 - Representação de cargas uniformemente distribuídas e sobrecarga faca, segundo o RSA, em perfil longitudinal sobre um tabuleiro simplesmente apoiado. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014

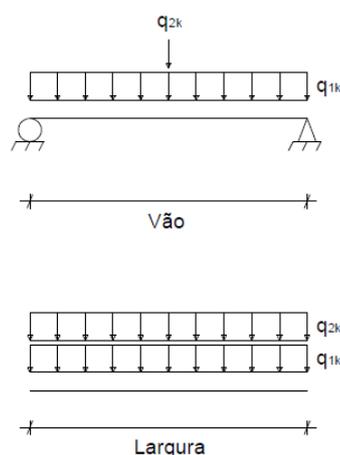


Figura 49 - Representação da carga uniformemente distribuída mais sobrecarga feita. Fonte: ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES DE BETÃO ARMADO

O RSA abrange duas classificações para as pontes, a classe I está associada pontes em vias de comunicação suscetíveis a tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e algumas estradas municipais e florestais. A classe II inclui pontes localizadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro, como por exemplo os caminhos e passagens agrícolas e algumas estradas municipais e florestais. Os valores característicos representados na tabela 3 já englobam efeitos dinâmicos.

Tabela 2 - Valores característicos das cargas descritas no modelo proposto pelo RSA

Classe da Ponte	a (m)	b (m)	Q_k (KN)	Q_{1k} (KN/m ²)	Q_{2k} (KN/m)
Classe I	0.20	0.60	200	4	50
Classe II	0.20	0.40	100	3	30

De acordo com o RSA pontes com duas faixas de rodagem, destinadas a um único sentido de tráfego, considera-se o comportamento simultâneo de dois veículos tipo apenas em situações que cada faixa de rodagem admita duas ou mais vias de tráfego.

A simultaneidade dos veículos tipo altera em função do número de vias por faixa de rodagem, ou seja, em situações de duas ou três vias são considerados um veículo tipo, no caso de possuir quatro vias são considerados dois veículos tipo. Embora exista a probabilidade de circulação simultânea no caso de deter três vias de tráfego, o regulamento apenas considera um veículo tipo.

A aquisição dos esforços máximos devem ser obtidos considerando as sobrecargas atuando longitudinalmente e transversalmente, na posição mais desfavorável para a estrutura em estudo. Deste modo, o veículo tipo deverá ser disposto em qualquer orientação da faixa de rodagem desde que o seu eixo seja paralelo ao eixo do tabuleiro da ponte.

Relativamente à sobrecarga em passeios, o RSA recomenda que deve considerar-se uma sobrecarga uniforme de 3kN/m², ou uma sobrecarga concentrada de 20kN, selecionando a distribuição mais desfavorável.

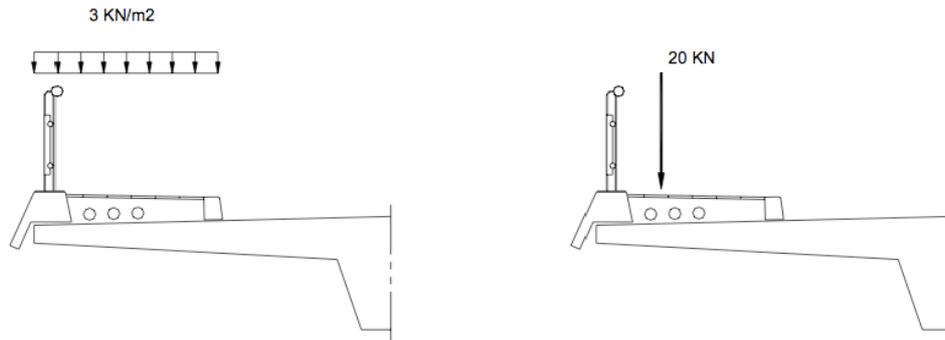


Figura 50 - Distribuição das sobrecargas em passeios segundo RSA. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014

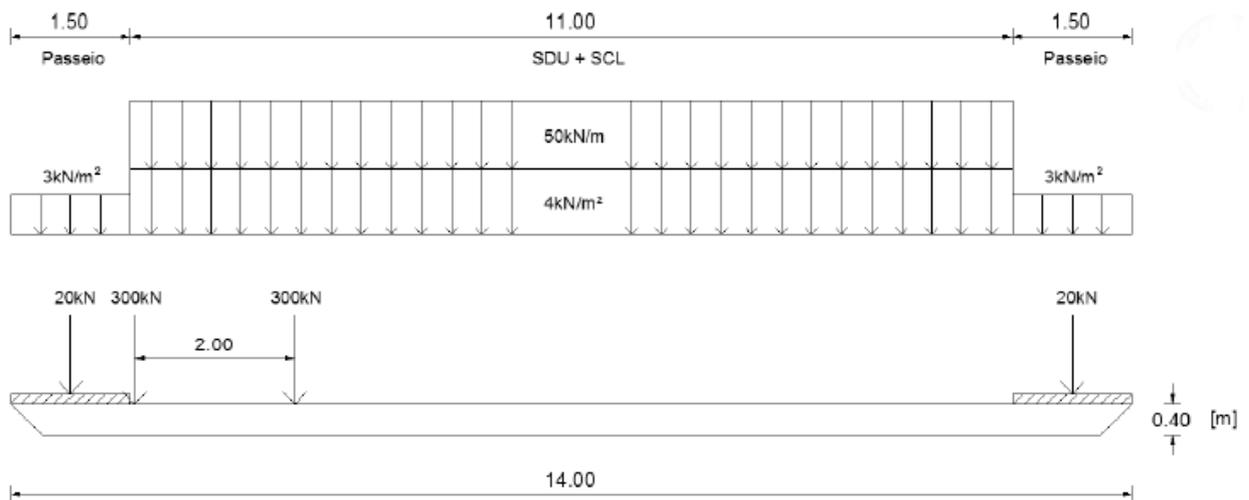


Figura 51 – Esquema representativo da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do RSA. Fonte: Dimensionamento de Pontes Rodoviárias de Betão Armado e Pré-Esforçado

3.8.2 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do EC1

De acordo com o EC1 (Parte 2: Ações de Tráfego em Pontes), o tráfego de veículos em pontes rodoviárias pode ser alterado com a sua composição/tipologia, densidade, condições, por exemplo, frequência de congestionamento, os pesos extremos prováveis dos veículos e as suas cargas por eixo, e em alguns casos, a influência de sinais de trânsito restringindo a capacidade de carga.

Desse modo, são utilizados modelos de carga adequados para cada tipologia de ponte, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica. Sendo assim, o EC1 utiliza quatro modelos de carga (Load Models) para verificação de segurança ao ELU (Estado Limite Ultimo) sem fadiga.

- **Modelo de sobrecarga 1** (*Load Model 1, LM1*): destinado ao caso geral, constituído por cargas concentradas (veículo tipo, denominados *Tandem System, TS*) e cargas uniformemente distribuídas (*Uniformly Distributed Load, UDL*), que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de veículos pesados e ligeiros;
- **Modelo de sobrecarga 2** (*Load Model 2, LM2*): aplicado a pontes de pequeno vão (3 a 7 metros) e constituído por uma carga concentrada num eixo único;
- **Modelo de sobrecarga 3** (*Load Model 3, LM3*): representa veículos especiais cuja circulação necessita de autorização específica; constituído por cargas concentradas numa série de eixos que dependem da carga total do veículo;
- **Modelo de sobrecarga 4** (*Load Model 4, LM4*): estabelecido para reproduzir cargas de multidão e utilizado apenas quando o LM1 não cobre o seu efeito; este modelo é constituído por uma carga uniformemente distribuída.

Segundo o principal modelo de sobrecarga rodoviária definido pelo EC1, definido como LM1 engloba o conjunto de dois sistemas parciais, ou seja, veículos-tipo e carga uniformemente distribuídas e pode ser empregue para verificações locais e/ou globais dos elementos de uma ponte.

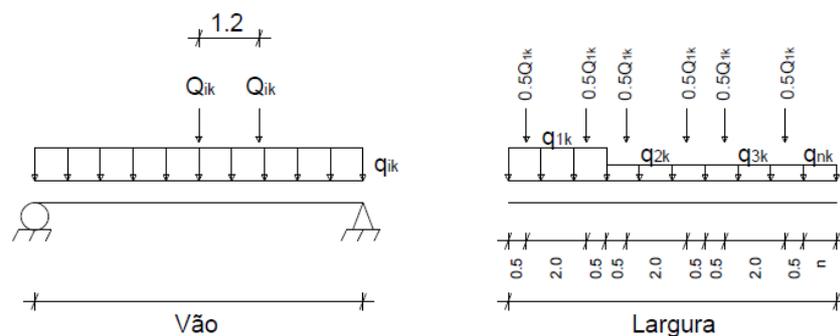


Figura 52 - Modelo principal proposto pelo EC1: "LM1" (Load Model 1). Fonte: ACÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES DE BETÃO ARMADO

Os veículos tipo são integrados por cargas concentradas em dois eixos sendo a carga por eixo dada pela expressão (3):

$$\alpha_Q \times Q_K \quad (3)$$

onde α_Q corresponde ao coeficiente de ajuste nacional (especificado no Anexo Nacional), que admite considerar as diferenças do tráfego rodoviário nos diferentes estados membros da União Europeia e diferentes classes de pontes.

O EC1 analisa a simultaneidade de veículos tipo, isto é, nas vias atuam até três veículos tipo alinhados transversalmente com valores de carga variáveis.

As cargas uniformemente distribuídas são aplicadas em cada via e a carga por metro quadrado é dada pela expressão (4):

$$\alpha_q \times q_K \quad (4)$$

onde α_Q corresponde ao coeficiente de ajuste nacional.

Segundo o EC1 a largura da faixa de rodagem, incluindo as bermas e/ou separadores não fixos, é dividida em três vias com três metros de largura, onde a via que provoca o efeito mais desfavorável é denominada como via nº1 (Lane 1).

Os valores seguintes da tabela 4 representam os valores característicos a atribuir às cargas do referido modelo, abrangendo amplificação dinâmica.

Tabela 3 - Valores característicos das cargas associadas ao modelo proposto pelo EC1.

Designação	Q_K (kN)	q_K (kN/m ²)
"Lane 1"	300	9
"Lane 2"	200	2.5
"Lane 3"	100	2.5
Outras vias, n	0	2.5
Área Remanescente	0	2.5

As cargas referidas devem ser aplicadas na posição mais desfavorável do elemento estrutural consoante o esforço em causa.

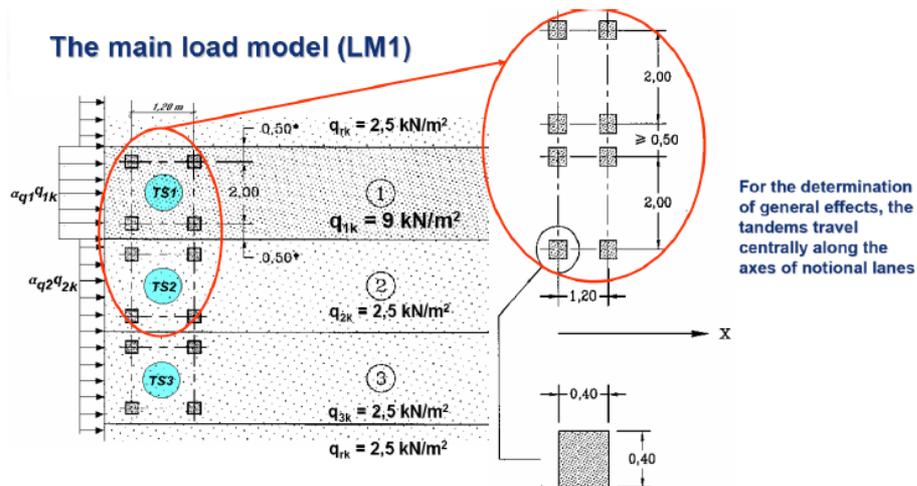


Figura 53 - Modelo (LM1) proposto pelo EC1. Dimensões e geometria dos veículos-tipo (dimensões em metros lineares). Fonte: EN 1991-2 "Traffic Loads on Bridges".

Segundo normas portuguesas, os coeficientes de ajuste, α , podem ser resumidos. Se o seu valor for igual à unidade traduz situações de tráfego industrial intenso, sendo que, para situações mais correntes em estradas e autoestradas, pode empregar-se uma redução de 10 a 20% aos coeficientes aplicados à via n^o1.

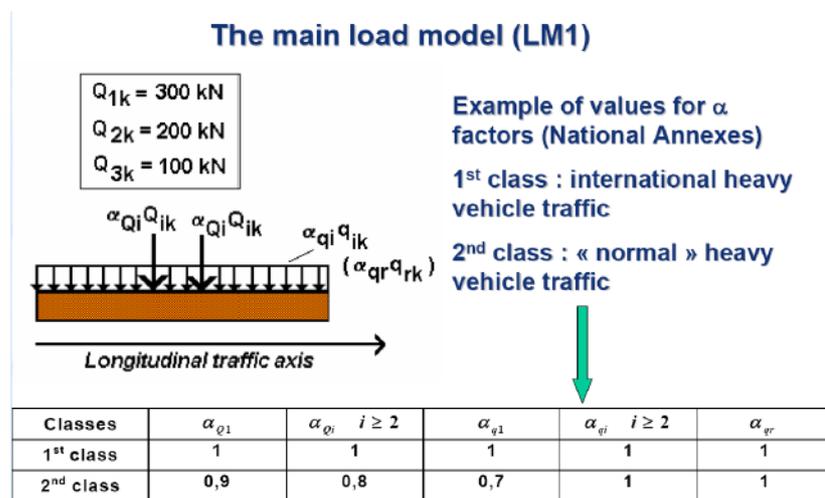


Figura 54 - Coeficientes de ajuste relativos ao LM1. Fonte: EN 1991-2 "Traffic Loads on Bridges".

Quanto à sobrecarga em passeios, o regulamento estabelece uma carga uniformemente distribuída, q_{fk} , com o valor recomendado de 5kN/m^2 , ou uma carga pontual, Q_{fk} , de 10kN (atuando numa superfície quadrada de 0.10m de aresta), optando pela mais condicionante.

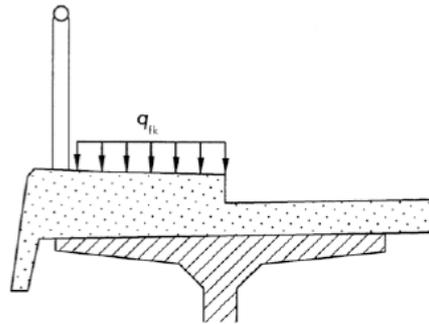


Figura 55 – Valores característico da sobrecarga dos passeios. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014

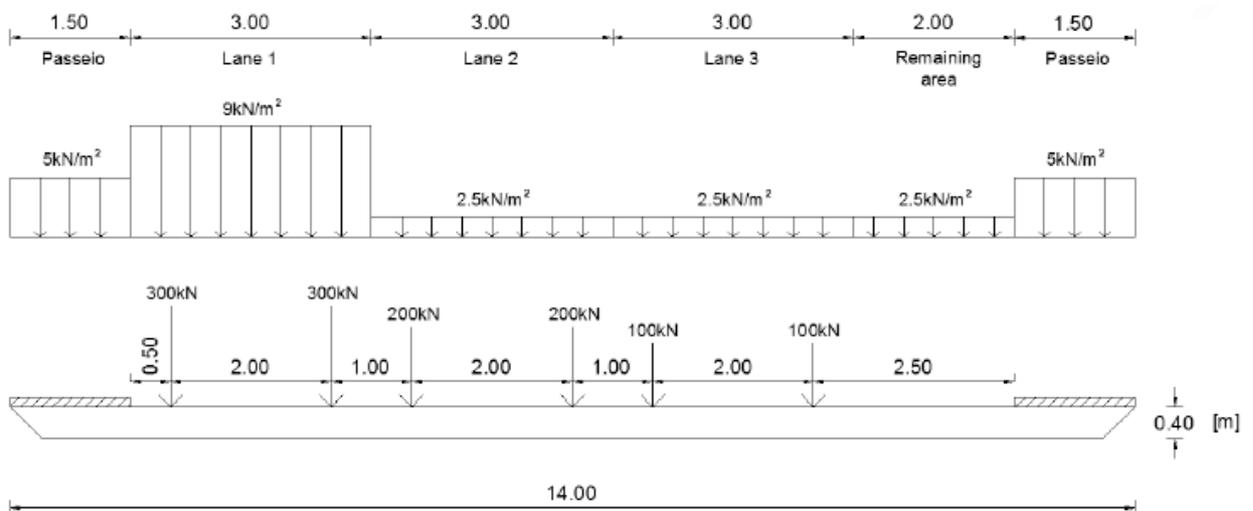


Figura 56 – Esquema representativo da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 - LM1. Fonte: Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, 2014

3.9 Combinação de Ações

Para verificação da segurança relativamente aos diferentes estados limites o RSA e o ECO possibilitam efeitos de combinações de ações, com a possibilidade de simultaneidade das ações que provocam efeitos desfavoráveis na estrutura.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes são adquiridos através da combinação de ações afetadas pelos coeficientes parciais de segurança. Segundo regulamentos nacionais e europeus podem ser classificados em dois tipos: combinações fundamentais, que estas englobam ações permanentes e variáveis, e combinações acidentais, onde para além das permanentes e variáveis, também intervêm ações acidentais.

Relativamente à quantificação e regras de combinações, as ações permanentes são sempre consideradas, as variáveis apenas consideradas quando provocam efeitos desfavoráveis, e as acidentais apenas em casos especiais, ou seja, quando não é possível evitar a sua ocorrência.

Para majoração das ações nas combinações, o ECO e EC1 preveem a existência de coeficiente de segurança parciais para ações permanentes (γ_g) e para ações variáveis (γ_q). A variação dos respetivos coeficientes está associada ao efeito favorável ou desfavorável das ações aplicadas nas estruturas. Na tabela 2 são demonstrados os valores utilizados para coeficientes de segurança:

Tabela 4 - Valores dos coeficientes de segurança segundo o ECO e EC1

$\gamma_g = 1.35$ para ação com efeito desfavorável; $\gamma_q = 1.50$ para ação com efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1.00$ para ação com efeito favorável; $\gamma_q = 0$ para ação com efeito desfavorável;

No caso das combinações fundamentais, a obtenção dos valores de cálculo dos esforços atuantes será adquirida, de forma geral, pelas seguintes regras de combinação (1):

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g \times S_{Gik} + \gamma_q \times \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \times S_{Qjk} \right] \quad (1)$$

No caso da ação variável base ser a ação sísmica (2):

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (2)$$

em que S_{Gik} é o esforço resultante da ação permanente, tomada com o seu valor característico, S_{Q1k} o esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação tomada com o seu valor característico, (S_{Ek} considerado para ação sísmica), S_{Qjk} o esforço

resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico e $\Psi_{0j}; \Psi_{2j}$ coeficientes ψ correspondentes à ação variável distinta da ação base (ação variável de ordem j).

Segundo o RSA as disposições são genericamente idênticas à regulamentação descrita no EC0 e EC1, com a exceção do coeficiente a aplicar às cargas permanentes, γ_g , que deixa de ser 1.35 para 1.50.

Capítulo 4. MATERIAIS E DURABILIDADE

4.1 Características Gerais da Madeira

Madeira é um material extremamente polivalente que evidencia uma heterogeneidade significativa, e uma anisotropia acentuada, isto é, possui propriedades físicas que variam de acordo com a direção.

Existem vários tipos de madeira agrupando-se em diferentes espécies, podendo-se distinguir em madeira resinosa (softwoods), caracterizadas pelo seu rápido crescimento, resultante de uma madeira de baixa densidade e com capacidades resistentes reduzidas. E madeira folhosa (hardwoods), apresentando esta uma estrutura celular das folhas mais complexa que as anteriormente referidas. O seu crescimento é lento e gradual, obtendo-se assim madeiras com maior densidade e melhor capacidade resistente, e com menor dependência de medidas de prevenção, assegurando as qualidades de durabilidade.

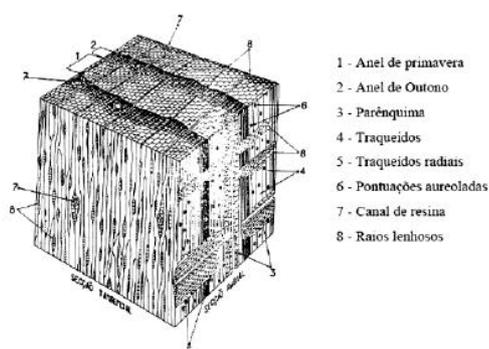


Figura 58 - Lenhas resinosas. Fonte: Dimensionamento de Estruturas de Madeira

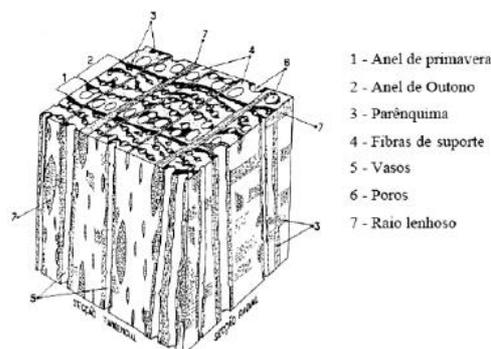


Figura 57 - Lenho das folhosas. Fonte: Dimensionamento de Estruturas de Madeira

Existem propriedades da madeira consideradas no dimensionamento de elementos estruturais, sendo essas a densidade, resistência, rigidez ou módulo de elasticidade e humidade.

A densidade é usada para obter os valores do peso próprio da madeira utilizada na estrutura, podendo-se adotar o valor da densidade aparente. Pode ser entendida como o índice de compactidade das fibras da madeira, apresentando uma maior ou menor quantidade de fibras por unidade de volume.

Para a resistência, podem ser empregues valores obtidos em ensaios de caracterização realizados em laboratório, ou valores de resistências fornecidos pelas normas de estruturas de madeira, que apresentam as propriedades de diferentes espécies, ou de acordo com a classe de resistência. O módulo de elasticidade da madeira delimita o seu comportamento na fase elástico-linear. A humidade pode alterar as suas propriedades de resistência e elasticidade, devendo essas ser adaptadas em função das condições ambientais onde do local da construção. Contudo a água é essencial para o crescimento e desenvolvimento da árvore, sendo importante conhecer a influência deste fator nas características relativamente ao dimensionamento de estruturas.

4.2 Classificação Estrutural da Madeira

Desde as civilizações primitivas até à atualidade, a madeira é manuseada por todo o mundo, dando um dos materiais mais antigos a empregues na construção civil.

A aplicação da madeira na execução de estruturas pode ser agrupada de em duas formas distintas. Construção civil estrutural leve, abrangendo essas peças de madeira como portas, janelas ou caixilhos, e construção civil de estrutura pesada, que engloba peças como vigas, madres, pranchas e tábuas utilizadas em estruturas, coberturas e fundações.

A madeira estrutural apresenta como características próprias uma resistência mecânica a esforços de tração e compressão, reduzida peso próprio, resistência a choques e cargas dinâmicas absorvendo impactos, fácil trabalhabilidade, boas características de absorção acústica, bom isolamento térmico, sendo essas aperfeiçoadas com o aparecimento das novas tecnologias.

A classificação estrutural traduz um processo bastante importante na seleção da madeira através da análise das suas propriedades. Delimita uma gama de variação das propriedades mecânicas para determinadas espécies, concluindo assim alguns comportamentos mecânicos previsíveis. A classificação é baseada em normas de classificação visual, isto é, avaliação a olho nu dos defeitos da madeira em provetes de dimensão estrutural, examinadas por um classificador preparado para o conhecimento de elementos que reduzem a resistência e rigidez da madeira, como por exemplo, nós, inclinação das fibras, fissuras e rachaduras. Em normas de classificação mecânica, utilizando provetes de dimensão estrutural determinando a rigidez por medição da flecha num ensaio de flexão.

A resistência da madeira e utilizar na construção pode ser especificada por distintos elementos estruturais por diferentes formas, como a escolha de uma determinada espécie de madeira e especificação da classe da qualidade, norma de classificação que deve obedecer ao disposto na norma EN 518 (classificação visual) ou na EN 519 (classificação mecânica). A título de exemplo, a madeira de pinheiro bravo produzida em Portugal, podem especificar-se duas classes de qualidade, classe EE (Especial para Estruturas) e classe E (Estruturas), de acordo com a norma NP 4305, apresentando as suas características mecânicas na Ficha LNEC M2 “Pinho bravo para estruturas”.

E pela definição de resistência mecânica pretendida, especificando a classe de resistência correspondente. A classe de resistência é um conjunto de classes de qualidade, consequentes de sistemas de classificação visual ou mecânica de madeira para estruturas, para fins de dimensionamento pelas mesmas propriedades físicas e mecânicas.

O Eurocódigo 5 subscreve que se deve utilizar madeira com durabilidade natural suficiente de acordo com risco de exposição da estrutura, ou então deve-se utilizar um tratamento preservador adequado, segundo as seguintes normas:

EN 335-1 – Definição das classes de risco;

EN 350 – Definição da durabilidade natural;

EN 460 – Relação entre as classes de risco e a classe de durabilidade.

As classes de serviço segundo o EC 5 podem ser divididas em:

Classe de serviço 1 – madeira com teor de água correspondente a uma temperatura de 20°C e a humidade relativa do ar envolvente não excede 65% mais do que algumas semanas por ano e que nas madeiras de resinosas corresponde a um teor de água médio de 12%;

Classe de serviço 2 – madeira com teor de água correspondente a uma temperatura de 20°C e a humidade relativa do ar envolvente não excede 85% mais do que algumas semanas por ano e que nas madeiras de resinosas corresponde a um teor de água médio de 20%;

Classe de serviço 3 – situações conducentes a um teor de água superior ao obtido na classe de serviço 2.

A norma EN 335-1 define 5 classes para o risco de exposição de elementos de madeira:

Classe de Risco 1 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão cobertos, totalmente abrigados das intempéries;

Classe de Risco 2 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão cobertos e totalmente abrigados das intempéries, mas onde uma humidade ambiente elevada pode conduzir a humedificação ocasional, mas não persistente;

Classe de Risco 3 – Situações em que a madeira ou produtos derivados não estão sob cobertura nem em contacto com o solo. Estão, ou continuamente expostos as intempéries ou abrigados, mas frequentemente sujeitos a humedificação;

Classe de Risco 4 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão em contacto com o solo ou a água doce e deste modo permanentemente expostos a humedificação;

Classe de Risco 5 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão permanentemente expostas ao contacto a água salgada.

4.3 Tipos de Madeira e Novas Soluções

As características naturais da madeira podem ser modificadas e melhoradas. Com o desenvolvimento das construções das obras de arte em madeira tornou-se vital o advento de novas referências de madeira como por exemplo o CLT (Cross Laminated Timber), GLT (Glued Laminated Timber), LVL (Laminated Venner Lumber) entre outros. Esses materiais proporcionaram novos horizontes na engenharia de estruturas de madeira em áreas que pertenciam ao domínio do betão, aço e alvenaria. Estes novos materiais permitem obter estruturas mais esbeltas, e com secções económicas.

4.3.1 Madeira Maciça

A madeira maciça é utilizada geralmente em secções retangulares extraídas diretamente dos toros, onde a sua facilidade construtiva está relacionada com o manuseamento das secções retangulares.

Este tipo de material ostenta algumas preocupações na sua utilização devido à sua industrialização e desperdício do material, bem como o fato de os tabuleiros que utilização a madeira maciça na sua execução, é limitado pela disponibilidade de árvores e requisitos geométricos.

Das espécies mais utilizadas em Portugal destacam-se Pinho Bravo (*Pinus pinaster*), o Pinheiro Casquinha (*Pinus sylvestris*), o Cedro (*Cedrus atlântica*), o Carvalho Português (*Quercus faginea*), o Castanho Bravo (*Castanea sativa*) e o Eucalipto Comum (*Eucalyptus globulus*).

A tabela 5 abaixo demonstra algumas características das espécies mencionadas a cima.

Tabela 5 - Características de alguns exemplos de madeira maciça. Fonte: Dimensionamento de Estruturas Madeira

Designação Portuguesa	Origem	Tipo	Principal aplicação
Pinho Bravo	Europa	Resinosa	Construção civil; Carpintaria
Pinheiro Casquinha	Europa (Pirinéus, Alpes, Sibéria)	Resinosa	Estruturas; Madeira lamelada colada
Cedro	América	Resinosa	Construção naval; Construção civil
Carvalho Português	Península Ibérica; Norte de África	Folhosa	Construção civil; Combustível
Castanho Bravo	Bacia mediterrânica da Europa	Folhosa	Construção civil; Revestimentos
Eucalipto Comum	Ásia	Folhosa	Construção civil; Pasta de papel; Travessas de caminhos-de-ferro

Os tabuleiros constituídos por madeira serrada representam as tipologias mais simples e antigas da utilização da madeira maciça.

Os painéis de madeira serrada são distribuídos transversalmente e fixadas nas vigas principais com pregos de grandes dimensões. Esta tipologia de tabuleiro são geralmente peças de vãos curtos.

Este tipo de material apresenta como vantagens o tabuleiro trabalhar como painel, permitindo uma melhor distribuição de cargas sobre as vigas principais, e também o fato de o tabuleiro funcionar como elemento de contraventamento para as vigas principais.

Por outro lado, a madeira serrada está condicionada a efeitos climáticos adversos, ou seja, apresenta uma reduzida proteção dos materiais, como por exemplo, não são à prova de água.

Neste tipo de tabuleiros, a aplicação de asfalto como acabamento não é muito eficaz devido a grandes deslocamentos do tabuleiro, que podem levar à criação de fissuras no asfalto e consequente deterioração da madeira.



Figura 59 - Madeira Maciça (peças roliças). Fonte: Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira

As novas tipologias de madeira maciça são classificadas em classes de resistência ou de qualidade (EN 338:1995 – Structural Timber – Strength classes).

4.3.2 Madeira Lamelada Colada (MLC)

A madeira lamelada colada surgiu com Otto Hetzer no início do século XX, e tem sido utilizada como produto industrial em todo o tipo de estruturas desde pontes a edifícios diversificados.

Traduz um processo de execução simples, que consiste num aglomerado de pequenas lamelas de madeira classificada e selecionada, aparelhadas e orientadas com o fio na mesma direção, coladas de topo e de face, obtendo elementos com comprimento e secção transversal pretendida. Este processo remete peças mais homogêneas e evita a tendência para fendilhação, uma vez que as tensões geradas por uma lamela são contrariadas e absorvidas pelas outras.

A madeira lamelada colada pode ser comparada com madeira maciça, pois estas apresentam comportamentos físicos e mecânicos equiparados, tendo a madeira lamelada colada maior resistência, o que irá possibilitar a adoção de tensões de segurança mais elevadas.

Na sua produção são verificados fatores que afetam a resistência do produto final e a sua durabilidade, como por exemplo, a temperatura e humidade relativa do ar, limpeza e afinação das máquinas utilizadas, teor em água, dimensão das lamelas empregues, resistência mecânica, orientação das lamelas e o tempo, temperatura e pressão de colagem.

“A madeira lamelada beneficia, também, de uma elevada resistência ao fogo e de bom comportamento face a ação de fumos e de emanações corrosivas dos produtos químicos.” (Campredon, 1946)

O seu fabrico tem sofrido grandes alterações devido à sua industrialização, gerando essa uma maior rapidez na sua produção, e conseqüente maior controlo na qualidade do produto final.

No seu processo de fabrico englobam as seguintes etapas:

a) Preparação das lamelas

- Secagem em estufa ($w < 15\%$ exigido pelas colas);
- Aplainamento das lamelas;
- Classificação da resistência das lamelas;
- Preparação dos topos;
- Empilhamento das lamelas.

b) Execução das lamelas por ligação com juntas denteadas

- Execução dos denteados das juntas nos topos das lamelas e neles aplicada a cola;
- As lamelas individuais são unidas topo a topo e a junta fortemente comprimida por um período mínimo de 2 segundos;
- A lamela contínua assim obtida é cortada com o comprimento designado;
- Armazenamento das lamelas por 8 ou mais horas, aguardando o endurecimento da cola das juntas;

c) Colagem

- Regularização das lamelas;
- Aplicação da cola;
- Colagem das lamelas face a face, por pressão (>0.4 a 1.2 MPa) em guias retas ou curvas consoante o tipo de viga pretendido;
- As vigas, ainda sob pressão, são mantidas sob condições controladas de ambiente (20°C , 65% h.r.).

d) Acabamento

- Aplainamento lateral das vigas, para remoção da cola refluída e desempenho das faces laterais;
- Trabalhos de acabamento.

Os sistemas estruturais empregues são vigas retas, pórticos e arcos, sendo tecnicamente viável a execução de estruturas com grandes vãos, acima dos 100 metros, apenas limitados pelo transporte, montagem e capacidade das fundações.

No que diz respeito à durabilidade, é fundamental possuir cuidados com o seu corte, secagem e manutenção dos elementos.

A madeira lamelada colada exhibe inúmeras vantagens como a alta capacidade e um baixo peso próprio, grande flexibilidade com curvaturas, o MLC apresenta uma elevada resistência ao fogo, em caso de incêndio é formada uma camada carbonizada em torno do núcleo reduzindo a entrada de oxigénio e calor retardando o colapso da estrutura, e a sua imunidade ao ataque de xilófagos, maioritariamente devido às colas utilizadas detentoras de toxinas. A madeira lamelada colada é o material estrutural mais adequado para ambientes quimicamente agressivos, pois estes não estão sujeitos a qualquer tipo de corrosão ou oxidação. A sua imunidade a ações dos cloretos da água do mar e do cloro das piscinas, traduz vantagens na utilização frequente desses materiais.

O Eurocódigo 5 menciona dois tipos de madeira lamelada colada, a homogénea e a combinada. A madeira lamelada colada homogénea possui uma secção transversal onde todas as lamelas pertencem à mesma classe de resistência e à mesma espécie. A combinada é constituída por uma secção transversal composta por lamelas interiores e exteriores com classes de resistência diferentes ou com diferentes espécies.

A combinação das lamelas referidas é descrita no anexo B da norma portuguesa NP EN1194:2002. A madeira utilizada na obtenção das lamelas deverá ser classificada, visualmente (EN518) e mecanicamente (EN519).

Relativamente às colas, o principal benefício traduzido na norma EN301 é o de estabelecer a diferença entre colas com aptidão para aplicações exteriores, como as RF (Resorcinol-formaldeído) e as FRF (Fenol-resorcinol-formaldeído), e as colas sem ou com limitada aptidão para aplicações exteriores, como as MUF (Melamina-urea-formaldeído), as UF (Urea-formaldeído) e a caseína.

Relativamente a Ensaios de caracterização mecânica e física, a madeira lamelada colada segue a norma EN 14080:2013 – Timber Structures – Glue laminated timber and glued solid timber – Requirements.

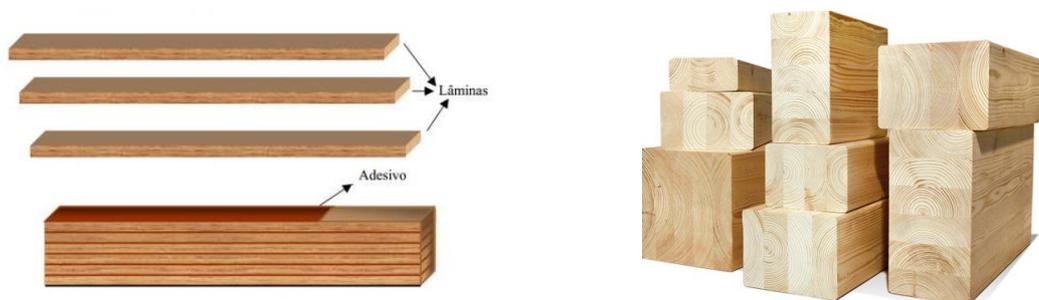


Figura 60 - GLT Glued Laminated Timber. Fonte: <https://istoeengenharia.files.wordpress.com>

4.3.3 Madeira Lamelada Colada Cruzada (MLCC)

A madeira lamelada colada cruzada é constituída por lamelas de madeira maciça ligadas transversalmente com um adesivo estrutural submetidas a grandes pressões, otimizada para suportar cargas dentro e fora do plano.

A sua homogeneização é adquirida através da colocação das laminas com as fibras alternadas. A laminação cruzada progride as propriedades estruturais dos painéis devida à distribuição de forças no prolongamento das fibras de madeira em ambos os sentidos, eliminando praticamente qualquer retração significativa ou deformação. É análoga ao contraplacado, mas com laminas distintamente mais espessas.

É um material bastante requisitado nas construções devido a inúmeros fatores como a sua resistência mecânica, resistente ao fogo, rapidez na sua montagem, o rigor na execução devido à pré-fabricação, redução nos custos associados ao transporte e elevação, a leveza dos painéis associada a uma boa capacidade resistente permite a sua aplicação na construção em altura, com uma diminuição das cargas a transmitir às fundações. A sua função de estabilidade possibilita simultaneamente obter favoráveis performances térmicas, e um acabamento interior sem necessidade recorrer a camada de revestimento.

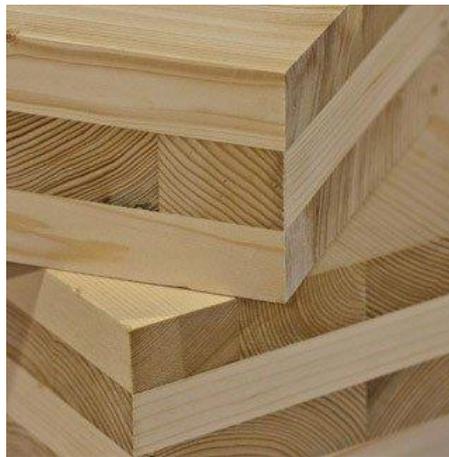


Figura 61 - Madeira Laminada Cruzada (MLC) Fonte: <http://atelieradstudio.wixsite.com>

4.3.4 Madeira Micro-Laminada (MML)

A madeira micro-laminada é uma madeira estrutural resultante de inúmeras camadas de madeira fina sobrepostas com adesivos, paralelas entre si e com as fibras na direção longitudinal, obtendo-se desta forma uma madeira de alta qualidade.

A MML está agrupada à categoria da madeira compósita estrutural. Devido a essa natureza compósita, comparativamente com a madeira serrada, apresenta uma capacidade reduzida de se deformar, torcer ou encolher.

É considerado um material fiável na construção, sendo este dimensionado, compativelmente, para a execução das vigas em I. Geralmente é utilizada em cabeçalhos, feixes, placas de borda e material de formação de placas de borda, ou seja, elementos de pequena dimensão, embora também possa surgir em elementos de grandes dimensões como por exemplo, degraus de escadas, pisos, coberturas e pontes.

A aplicação deste material possibilita a eliminação de muitas imperfeições provenientes da anatomia da árvore, como os nós, desvio de fios e medulas.

A madeira micro laminada, tal como a madeira lamelada colada, apresentam vantagens relativamente á madeira maciça como por exemplo, a obtenção de produtos com maior resistência e o processo de classificação das folhas facilita a atribuição de propriedades de resistência, e a geometria e forma dos elementos podem ser obtidas consoante o pretendido.

Relativamente a Ensaio de caracterização mecânica e física, a madeira lamelada colada segue a norma EN 14374:2004 – Timber Structures – Structural laminated veneer Lumber - Requirements.



Figura 62 – Laminated Veneer Lumber (LVL). Fonte: <http://www.ufpi.com/en/products/lvl.aspx>

4.4 Durabilidade

Durabilidade é um conceito de grande relevância na projeção de estruturas de madeira, dependendo basicamente da espécie e varia com as características anatômicas da árvore.

A durabilidade pode ser definida de acordo com a sua resistência destrutiva, isto é, resistência física, química e biológica. A madeira é um material natural que apresenta particularidades distintas de degradação comparativamente com outros materiais, como por exemplo o aço e o betão. Este material é condicionado essencialmente por fungos e insetos xilófagos, temperatura e humidade.

Existem agentes ambientais com potencial de restringir a performance da madeira ao longo do seu período de vida. A sua durabilidade pode ser garantida através da combinação de alguns fatores como o melhoramento detalhado dos projetos, ou seja, detalhes sobre a proteção contra a chuva e raios solares, drenagem rápida das águas e a secagem das áreas húmidas. Outro fator está associado ao tratamento preservativo, distinguindo-se este em tratamento superficial, preservação química sob pressão, e processo de impregnação artificial. A inspeção, manutenção e reparos, fator bastante condicionante na durabilidade da estrutura. A inspeção corresponde ao controlo periódico e sistemático para a avaliação de sinais de deterioração, a manutenção e os reparos tem como função a remoção de detritos e sujeiras, evitar acumulação de humidades, e refazer acabamentos protetores adequados.

4.5 Deterioração da madeira

A deterioração da madeira é um processo que modifica de modo desfavorável e prejudicial as suas características. Esta pode ser originada por agentes bióticos (seres vivos) e abióticos (seres não vivos).

Dos agentes bióticos são predominantes os fungos, insetos xilófagos e furadores marinhos, organismos estes que necessitam de algumas condições para a sua sobrevivência como a temperatura, oxigénio e humidade. Cada organismo está associado a diferentes características de deterioração, os fungos estão relacionados com o apodrecimento, sendo este um problema bastante comum no ciclo de vida das estruturas em madeira. Os indícios associados incluem a perda da resistência, amolecimento, desintegração e descoloração, devido essencialmente à presença de humidade.

A infestação de insetos, onde várias espécies utilizam a madeira como abrigo e fonte de alimento, onde nesta situação a humidade não é um fator fundamental.

Os agentes abióticos englobam condicionantes físicos, químicos, mecânicos e climatéricos. Estes podem danificar o tratamento preservativo, expondo a madeira não tratada ao ataque de agentes bióticos. Abrasão mecânica, corrosão, degradação química, instabilidade, deslocamentos, fissuras e danos devido ao fogo, são exemplares de agentes abióticos.

4.6 Preservação da madeira

Preservação é um conjunto de ações preventivas e curativas de agentes biológicos, como os fungos e outros exemplo referidos anteriormente, físicos e químicos que afetam as características da madeira, adotadas no desenvolvimento e na manutenção dos componentes existentes na estrutura.

A ventilação e o contato com o meio húmido, são fatores de grande relevância quando estamos a avaliar a preservação das estruturas. Uma estrutura não ventilada e em constante contacto com humidade excessiva apresenta níveis de degradação acentuados, dispondo em risco a própria estrutura. Em situações de ambientes sem presença de humidade, a preocupação reside nas térmitas de madeira seca e alguns tipos de carunchos.

Na conceção de estruturas em madeira é fundamental garantir que o teor em água esteja compreendido entre os 13 e 17%. (Negrão & Faria, 2009) Tal percentagem pode ser obtida através da eliminação de causas de infiltração de água nas estruturas e admitindo um sistema de ventilação adequado.

A possibilidade de preservar a madeira por meio de tratamentos adequados garante níveis de durabilidade superiores, aumentando significativamente o tempo de vida útil das estruturas de madeira.

Os conservantes da madeira podem ser distinguidos em categorias sendo essas, conservantes oleosos, como o creosote e óleos de antraceno. Conservantes aquosos, essencialmente constituídos por sais minerais dissolvidos na água. E solventes orgânicos, como os fungicidas e/ou inseticidas.

Nas referidas categorias existem diferentes produtos químicos e têm diferentes eficácias em condições de exposição distintas. A exposição pode ser distribuída em três categorias para os conservantes, sendo essas, contanto com o solo, o alto perigo de deterioração remete a utilização de conservantes pesados, na superfície de contacto acima do solo, o perigo de deterioração é baixo, geralmente não requer um tratamento de pressão, e a exposição marinha, onde o risco de deterioração alta necessita de um tratamento pesado.

Os produtos químicos preservadores concedem à madeira maior resistência ao ataque de agentes biológicos tendo como principais exigências, executar uma ação tóxica sobre os agentes agressores, ser impregnável na madeira, conservar a função protetora ao longo do tempo e não diminuir o desempenho da madeira para as condições previstas.

As principais normas relativas à durabilidade e preservação da madeira são a EN 351-1 – Durability of wood and wood-based products. Preservative - treated solid wood - Part 1: Classification of preservative penetration and retention, prEN 599-1 – Durability of wood and wood-based products. Performance of preventive wood preservatives as determined by biological tests - Part 1: Specifications according to hazard classes e prEN 599-2 – Durability of wood and wood-based products. Performance of preventive wood preservatives as determined by biological tests - Part 2: Classification and labelling.

Capítulo 5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA

5.1 Eurocódigo 5

Os eurocódigos foram elaborados pelo CEN, o Comité Europeu de Normalização, uma associação sem fins lucrativos, com o objetivo de gerar regras comuns para todos os estados membros da União Europeia, de modo a facilitar o comércio e mobilidade de pessoal especializado. Foi em 1990 estabelecida a Comissão Técnica, CEN/CT 250, que desenvolveu os primeiros eurocódigos como pré-normas, estes foram levadas a escrutínio pelos países membros do CEN, passando depois a normas finais.

Em 1998 surgiu a versão original da EN 1995, compreendendo três partes:

Parte 1.1 - Estabelece princípios gerais para o projeto de estruturas de madeira, assim como regras específicas para edifícios;

Parte 1.2 - Define o projeto de estruturas ao fogo;

Parte 2 - Determina as regras específicas para pontes em madeira.

Em Portugal, a parte 1.1 foi traduzida em 1998, da versão de 1995, e a parte 1.2 em 2000, também da versão de 1995, não existindo até à data tradução da versão inglesa de 2004, nem da parte 2. Para o dimensionamento segundo o EC 5, as ações e os critérios de segurança a considerar devem obedecer à EN 1990 e à EN 1991, correspondente ao Eurocódigo 0, que proporciona as bases de cálculo das estruturas, e ao Eurocódigo 1, que define as ações nas estruturas, respetivamente.

5.2 Verificação de segurança

Quando estamos perante qualquer tipo de dimensionamento de estruturas, neste caso em concreto pontes rodoviárias em madeira, é fundamental que a verificação de que nenhum dos estados limite seja excedido tendo em consideração situações de projeto e respetivos casos de carga associados.

Deste modo, a verificação dos estados limite ELU e ELS é válida quando comprovamos a seguinte expressão (5):

$$S_d < R_d \quad (5)$$

Em que S_d é o valor de cálculo de um esforço ou um conjunto de esforços atuantes e R_d é o valor de cálculo do esforço resistente correspondente.

5.2.1 Variáveis de dimensionamento

A madeira em condições de carregamento de longa duração perde até 40% da sua capacidade resistente instantânea inicial. Devido a essa característica, esta exige a consideração de parâmetros, atendendo à influência da duração das cargas. O efeito da duração das cargas nas propriedades mecânicas é concretizado por um fator de modificação de resistência K_{mod} . Este representa o efeito do teor de água e é utilizado como um coeficiente, geralmente redutor, das propriedades mecânicas instantâneas referidas a um teor em água de 12%. O valor de cálculo de X_d de uma propriedade de um material é definido pela seguinte expressão (6):

$$X_d = K_{mod} \times X_{k/\gamma_M} \quad (6)$$

Em que K_{mod} é o fator de correção que tem em conta o efeito, parâmetros de resistência dos materiais, da duração das ações e do teor de água dos materiais (Quadro 3.1.7-EC5), X_k valor característico da propriedade do material e γ_M o coeficiente parcial de segurança para a propriedade do material.

Podem ser consideradas cinco classes de duração das ações, de acordo com a tabela 6.

Tabela 6 - Classes de duração das cargas e respetivos fatores k_{mod} . Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada

Classe de duração	Tempo aproximado	Exemplo de ação	Fator k_{mod} para MLC		
			Classe de Serviço		
			1	2	3
Permanente	Mais de 10 anos	Peso Próprio	0.60	0.60	0.50
Longo prazo	6 meses a 10 anos	Armazém	0.70	0.70	0.55
Médio prazo	1 semana a 6 meses	Cargas impostas	0.80	0.80	0.65
Curto prazo	Menos de 1 semana	Neve, vento	0.90	0.90	0.70
Instantâneo		Vento, acidentes	1.10	1.10	0.90

5.2.2 Estados Limite de Utilização

A verificação aos estados limite de utilização, ou serviço, promove essencialmente que a construção cumpra as funções exigidas, satisfazendo a totalidade dos seus utilizadores, ou seja, tem de cumprir limites de deformação, de vibração e deslizamento das ligações, de forma a garantir conforto e o nível de serviço.

Para estes estados limite, devem ser utilizados valores dos módulos de elasticidade, distorção e deslizamento corrigidos pelo fator k_{def} , que tem em consideração a fluência dos materiais.

$$E_{médio,fin} = \frac{E_{médio}}{(1 + k_{def})} \quad (7)$$

$$G_{médio,fin} = \frac{G_{médio}}{(1 + k_{def})} \quad (7.1)$$

$$k_{ser,fin} = \frac{k_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (7.2)$$

Onde $E_{médio}$ apresenta o módulo de elasticidade médio, $G_{médio}$ módulo de distorção médio, k_{ser} módulo de deslizamento e k_{def} fator de correção da deformação por fluência.

5.2.3 Estados Limite de Deformação

O EC 5 impõe limites para a deformação máxima em vigas, encastradas ou apoiadas, consoante a duração da carga. Deste modo, as várias parcelas da deformação podem ser definidas como:

w_c – Contra flecha;

w_{inst} – Deformação instantânea;

w_{creep} – Deformação devido à fluência;

w_{fin} – Deformação final;

$w_{net,fin}$ – Deformação final corrigida.

A deformação final pode ser dada pela seguinte expressão (8):

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (8)$$

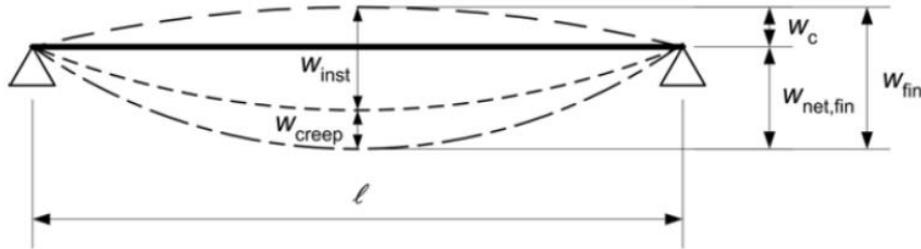


Figura 63 - Esquemática das componentes da deformação. Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada

Os valores máximos da deformação, dependentes de l , o comprimento do elemento, e do sistema de apoio são dados pelo EC5. Os valores do EC 5 encontram-se representados na tabela 7.

Tabela 7 - Limites máximos de deformações segundo o EC 5. Fonte: Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada

Sistema de apoio	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Apoiado	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Encastrado	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

5.2.4 Estados Limite Últimos

A verificação aos estados limite últimos assegura que a estrutura tenha um período de vida útil com uma probabilidade reduzida de atingir o colapso parcial ou total. Para esse efeito, o EC 5 define que pode ser feita uma análise para 3 tipos de rigidez:

- Para uma análise elástica linear de 1ª ordem, cujos elementos tenham todos a mesma variabilidade de propriedades ao longo do tempo, devem ser utilizados os valores médios;
- Para uma análise elástica linear de 1ª ordem, cujos elementos não tenham todos a mesma variabilidade de propriedades ao longo do tempo, devem ser utilizados para os elementos mais carregados os valores médios;
- Para uma análise elástica linear de 2ª ordem, devem ser utilizados valores de dimensionamento não ajustados à duração da carga, ou seja, sem o coeficiente *kmod*.

Tração paralela às fibras

O EC 5 estipula que deve utilizar-se como critério de dimensionamento a expressão (9):

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9)$$

Onde $\sigma_{t,0,d}$ é a tensão de dimensionamento paralela às fibras e $f_{t,0,d}$ a resistência de dimensionamento à tração paralela às fibras.

Compressão paralela às fibras

Para a verificação segundo o EC 5 à compressão paralela, o mesmo estipula, apenas, que o esforço atuante tem de ser inferior ou igual ao resistente, como é expresso na seguinte equação (10.1):

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (10.1)$$

Onde $\sigma_{c,0,d}$ é a tensão de dimensionamento perpendicular as fibras e $f_{c,0,d}$ a resistência de dimensionamento à tração perpendicular às fibras.

5.3 Flexão

5.3.1 Dimensionamento

De acordo com as suas características físicas e mecânicas a madeira apresenta uma ótima relação entre a resistência e o peso.

A resistência da madeira à flexão depende fundamentalmente de três fatores, a relação entre a resistência à compressão e à tração, o comportamento dúctil da zona sujeita a compressão e da resistência à rotura na zona tracionada.

No caso em estudo são utilizados parâmetros de flexão simples, uma vez que estamos na presença de vigas de pavimentos (pontes).

O dimensionamento de elementos de madeira submetidos à flexão, onde a direção das fibras é paralela ao vão, engloba algumas verificações, tais como:

- Valor máximo da tensão de flexão atuante de cálculo;
- Risco de instabilidade lateral-torcional ou bambeamento;
- Valor máximo da tensão de corte atuante de cálculo;
- Esmagamento transversal nos apoios ou cargas concentradas;
- Estado limite de deformação, no caso de vigas;
- Estado limite de vibração, no caso de pavimentos.

5.3.2 Cálculo da tensão resistente

O cálculo da tensão resistente para verificação da segurança estrutural deve ser efetuado segundo o Art. 2.2.3.2 do EC5.

O suposto regulamento sugere alterações na quantificação dos valores de cálculo da tensão resistente em diferentes situações de aplicação dos materiais.

Para madeira maciça e alturas da secção transversal em flexão ou para larguras em tracção paralela ao fio, inferiores a 150mm, os valores característicos $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$ determinados de acordo com os projetos prEN 338 e prEN 384 podem ser multiplicados pelo fator K_h (11) onde:

$$K_h = \min\left\{\left(\frac{150}{h}\right)^{0.2}; 1.3\right\} \quad (11)$$

Em peças de madeira lamelada colada, para alturas da secção transversal em flexão ou larguras em tracção paralela ao fio, inferiores a 600 mm, os valores característicos $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$ determinados de acordo com o projeto prEN 1194 podem ser multiplicados pelo fator K_h (11.1) onde:

$$K_h = \min\left\{\left(\frac{600}{h}\right)^{0.2}; 1.15\right\} \quad (11.1)$$

Assim, os valores de cálculo para a tensão resistente à flexão deverão ser obtidos a partir da seguinte equação (12):

$$f_{m,d} = K_h \times \frac{K_{\text{mod}} \times f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (12)$$

Em que, K_h é o coeficiente que tem em conta o efeito de volume, K_{mod} é o coeficiente que atende ao efeito da duração das ações e do teor de água e γ_M o coeficiente parcial de segurança material.

5.3.3 Capacidade resistente – Flexão Simples

Flexão simples é um esforço resultante da ação de carregamentos transversais que tendem a curvar as peças e geram uma distribuição de tensões aproximadamente lineares no seu interior. Essa distribuição alterna entre tensões de tração e compressão na mesma seção transversal. A verificação da segurança de determinada seção transversal é validada pela seguinte equação (13):

$$\sigma_{m,d} = \frac{Msd}{I} \times Z \leq f_{m,d} \quad (13)$$

Em que Msd o valor de cálculo do momento fletor, I o momento de inércia segundo o eixo do momento e Z a distância na perpendicular desse eixo à fibra.

5.3.4 Instabilidade lateral – torcional (Bambeamento)

Viga padrão é uma viga com secção retangular, simplesmente apoiada, submetida a esforços de flexão provocada por dois momentos fletores aplicados nas extremidades.

Perante estas condições, a viga encontra-se comprimida superiormente e tracionada inferiormente. Quando o momento fletor atinge um determinado valor M_{crit} , compressão da parte superior pode originar fenómenos de instabilidade denominados por bambeamento.

Manifesta-se em secções esbeltas fletidas no seu plano de inércia máxima, consistindo essencialmente na ocorrência de encurvadura no plano perpendicular ao do carregamento.

Quando o valor de M é inferior a M_{crit} , a viga deforma-se no plano vertical, como consequência da flexão segundo o eixo perpendicular ao da viga. Contudo, quando se obtém o valor de M_{crit} pode ser gerado um deslocamento horizontal por rotação, originado pela encurvadura da zona comprimida. O momento crítico elástico (14) para uma viga simplesmente apoiada, sob ação de um momento uniforme é dado por:

$$M_{crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0.05} I_Z G_{0.05} I_{tor}}}{I_{ef}} \quad (14)$$

Em que, I_Z é o momento de inércia (eixo fraco), I_{tor} é o momento de inércia torcional, $E_{0.05}$ é o valor característico do módulo de elasticidade, $G_{0.05}$ é o valor característico do módulo de distorção e I_{ef} o comprimento de encurvadura.

A tensão crítica correspondente a M_{crit} para uma viga de secção transversal rectangular é dada pela seguinte expressão (15):

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi}{I_{ef}} \frac{b^2}{h} \sqrt{\frac{1 - 0.63b/h}{1 - b^2/h^2}} \quad (15)$$

Em que b e h são os valores da base e da altura da secção transversal da viga, respetivamente.

Verifica-se que, para a gama de relações base sobre altura mais correntes, 0.1 a 0.7, o segundo radical varia entre 0.94 e 1.05, pelo que, na prática, reduz-se o valor do segundo radical a 0.94, o que nos garante o lado da segurança. Tomando como valor de módulo de elasticidade o referente à direcção do fio e, assumindo o módulo de distorção como $E/16$, a tensão crítica (16) é dada por:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.75E_{0.05}b^2}{hI_{ef}} \quad (16)$$

Uma vez que a presença desse fenómeno de instabilidade diminui a capacidade resistente do elemento a dimensionar, é fundamental a aplicação de algumas medidas para reduzir a sua ocorrência, tais como:

- Reduzir os comprimentos de encurvadura;
- Aumentar a rigidez de flexão lateral (EI);
- Aumentar a rigidez de torção (GJ) da secção;
- Restringir os movimentos de apoio que facilitam o surgimento de instabilidade.

Metodologia pelo Eurocódigo 5

Na metodologia apresentada pelo Eurocódigo 5 para o dimensionamento à flexão de vigas, é necessária a verificação da seguinte condição (17):

$$\sigma_{m,d} = k_{crit} f_{m,d} \quad (17)$$

Em que k_{crit} é um coeficiente que tem em conta a redução da resistência devida à encurvadura.

Os valores para o coeficiente k_{crit} (17.1) podem ser obtidos através (Art.º 5.2.2. (4)):

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{para: } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & \text{para: } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{para: } 1.4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (17.1)$$

Nos termos do EC5 (Art.º 5.2.2(5)), poderá considerar-se que $k = 1$ (inexistência de bambeamento) se estiverem restringidos os deslocamentos transversais do bordo comprimido e a rotação dos apoios em torno do eixo longitudinal.

5.4 Corte

O esforço de corte gera tensões tangenciais que atuam sobre as fibras da madeira através de diferentes modos, em função da orientação da fibra em relação ao esforço de corte.

Desta forma, podemos classificar as tensões como tensões tangenciais de corte, as fibras são cortadas transversalmente por este esforço, onde a rotura ocorre por esmagamento. Tensões tangenciais de deslizamento longitudinal, onde a rotura é produzida pelo deslizamento entre as fibras na direcção longitudinal. E tensões tangenciais de deslizamento transversal, a rotação das fibras entre si leva à rotura localizada.

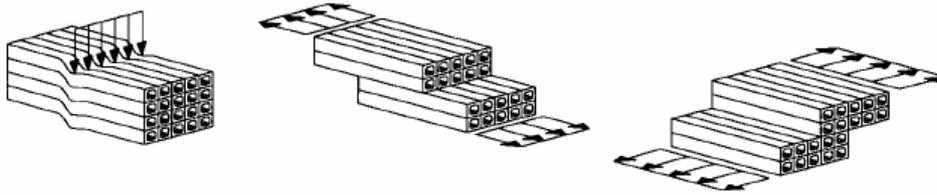


Figura 64 - Tensões tangenciais nos elementos de madeira. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM

Quando estamos na presença de elementos submetidos à flexão e ao corte, simultaneamente, são geradas tensões de corte e de deslizamento, e a sua rotura ocorre segundo o plano mais fraco, ou seja, por deslizamento.

Os valores característicos para a resistência ao corte, por deslizamento, para as espécies geralmente usadas na construção, variam entre os 1,7 a 6,0 MPa. As tensões tangenciais por rotação das fibras apenas se desenvolvem em casos concretos, como as ligações coladas entre almas e banzos de vigas, para o caso de secções transversais de duplo T. O valor para a resistência por rotação esta entre os 20 a 30% da resistência por deslizamento.

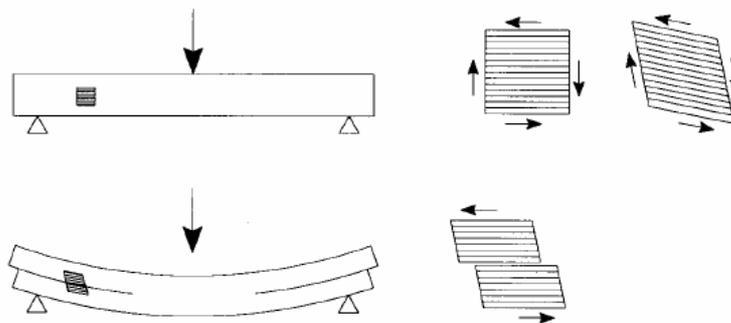


Figura 65 - Tensões tangenciais de corte e deslizamento. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM

Metodologia pelo Eurocódigo 5

Na metodologia apresentada pelo Eurocódigo 5 para o dimensionamento ao corte, é necessária a verificação da seguinte condição (18):

$$\tau_{sd} \leq f_{v,d} \quad (18)$$

Em que τ_{sd} é o valor de cálculo da tensão tangencial máxima e $f_{v,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente ao corte.

No cálculo da tensão tangencial máxima (19), assumem-se como válidas as expressões da resistência dos materiais, para materiais homogêneos e isotrópicos:

$$\tau_{sd} = 1.5 \frac{V_{sd}}{A} \quad (19)$$

Em que V_{sd} é o valor de cálculo para o esforço transversal atuante e A a área da secção transversal da viga.

Nas extremidades das vigas, o efeito do esforço de corte total de cargas pontuais, situadas a uma distância igual ou inferior $2h$, ou seja, ao dobro da altura da secção transversal da viga, vem reduzido pela aplicação da seguinte expressão (20):

$$V_{sd,r} = V_{sd} \frac{d}{2h} \quad (20)$$

Em que $V_{sd,r}$ é o valor reduzido do esforço transversal, obtido pela modificação da sua linha de influência, de acordo com a seguinte figura:

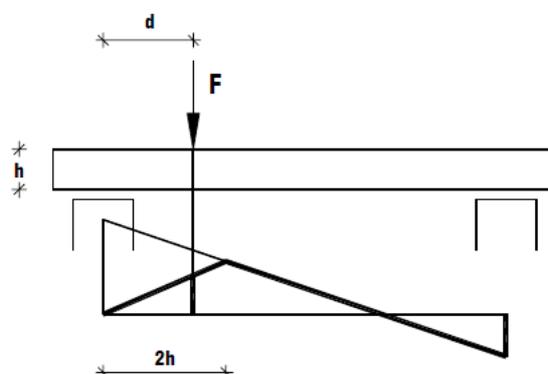


Figura 66 - Redução do esforço transversal, de acordo com a linha de influência modificada. Fonte: Estruturas de Madeira; Departamento de Engenharia Civil; UM

5.5 Torção

O comportamento da madeira à torção, é condicionado pela reduzida resistência à tracção paralela às fibras, que dita a sua rotura segundo linhas de tracção perpendiculares à direcção do fio (das fibras).

Para o estudo deste esforço, evidencia-se como válidas as expressões da resistência dos materiais para materiais homogéneos e isotrópicos, nomeadamente, as expressões do teorema de Saint-Venant.

Metodologia pelo Eurocódigo 5

A metodologia apresentada pelo Eurocódigo 5 para a verificação à torção de elementos de madeira, consiste na exigência da validade da seguinte expressão (21):

$$\tau_{tor,d} \leq f_{v,d} \quad (21)$$

Em que $\tau_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão de torção e $f_{v,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente ao corte.

As seguintes expressões da resistência dos materiais, adotadas em materiais homogéneos e isotrópicos, na quantificação das tensões provocadas pela torção podem ser válidas.

Para secções circulares:

$$\tau_{tor,d} = \frac{2 \times Mt}{\pi \times r^3} \quad (21.1)$$

Secções retangulares ($h \geq b$):

$$\tau_{tor,d} = \frac{2 \times Mt}{\alpha \times h \times b^2} \quad (21.2)$$

Em que Mt é o valor do momento torsor, r o valor para o raio da secção transversal, h a altura da viga, b a base da viga e α a relação entre a altura e base da viga ($h \geq b$)

Em certos casos, podem coincidir tensões tangenciais produzidas por torção com tensões originadas por corte, embora essa situação não seja muito estudada pelo EC5.

Quando é adequado, poder-se-á aplicar o critério de Mohler-Hemmer, que apresenta como vantagem, a verificação ao corte e à torção, analisadas isoladamente.

O critério de Mohler-Hemmer pode ser aplicado através da seguinte expressão (22):

$$\frac{\tau_{tor,d}}{f_{tor,d}} + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (22)$$

Em que $\tau_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão de torção, $f_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão resistente à torção, $\tau_{v,d}$ é o valor de cálculo da tensão de corte e $f_{v,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente ao corte.

Normalmente, como simplificação, e sabendo que o valor de $f_{tor,d}$ é superior ao apresentado por $f_{v,d}$ admite-se como valor para o primeiro, o expresso pela EN 338 para a tensão de cálculo da tensão resistente ao corte.

Capítulo 6. TABULEIROS DE PONTES. ESTUDO PARAMÉTRICO

Existindo uma importante carência de exemplos de pontes rodoviárias em madeira em Portugal, surgiu a necessidade de realizar um estudo sobre o projeto deste género de estrutura. Este capítulo descreve alguns sistemas estruturais em madeira, adequadamente dimensionados seguindo normas nacionais e europeias, passíveis de serem aplicados na construção de pontes rodoviárias. Para exibir as capacidades da madeira como elemento estrutural, foi realizado um estudo comparativo de dois sistemas estruturais: i) viga e ii) arco. Para este estudo foi assumido um tabuleiro simplesmente apoiado com vãos de 10m, 16m e 20m.

Para efeitos de modelos de sobrecarga para obter esforços, foi utilizado o EC0 e EC1 de modo a quantificar esforços de flexão e esforço transversal, utilizando metodologias de dimensionamento descritas nos respetivos regulamentos.

Após análise é possível determinar a distribuição do referido peso próprio (PP) e das sobrecargas (SC), rodoviárias e passeios, pelos vários elementos longitudinais principais e transversais.

Para aquisição dos devidos esforços atuantes, os tabuleiros foram modelados com o programa de cálculo automático de elementos finitos RFEM. As cargas permanentes são definidas pelo peso próprio (PP) de acordo com a sua área das secções, e pela restante carga permanente (RCP), em conformidade com o EC0 e EC1, incluindo o peso dos passeios. Para além das sobrecargas rodoviárias pertencentes aos modelos do regulamento em questão, considerou-se também a ação variável associada à sobrecarga dos passeios.

6.1 Caracterização dos Sistemas Estruturais em Viga

O sistema estrutural em viga adotado no dimensionamento engloba vigas longitudinais principais, longarinas, dispostas no sentido longitudinal onde repousam o tabuleiro, responsáveis pelo suporte do peso próprio da estrutura bem como as cargas acidentais e efeitos dinâmicos, garantindo assim a rigidez da estrutura. Apresenta também vigas principais transversais colocadas a meio vão sugerindo uma melhor distribuição de cargas com objetivo de solidarizar as longarinas, dividindo assim os esforços atuantes. As vigas principais utilizadas no dimensionamento são constituídas por madeira lamelada colada da classe GL 24c.

O tabuleiro funciona como superfície de rolamento transmitindo as cargas do tráfego para a grelha formada pelas vigas principais longitudinais e transversais. O tabuleiro é composto por vigas de madeira lamelada colada na direção transversal apoiadas nas vigas longitudinais através de conectores metálicos.

O tabuleiro funciona como um importante elemento de contraventamento para as vigas principais, criando assim um efeito diafragma.

No presente estudo do sistema estrutural em viga foram dimensionados três tabuleiros com vãos de 10m, 16m e 20m.

6.1.1 Secções e Geometria dos tabuleiros

O sistema estrutural A.1 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 10m.

Na sua constituição estão presentes 7 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais e o tabuleiro.

O sistema estrutural A.2 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 16m.

Na sua constituição estão presentes 9 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais e o tabuleiro.

O sistema estrutural A.3 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 16m.

Na sua constituição estão presentes 11 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais e o tabuleiro.

Os seguintes esquemas representam as secções e geometria do sistema estrutural em viga para os três diferentes vãos, bem como a metodologia selecionada para definição dos respetivos tabuleiros.

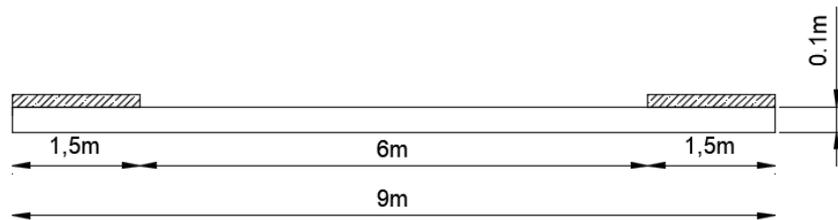


Figura 67 - Secções e geometria dos tabuleiros A.1, A.2, e A.3

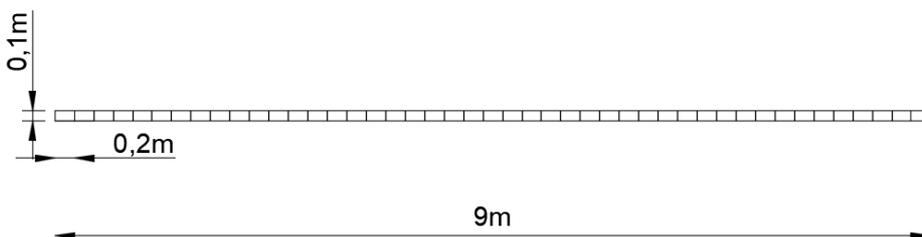


Figura 68 - Solução adotada para dimensionamento dos tabuleiros A.1, A.2, e A.3.

Tabela 8 - Informações relativas às secções dos tabuleiros em estudo

Sistema Estrutural	Vão (m)	Vigas Longitudinais Principais (mm)	Vigas Transversais Principais (mm)	Tabuleiro (mm)	Área Total (m²)	Volume Total (m³)	Peso Total (kg)	
Sistema Estrutural em Viga	A.1	10,00	7 (200*1200)	2 (200*1200)	200*100	551,00	29,94	11976,00
	A.2	16,00	9 (200*1400)	2 (200*1000)	200*100	930,60	58,14	23256,00
	A.3	20,00	11 (200*1400)	2 (200*1000)	200*100	1281,80	83,02	33208,00

6.1.2 Aplicação das respetivas cargas e determinação dos esforços atuantes

Uma vez definidas as dimensões e geometria do sistema estrutural, foram aplicadas todas as cargas associadas, permanentes (peso próprio) e variáveis (modelo de sobrecarga), segundo as normas do EC1 – LM1. As cargas foram aplicadas na posição mais desfavorável para maximização dos esforços, aplicando-se analogamente aos tabuleiros A.2 (16m) e A.3 (20m), bem como no sistema estrutural em arco, para os diferentes vãos (B.1, B.2 e B.3)

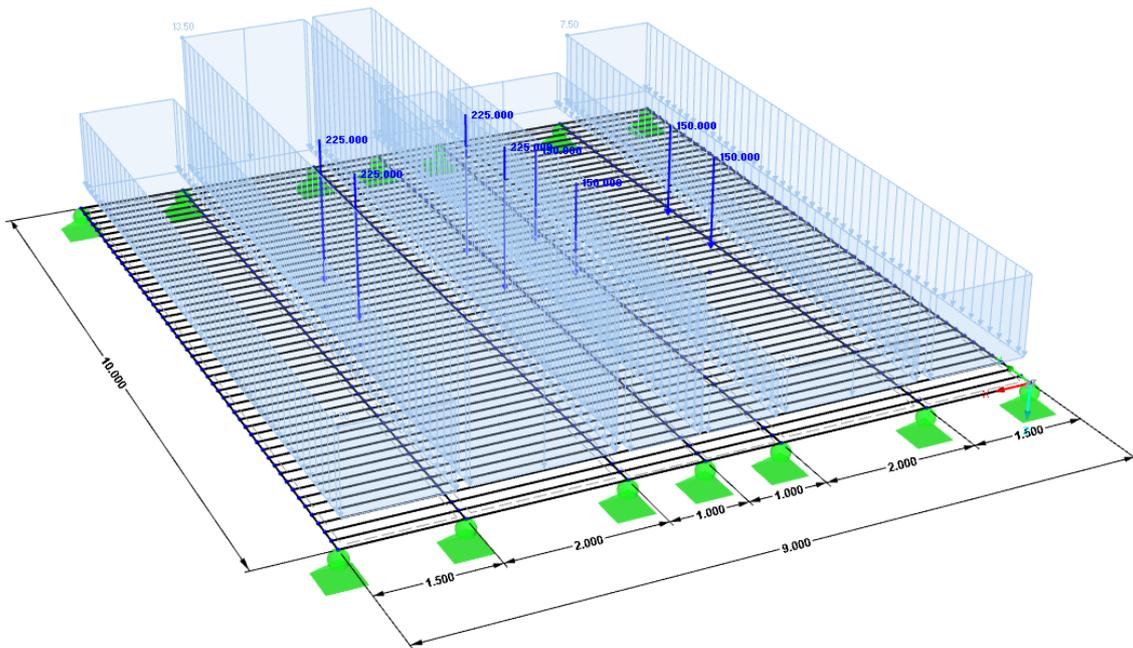


Figura 69 - Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 – LM1.

Relativamente aos valores de cálculo dos esforços atuantes, M_{sd} e V_{sd} , estes foram obtidos através da combinação fundamental de ações, sendo a mais desfavorável, prevista no EC1 e referida no subcapítulo 3.8, aplicando-se analogamente aos tabuleiros A.2 (16m) e A.3 (20m) bem como no sistema estrutural em arco, para os diferentes vãos (B.1, B.2 e B.3).

$$M_{Ed} = \gamma_g (M_{PP} + M_{RCP}) + \gamma_q (M_{TS} + M_{UDL} + \Psi_0 M_{pass}) \quad (23)$$

$$V_{Ed} = \gamma_g (V_{PP} + V_{RCP}) + \gamma_q (V_{TS} + V_{UDL} + \Psi_0 V_{pass}) \quad (24)$$

Onde M_{TS} é o momento fletor devido à ação do TS , M_{UDL} o momento fletor devido à ação da UDL , V_{TS} esforço transversal devido à ação do TS ; V_{UDL} o esforço transversal devido à ação da UDL . EC define um valor de 0.4 para o coeficiente ψ_0 .

6.1.3 Sistema estrutural em viga - Diagramas e resultados dos diferentes vãos

A.1 – Sistema estrutural em viga (10m)

Após análise do sistema no seu conjunto, foram seleccionadas as vigas mais solicitadas, ou seja, as que apresentam maiores esforços, originando estas as situações mais gravosas para dimensionamento da estrutura.

A viga mais solicitada é a viga longitudinal situada no local da Lane1, onde foi inserido o veículo tipo com a carga $Q_{ik} = 300kN$ e sobrecarga rodoviária de $q_{ik} = 9kN/m^2$.

A figura seguinte representa a localização da viga mais solicitada na totalidade da estrutura.

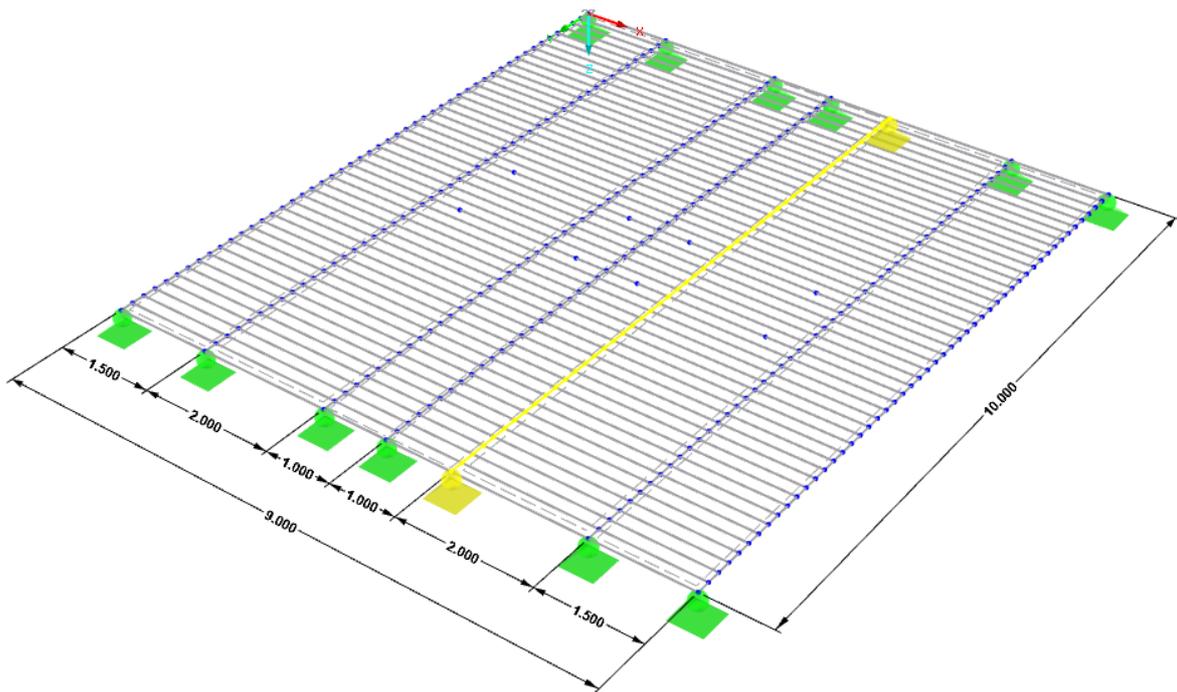


Figura 70 - Representação da viga mais solicitada em A.1

No referido modelo preconizado pelo EC1 - LM1 é possível destacar o valor do momento máximo $M_{máx.} = 643.28kN/m$ na zona de excentricidade das cargas aplicadas pelo veiculo tipo, localizadas a meio vão da viga longitudinal mais solicitada, bem como o valor da deformação máxima $w = 30mm$, e o valor do transverso máximo $V_{máx.} = 155.61kN$ nas regiões de apoio da viga longitudinal.

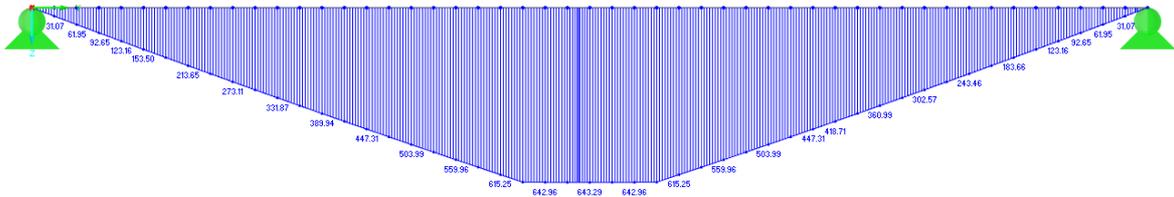


Figura 71 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.1.

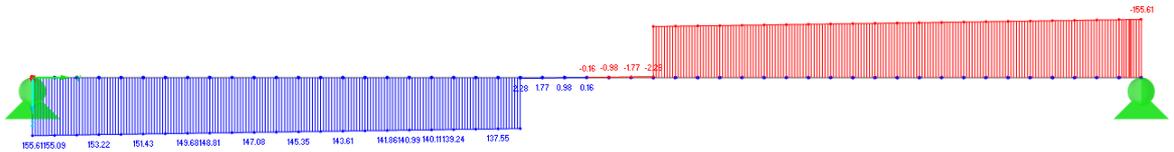


Figura 72 - Representação do diagrama de esforço transverso na viga mais solicitada em A.1.

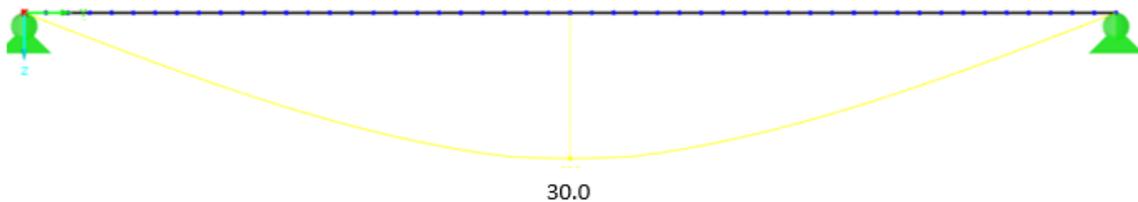


Figura 73 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.1.

A.2 – Sistema estrutural em viga (16m)

Após análise do sistema no seu conjunto, foram selecionadas as vigas mais solicitadas, ou seja, as que apresentam maiores esforços, originando estas as situações mais gravosas para dimensionamento da estrutura.

A viga mais solicitada é a viga longitudinal situada no local da Lane1, onde foi inserido o veículo tipo com a carga $Q_{ik} = 300kN$ e sobrecarga rodoviária de $q_{ik} = 9kN/m^2$.

A figura seguinte representa a localização da viga mais solicitada na totalidade da estrutura.

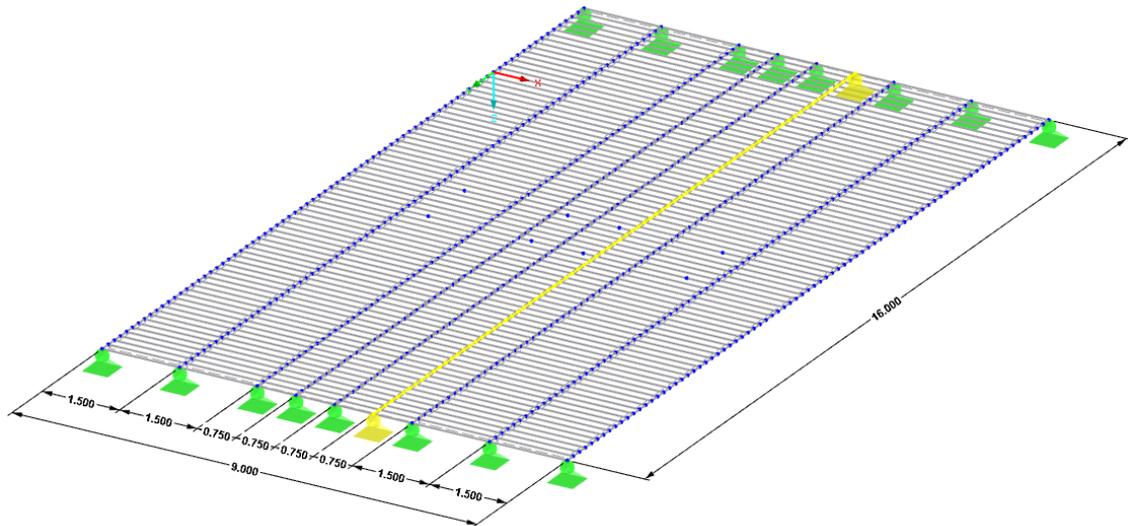


Figura 74 - Representação da viga mais solicitada em A.2

No referido modelo preconizado pelo EC1 - LM1 é possível destacar o valor do momento máximo $M_{máx.} = 853.94kN/m$ na zona de excentricidade das cargas aplicadas pelo veículo tipo, localizadas a meio vão da viga longitudinal mais solicitada, bem como o valor da deformação máxima $w = 56.6mm$, e o valor do transverso máximo $V_{máx.} = 128.52kN$ nas regiões de apoio da viga longitudinal.

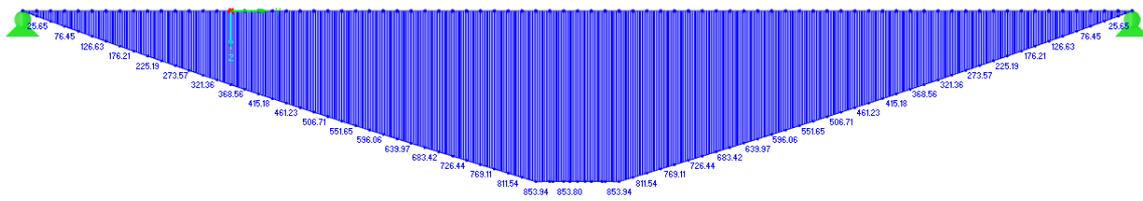


Figura 75 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.2.

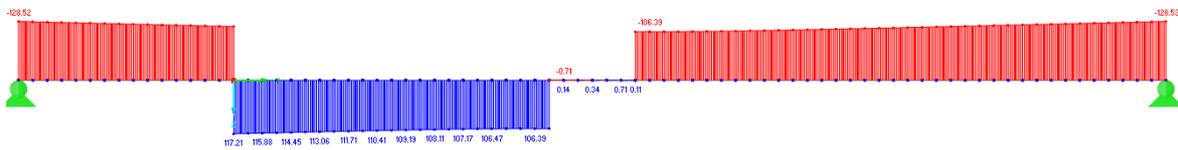


Figura 76 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em A.2.

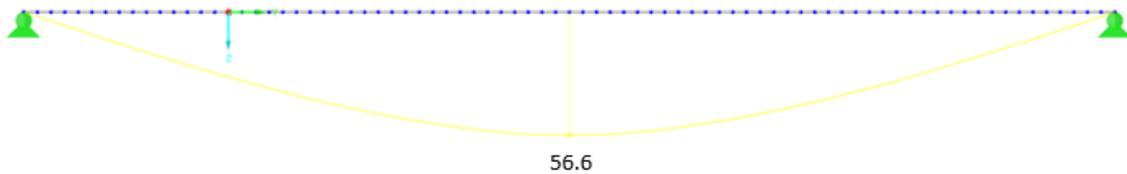


Figura 77 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.2.

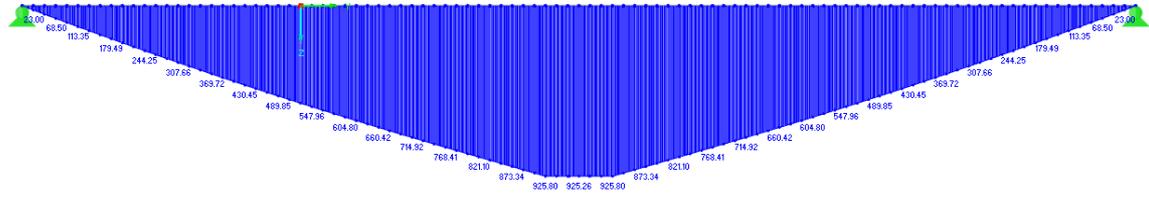


Figura 79 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em A.3.

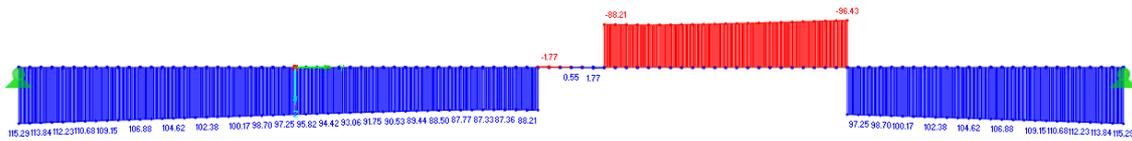


Figura 80 - Representação do diagrama de esforço transversor na viga mais solicitada em A.3.

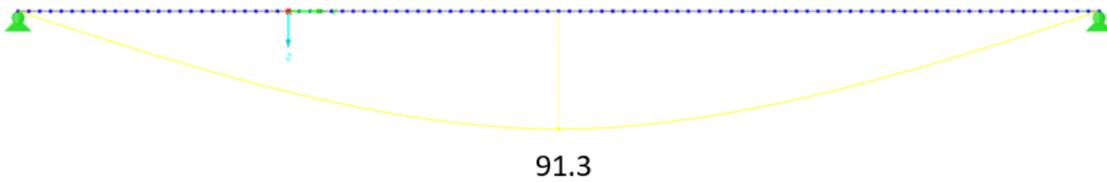


Figura 81 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em A.3.

6.1.4 Análise comparativa entre os diferentes vãos do sistema estrutural em viga

Uma vez realizado o dimensionamento do sistema estrutural para os diferentes vãos, podemos concluir que os valores dos momentos máximos aumentam com o aumento do vão, obtendo assim um aumento percentual entre o vão de 10m para o de 16m de 32.75% e do vão 16m para 20m de 8.42%. As deformadas máximas também apresentam um significativo aumento com o vão, obtendo estes um aumento percentual de 88.6% do vão de 10m em relação ao de 16m e 61.31% entre os 16m e os 20m.

Relativamente aos esforços transversos, estes sofrem um decréscimo em relação ao aumento do vão, diminuído 17.41% do vão de 10m comparativamente com o de 16m e 10.29% no vão de 16m para o de 20m.

Maior vão implica maior momento, e conseqüente aumento das secções principais (vigas longitudinais) para que este obtenha um comportamento estrutural satisfatório, ou seja, que suporte as cargas atuantes. Para reduzir o aumento excessivo das secções com o aumento do respetivo vão, foram aumentados o número de vigas longitudinais existentes no sistema.

Dessa forma podemos verificar um aumento de mais duas vigas longitudinais para os respetivos vãos, bem como a sua secção.

A tabela 9 mostra de forma simplificada a análise comparativa entre os diferentes vãos do mesmo sistema estrutural, relativamente aos momentos máximos, transversos máximos, deformação máxima e o rácio de cálculo de toda a estrutura determinado pelo software.

Tabela 9 - Análise comparativa entre diferentes vãos

Sistema Estrutural	Vão (m)	M Máx. (kN.m)	V Máx. (kN)	Deformação Máxima (mm)	Rácio
Sistema Estrutural Viga	10	643,29	155,61	30	0,89
	16	853,94	128,52	56,6	0,87
	20	925,80	115,29	91,3	0,93
$\Delta\%$ (10-16)		32,75	-17,41	88,67	-2,25
$\Delta\%$ (16-20)		8,42	-10,29	61,31	6,90
$\Delta\%$ (10-20)		43,92	-25,91	204,33	4,49

6.2 Caracterização dos Sistemas Estruturais em Arco

O sistema estrutural em arco adotado no dimensionamento engloba vigas longitudinais principais, longarinas, dispostas no sentido longitudinal onde repousam o tabuleiro, responsáveis pelo suporte do peso próprio da estrutura bem como as cargas acidentais e efeitos dinâmicos, garantindo assim a rigidez da estrutura. Apresenta também vigas principais transversais colocadas a meio vão sugerindo uma melhor distribuição de cargas com objetivo de solidarizar as longarinas, dividindo assim os esforços atuantes. As vigas principais utilizadas no dimensionamento são constituídas por madeira laminada colada da classe GL 24c.

Apresenta um arco de rótulas em madeira lamelada colada, que sugere uma maior vantagem e distribuição dos esforços, essencialmente por esforço axial de compressão.

O arco é colocado na parte inferior do tabuleiro com recurso a vigas de madeira conectadas ao tabuleiro, permitindo assim uma maior flexibilidade, uma vez que o tabuleiro também apresenta parte da rigidez da estrutura.

O tabuleiro funciona como superfície de rolamento transmitindo as cargas do tráfego para a grelha formada pelas vigas principais longitudinais e transversais. O tabuleiro é composto por vigas de madeira lamelada colada na direção transversal apoiadas nas vigas longitudinais através de conectores metálicos.

No presente estudo para o sistema estrutural em arco foram dimensionados três tabuleiros com vãos de 10m, 16m e 20m.

6.2.1 Secções e Geometria dos tabuleiros

O sistema estrutural B.1 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 10m.

Na sua constituição estão presentes 7 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais, 5 arcos rotulados e o tabuleiro.

O sistema estrutural B.2 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 16m.

Na sua constituição estão presentes 9 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais, 7 arcos rotulados e o tabuleiro.

O sistema estrutural A.3 apresenta uma largura total de 9m distribuídos por dois passeios com 1.5m de largura e duas vias de 3m cada e um comprimento total de 16m.

Na sua constituição estão presentes 11 vigas longitudinais (longarinas), 2 vigas transversais principais, 9 arcos rotulados e o tabuleiro.

O seguinte esquema representa as secções e geometria do sistema estrutural em arco para os três diferentes vãos, bem como a metodologia selecionada para definição dos respetivos tabuleiros. A solução adotada para definição da tipologia dos tabuleiros é similar à apresentada no subcapítulo 6.1.1 para o sistema estrutural em viga.

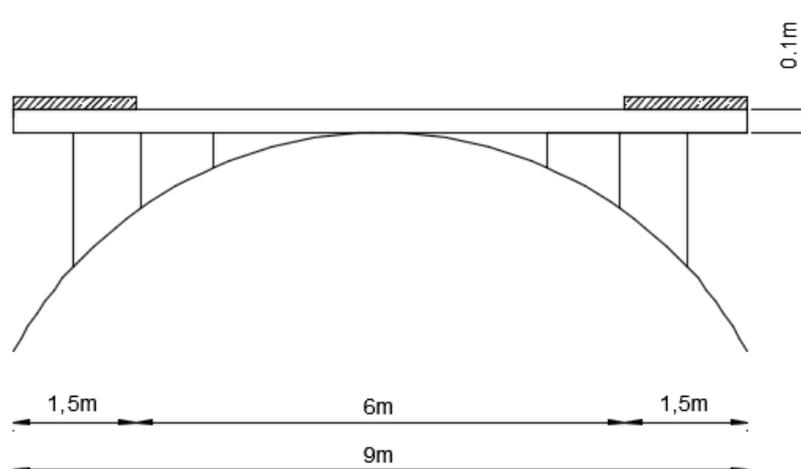


Figura 82 - Secções e geometria dos tabuleiros B.1, B.2, e B.3

Tabela 10 - Informações relativas às secções dos tabuleiros em estudo

Sistema Estrutural	Vão (m)	Vigas Longitudinais Principais (mm)	Vigas Transversais Principais (mm)	Tabuleiro (mm)	Arco (mm)	Área Total (m ²)	Volume Total (m ³)	Peso Total (kg)	
Sistema Estrutural Arco	B.1	10,00	7 (200*1000)	2 (200*1000)	200*100	5 (200*1000)	645,00	39,78	15918,90
	B.2	16,00	9 (200*800)	2 (200*800)	200*100	7 (200*1000)	1066,05	65,29	26146,30
	B.3	20,00	11 (200*800)	2 (200*800)	200*100	9 (200*1000)	1558,88	101,27	40549,40

6.2.2 Sistema estrutural em arco - Diagramas e resultados dos diferentes vãos

B.1 – Sistema estrutural em arco (10m)

Analogamente ao sistema estrutural anterior, foram seleccionadas as vigas mais solicitadas, ou seja, as que apresentam maiores esforços, originando estas as situações mais gravosas para dimensionamento da estrutura.

A viga mais solicitada é a viga longitudinal situada no local da Lane1, onde foi inserido o veículo tipo com a carga $Q_{ik} = 300kN$ e sobrecarga rodoviária de $q_{ik} = 9kN/m^2$.

A figura seguinte representa a localização da viga mais solicitada na totalidade da estrutura.

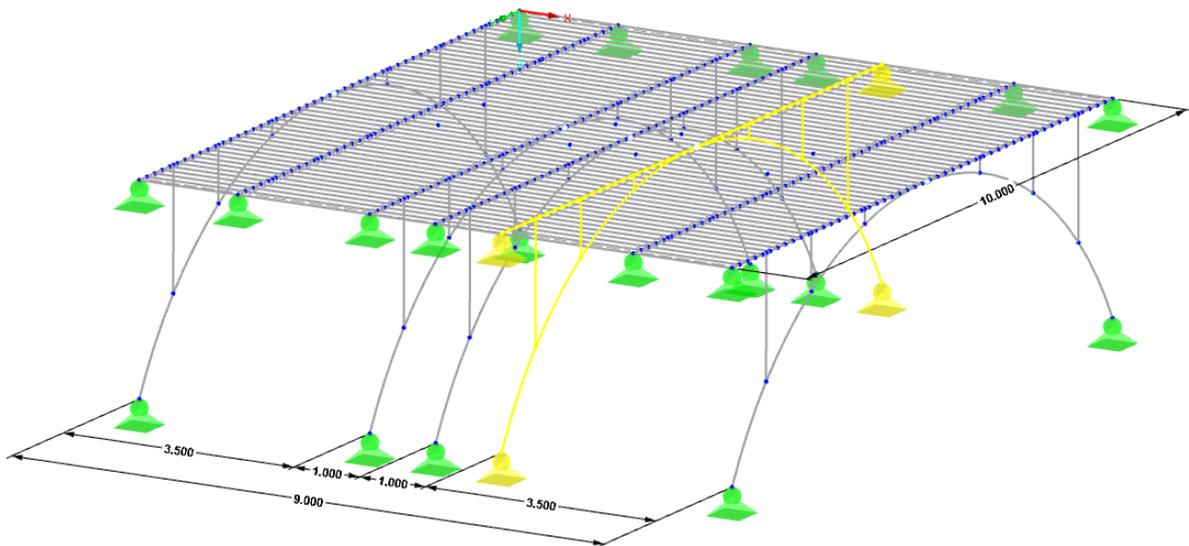


Figura 83 - Representação da viga mais solicitada em B.1

No referido modelo preconizado pelo EC1 - LM1 é possível destacar o valor do momento máximo $M_{máx.} = 206.11kN/m$ na zona de excentricidade das cargas aplicadas pelo veículo tipo, localizadas a meio vão da viga longitudinal mais solicitada, bem como o valor da deformação máxima $w = 6.1mm$, e o valor do transversal máximo $V_{máx.} = 184.69kN$ na região do momento máximo.

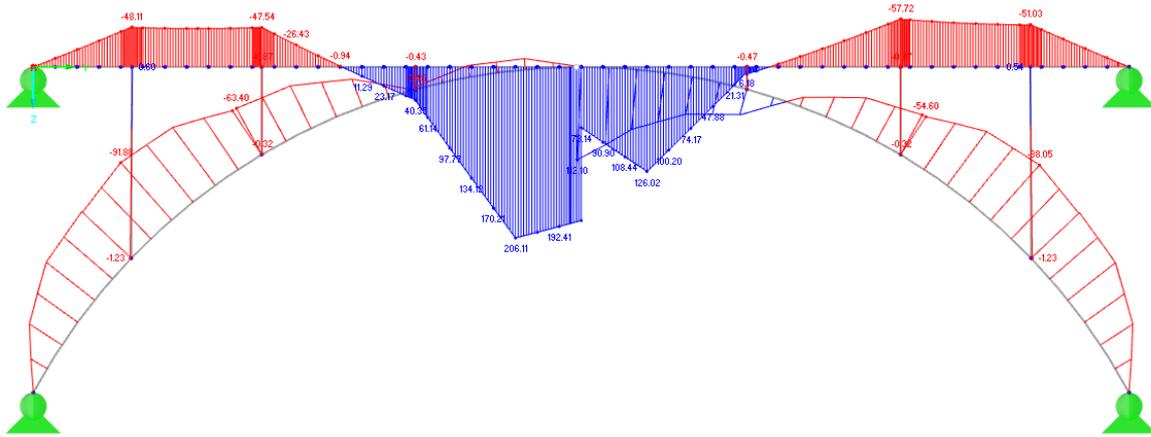


Figura 84 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em B.1

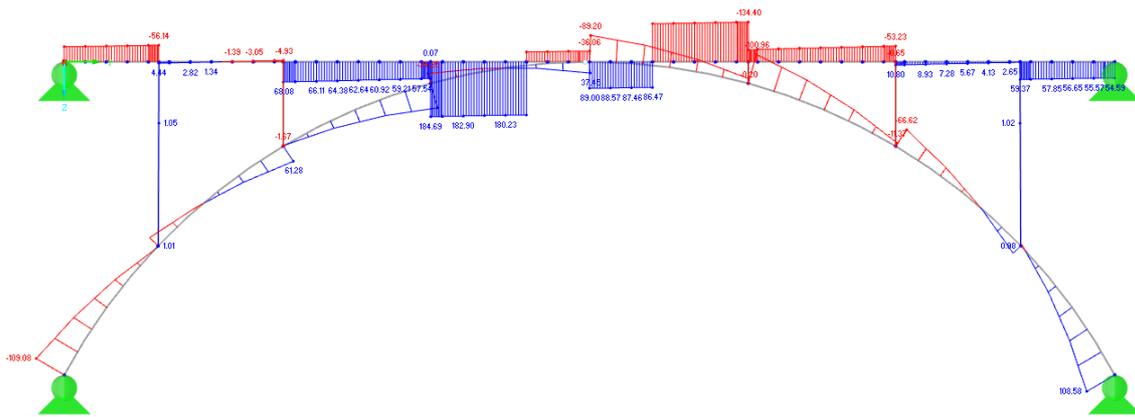


Figura 85 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em B.1.

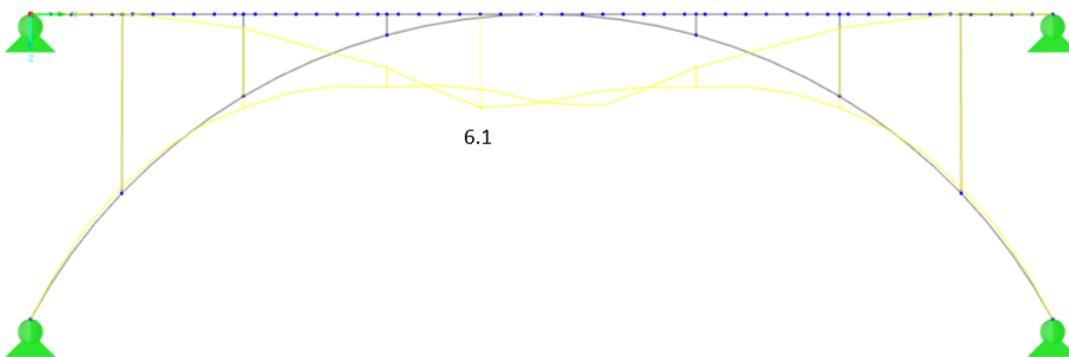


Figura 86 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em B.1.

B.2 – Sistema estrutural em arco (16m)

Após análise do sistema no seu conjunto, foram selecionadas as vigas mais solicitadas, ou seja, as que apresentam maiores esforços, originando estas as situações mais gravosas para dimensionamento da estrutura.

A viga mais solicitada é a viga longitudinal situada no local da Lane1, onde foi inserido o veículo tipo com a carga $Q_{ik} = 300kN$ e sobrecarga rodoviária de $q_{ik} = 9kN/m^2$.

A figura seguinte representa a localização da viga mais solicitada na totalidade da estrutura.

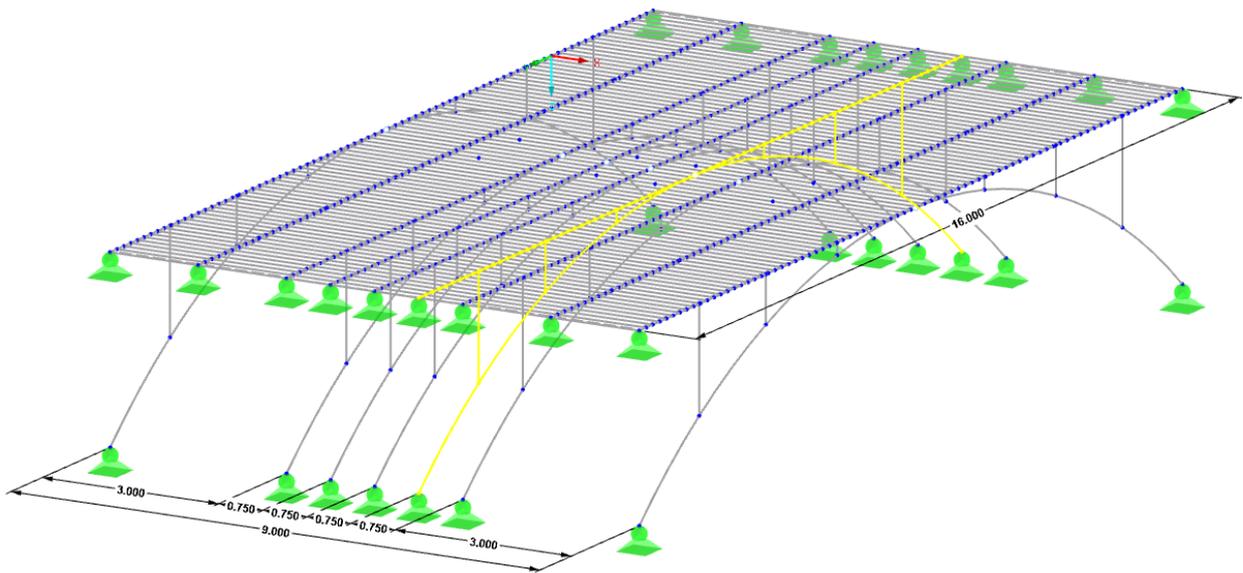
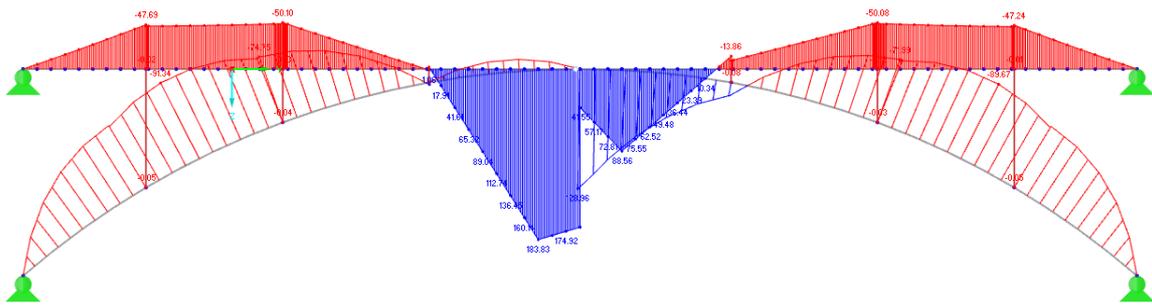


Figura 87 - Representação da viga mais solicitada em B.2

No referido modelo preconizado pelo EC1 - LM1 é possível destacar o valor do momento máximo $M_{máx.} = 183.83kN/m$ na zona de excentricidade das cargas aplicadas pelo veículo tipo, localizadas a meio vão da viga longitudinal mais solicitada, bem como o valor da deformação máxima $w = 11.3mm$, e o valor do transverso máximo $V_{máx.} = 118.70kN$ na região do momento máximo.



B.3 – Sistema estrutural em arco (20m)

Após análise do sistema no seu conjunto, foram selecionadas as vigas mais solicitadas, ou seja, as que apresentam maiores esforços, originando estas as situações mais gravosas para dimensionamento da estrutura.

A viga mais solicitada é a viga longitudinal situada no local da Lane1, onde foi inserido o veículo tipo com a carga $Q_{ik} = 300kN$ e sobrecarga rodoviária de $q_{ik} = 9kN/m^2$.

A figura seguinte representa a localização da viga mais solicitada na totalidade da estrutura.

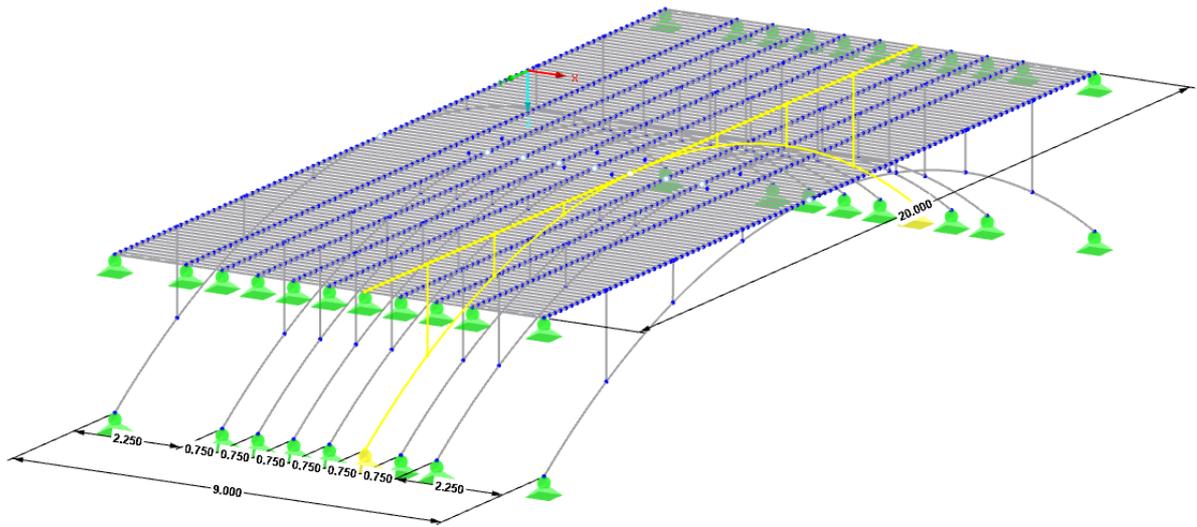


Figura 91 - Representação da viga mais solicitada em B.3.

No referido modelo preconizado pelo EC1 - LM1 é possível destacar o valor do momento máximo $M_{máx.} = 349.23kN/m$ na zona de excentricidade das cargas aplicadas pelo veículo tipo, localizadas a meio vão da viga longitudinal mais solicitada, bem como o valor da deformação máxima $w = 11.8mm$, e o valor do transverso máximo $V_{máx.} = 123.48kN$ na região do momento máximo.

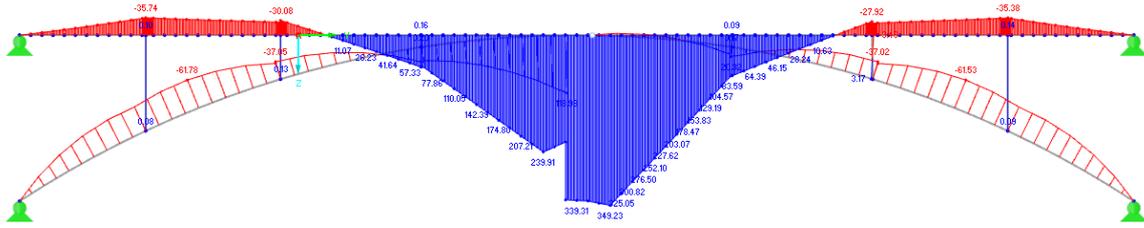


Figura 92 - Representação do diagrama de momentos na viga mais solicitada em B.3.

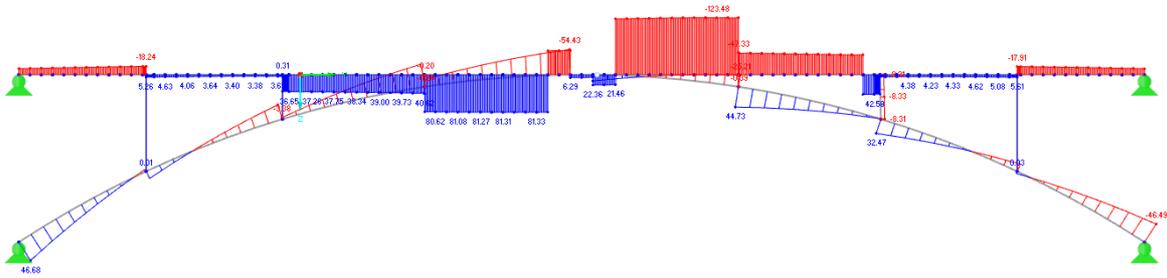


Figura 93 - Representação do diagrama de esforço transversal na viga mais solicitada em B.3.

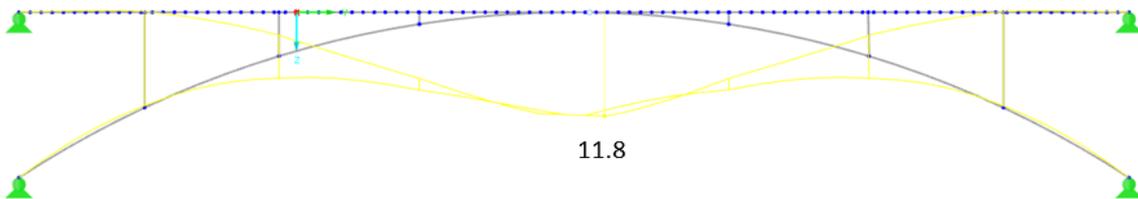


Figura 94 - Representação da deformação máxima na viga mais solicitada em B.3.

6.2.3 Análise comparativa entre os diferentes vãos do sistema estrutural em arco

Após realizado o dimensionamento do sistema estrutura de acordo com os diferentes vãos, é possível concluir que o valor de momento máximo ocorre no maior vão, B.3 (20m), seguidamente no menor vão, B.1 (10m) e posteriormente no vão intermedio.

A explicação da redução dos momentos máximos de B.1 para B.2 está associada ao aumento das secções presentes no sistema estrutural B.2.

Relativamente aos esforços transversos, as conclusões são semelhantes às dos momentos máximos, pois estes sofrem um decréscimo acentuado relativamente a B.1 e B.2, tendo este uma redução percentual de 35.73 %.

Maior vão implica maiores esforços, e conseqüente aumento das secções principais (vigas longitudinais) para que este obtenha um comportamento estrutural satisfatório, ou seja, que suporte as cargas atuantes.

É ainda possível concluir que as reduções das dimensões dos arcos podem ser possíveis a nível de verificação estrutural, ou seja, apresentam um rácio inferior a 1, mas por sua vez dão origem a maiores deformações obtidas com as secções apresentadas.

Para reduzir o aumento excessivo das secções com o aumento do respetivo vão, foram aumentados o número de vigas longitudinais existentes no sistema.

Dessa forma podemos verificar um aumento de mais duas vigas longitudinais para os respetivos vãos, bem como a sua secção.

A tabela 11 mostra de forma simplificada a análise comparativa entre os diferentes vãos do mesmo sistema estrutural.

Tabela 11 - Análise comparativa entre diferentes vãos

Sistema Estrutural	Vão (m)	M Máx. (kN.m)	V Máx. (kN)	Deformação Máxima (mm)	Rácio
Sistema Estrutural Arco	10	206,11	184,69	6,1	0,92
	16	183,83	118,7	11,3	0,86
	20	349,23	123,48	11,8	0,94
$\Delta\%$ (10-16)		-10,81	-35,73	85,25	-6,52
$\Delta\%$ (16-20)		89,97	4,03	4,42	9,30
$\Delta\%$ (10-20)		69,44	-33,14	93,44	2,17

6.3 Análise comparativa entre diferentes sistemas estruturais de igual vão

Relativamente aos diferentes sistemas estruturais, nomeadamente em viga e em arco, é possível concluir que para um vão de 10m, o momento máximo reduz consideravelmente, cerca dos 67.96%, no sistema estrutural em arco.

As deformações máximas sofrem assim a maior percentagem de redução relativamente aos diferentes sistemas estruturais, reduzindo cerca de 79.67% com introdução dos arcos na estrutura. Os esforços transversos são os únicos a sofrer um aumento com a introdução dos arcos, embora sejam reduzidos comparativamente com os momentos e deformações máximas.

Para os restantes vãos, 16m e 20m, o comportamento é bastante semelhante ao descrito acima para o vão de 10m.

A tabela 12 mostra resumidamente as diferenças com respetivas percentagens relativas aos diferentes sistemas estruturais para iguais vãos.

Tabela 12 - Análise comparativa entre sistemas estruturais diferentes com o mesmo vão

Sistema Estrutural	Vão (m)	M Máx. (kN.m)	V Máx. (kN)	Deformação Máxima (mm)	Rácio
Viga	10	643,29	155,61	30	0,89
Arco	10	206,11	184,69	6,1	0,92
Δ%		-67,96	18,69	-79,67	3,37
Viga	16	853,94	128,52	56,6	0,87
Arco	16	183,83	118,7	11,3	0,86
Δ%		-78,47	-7,64	-80,04	-1,15
Viga	20	925,8	115,29	91,3	0,93
Arco	20	349,23	123,48	11,8	0,94
Δ%		-62,28	7,10	-87,08	1,08

Capítulo 7. CONCLUSÃO FINAIS E PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Conclusões Finais

A presente dissertação teve como objetivo complementar a formação do Mestrado Integrado em Engenharia Civil na vertente de estruturas, nomeadamente pontes rodoviárias em madeira, estudo comparativo de tabuleiros comuns.

Após análise de toda a informação e realização do dimensionamento com o software RFEM, é possível obter as seguintes conclusões.

Os sistemas estruturais de pontes evoluíram significativamente com o passar dos tempos, essa evolução deve-se essencialmente à aquisição de novas técnicas e conhecimentos por parte dos projetistas das obras de arte e ao aparecimento de novos materiais mais eficientes.

A utilização da madeira como material estrutural, especificamente nas pontes em madeira, aumentou ao longo dos anos, por todo o mundo, embora em Portugal permaneça a carência desses exemplos construtivos, sendo mesmo o único exemplar a ponte rodoviária em madeira-betão, em Quiaios, Figueira da Foz.

Essa carência está relacionada com a reduzida abordagem a estruturas em madeira na formação académica dos projetistas, traduzindo uma falta de confiança e inexperiência quando falamos em dimensionar em madeira.

A madeira é um material ecológico de origem natural, que proporciona uma construção sustentável e esteticamente agradável, tendo como principal característica relativamente a outros materiais, a sua leveza.

Apesar de a madeira estar em constante exposição a mecanismos de decomposição, atualmente existem cuidados e tratamentos específicos, aumentando assim a durabilidade das estruturas e reduzindo questões relacionadas com a manutenção.

Relativamente ao impacto ambiental, salienta-se a boa capacidade de reutilização e reciclagem por parte dos materiais, e até mesmo a sua capacidade de retenção de carbono.

Economicamente a madeira é um material competitivo relativamente a outros materiais com base nos custos iniciais, obtendo vantagens quando se quando analisado a longo prazo.

Estruturalmente a madeira apresenta uma boa capacidade resistente, à tração e compressão, resultando assim um ótimo comportamento à flexão.

No entanto, este material apresenta algumas adversidades referentes às ligações entre elementos devido à sua anisotropia, dado que este material apresenta resistências menores na direção perpendicular às fibras comparativamente às fibras na direção paralela.

O aparecimento de novos materiais como por exemplo a MLC e MLCC, revolucionou consideravelmente as construções em madeira, melhorando assim a sua performance estrutural e o conseqüente aumento das construções em madeira.

Utilizando a madeira lamelada colada como recurso à construção dos elementos estruturais, podemos concluir que esta apresenta uma elevada durabilidade e resistência quando comparada com a madeira maciça, permitindo a criação de peças com dimensões e formas pretendidas.

Devido ao seu processo industrializado a MLC vai apresentar vantagens como o maior controlo de qualidade, e sendo um produto lamelar, a probabilidade de existência de defeitos ocultos nas peças vai ser reduzida.

Outra das principais vantagens da utilização deste material é a possibilidade de obter elementos curvos e/ou de secção variável.

A inovação relacionada com as curvas na MLC proporciona uma versatilidade na sua utilização como a construção de pontes em arco, pontes em treliça e de tirantes.

Podemos assim obter vantagens de ordem objetiva e subjetiva no uso da Madeira Lamelada Colada em pontes, vantagens objetivas como a competitividade de custos e questões ambientais inerentes a este material e vantagens subjetivas como a estética e a integração com o meio envolvente.

O dimensionamento de estruturas de madeira é realizado, cumprindo todas os requisitos obrigatórios descritos no EC5, documento esse adotado pelos membros da comunidade europeia. O EC5 engloba ligações coladas, entalhadas e com recurso a conectores, sendo essas diferentes relativamente ao seu procedimento de cálculo e funcionamento.

Comparativamente a outros materiais utilizados na construção, como por exemplo o betão, podemos concluir que soluções em MLC apresentam-se competitivas economicamente. Existe assim uma semelhança de custos, pois apesar de o tabuleiro em MLC sugerir mais custos que o tradicional betão, é compensado pelo elevado custo das fundações devido ao seu maior peso próprio.

Em situações de grandes vãos, a pré-fabricação e o transporte dos elementos construtivos pode não ser possível no caso da utilização do betão. A nível construtivo implicará betonagem in situ, gerando cortes na circulação rodoviária e conseqüente maior custo associado à construção.

A construção em madeira caracteriza-se pelo transporte e montagem dos elementos menos complexa, não implicando possíveis retenções no trânsito e uma possível redução no tempo de montagem.

Relativamente aos sistemas estruturais estudados, em viga e em arco com vãos de 10m, 16m e 20m, foi adotada a madeira lamelada colada da classe GL24c para todos os elementos constituintes como, as vigas longitudinais e transversais principais, o tabuleiro e os arcos.

Podemos também concluir que quanto maior for o vão, a estrutura apresenta maiores esforços, necessitando assim de secções superiores, em dimensão e em número, para cumprir os requisitos impostos pelo EC5.

No que se refere aos diferentes sistemas estruturais, podemos estabelecer que apesar ambos serem estruturalmente funcionais, estes apresentam algumas contrariedades que podem ser decisivas na sua escolha.

Os sistemas em viga apresentam uma execução mais simples e económica, embora as soluções em arco sugerem construções de carácter estético mais apelativo.

Sobre os modelos analisados podemos afirmar que para o mesmo vão, os sistemas estruturais em arco sugerem uma maior área total e conseqüente maior custo.

As soluções em arco sugerem desvantagens a nível construtivo, associadas essas ao complexo fabrico e montagem dos arcos, envolvendo assim maiores custos dos materiais.

Os sistemas estruturais em viga apresentam um enorme incremento relativamente aos momentos máximos comparativamente com os sistemas com recurso a arcos.

O sistema em viga evidencia maiores deformações na estrutura em comparação com o sistema em arco.

Em suma, as soluções estruturais para pontes rodoviárias em madeira são possíveis, necessitando de um estudo cuidadoso sobre técnicas e materiais a utilizar, tal como para todas as soluções com diferentes materiais... É preciso “desmistificar” os receios da utilização da madeira, uma vez que esta já foi uma solução eficaz nos inícios da construção, que fará agora com toda a inovação tecnológica.

7.2 Perspetivas de desenvolvimentos futuros

No seguimento dos estudos realizados podemos concluir que existe a necessidade de realizar estudos sobre uma questão fundamental à execução dos tabuleiros de pontes, as ligações. Seria bastante vantajoso a aquisição de conhecimentos, novas técnicas, abordar não só as “tradicionais” ligações em aço, mas também ligações com ligadores em madeira.

Uma vez que umas das principais preocupações do dimensionamento de estruturas em madeira é a sua durabilidade/ manutenção, seria benéfico o estudo do ciclo de vida das estruturas, e até mesmo comparar com outros materiais competitivos na construção, como o betão.

A implementação de um plano de manutenção devidamente analisado poderá ser viável para uma avaliação de custos associados à manutenção, comparando sempre com sistemas construtivos alternativos.

Na presente dissertação foram estudados diferentes sistemas estruturas para execução do tabuleiro de uma ponte rodoviária em madeira. Na opinião pessoal da autora, seria importante a realização do projeto final das pontes com os restantes elementos construtivos, como as situações de apoio e ligações, e pormenorização detalhadas. Seria uma forma de tornar o projeto mais apelativo e prático para os projetistas e técnicos.

Estudo do comportamento dinâmico para as diferentes soluções estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aasheim, E. (2000). Development of timber bridges in the Nordic countries. Em *Proc. of the 6th World Conference on Timber Engineering*. Citeseer.
- Branco, J. (s.d.). *Estruturas de Madeira*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães: Departamento de Engenharia Civil.
- Calado, C. (2011). *Concepção Estrutural das Pontes de Tirantes*.
- Campredon, J. (1946). *Le bois, Materiau de la construction moderne*. Paris.
- Ceraldi, C., & Ermolli, E. R. (Janeiro de 2003). The Swiss covered bridges of eighteenth century A special case: The bridge of Schaffhausen. Em *Proceedings of the First International Congress on Construction History* (Vol. 20, p. 24).
- Cruz. (2007).
- Cruz, H. (Julho 2007). Estruturas de madeira lamelada colada em Portugal. Instrumentos para a garantia e qualidade. Nucleo de estruturas de madeira, LNEC.
- De Brito, E. (Agosto 2013). Dimensionamento dos elementos da superestrutura de uma ponte em arco triaculado de madeira sob a ótica do projeto de revisão da NBR 7190 DE 2011.
- de Oliveira Nunes, M. (Março de 2014). Dimensionamento de Pontes Rodoviárias de Betão Armado e Pré-Esforçado.
- Deignam, R. (s.d.). *A History of Timber Bridges*. Universidade do Minho.
- Fernandes, A. B., & Correia, V. C. (2017). Uma introdução ao estudo das pontes em viga.
- Freitas. (1978).
- FREITAS, J. (Fevereiro de 2008). Acção do tráfego rodoviário em pontes de betão armado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gonçalves, L. (Novembro 2012). *Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada*. Técnico de Lisboa, Engenharia Civil.
- Gonçalves, L. (Novembro de 2012). *Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada*. Dissertação, Técnico de Lisboa, Engenharia Civil, Lisboa.
- HENRIQUES, M. F. (s.d.). "Sistemas estruturais em madeira lamelada colada". Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Junior, C. (Julho 2006). *Manual de projeto e construção de pontes em madeira*. Fundação de amparo à pesquisa do estado de São Paulo, São Paulo.
- Jutila, A. (2003). Findings and points of interest of the Nordic Timber Bridge Projects. *Tagungsband 9. Internationales Holzbauforum*.
- Kleppe, O., & Aasheim, E. (Outubro de 1996). Timber Bridges in the Nordic Countries. Em *Proceeding of the National Conference on Wood Transportation Structures* (pp. 10-16).
- Kotwica, E., & Krzosek, S. (2015). Timber bridges—revive of old and new bridges built in Switzerland. *Annals of Warsaw University of Life Sciences-SGGW. Forestry and Wood Technology, 92*.
- Marchetti. (2013).
- Martins, T. F. (Outubro 2010). Dimensionamento de Estruturas em Madeira.
- Mason, & Mattos. (2001).
- Matos, J. (2017). *Apontamentos fornecidos na UC Pontes*. Universidade do Minho, Guimarães.
- Meierhofer, U. A. (Outubro de 1996). Timber Bridges in Central Europe, yesterday, today, tomorrow. *Proc. of the National Conference on Wood Transportation Structures*, pp. 22-26.
- Moody, R., Bridges, R. C., & Tenwolde, A. (1999). *Use of wood in buildings and bridges*. Citeseer.

- Negrão, J. (2005). Estruturas de Madeira - Durabilidade e Preservação.
- Negrão, J., & Faria, J. (2009). Projecto de Estruturas de Madeira.
- Portaria n.º 701-H/2008. (29 de Julho de 2008). *Ministério das Obras Públicas*. Diário da República 1ª Série - N.º 145.
- Reis. (2002).
- Rente, C., & Delgado, R. (Junho 1994). "Análise geometricamente não linear estática e dinâmica de estruturas atirantadas". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Rodrigues, J. (2015). *Pontes com estrutura mista madeira-betão e seu potencial de aplicação*.
- Schwaner, K. C. (2004). *Puentes de madera Madrid: Artes Gráficas Palermo, S.L.* Madrid: Madrid: Artes Gráficas Palermo, S.L.
- Soriano, & Mascia. (2008).
- STEFEL, C., & MORO, D. (2013). *Dimensionamento de uma ponte de madeira..* Dissertação, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curso de Engenharia de Produção Civil, CURITIBA.
- Tampone, G., & Funis, F. (2003). Palladio's wooden bridges. Em S. Fernández, *Proceedings of the First International Congress on Construction History: Madrid, 20th-24th January 2003*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Wacker, J. (s.d.). Use of Wood in Buildings and Bridges.

