



João Nuno Amado Rodrigues

PONTES COM ESTRUTURA MISTA MADEIRA-BETÃO E SEU POTENCIAL DE APLICAÇÃO

Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, especialidade de Estruturas, orientada pelos Senhores Professores Doutor Alfredo Manuel Pereira Geraldes Dias e Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Julho de 2014



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Pontes com Estrutura Mista Madeira-Betão e seu Potencial de Aplicação

Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

João Nuno Amado Rodrigues

Orientadores

Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias

Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa

Este documento foi escrito de acordo com o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa, publicado no Diário da República, n.º 193 de 1991, I Série-A, aprovado, para ratificação, pela Resolução da Assembleia da República n.º 26/91 e ratificado pelo Decreto do Presidente da República n.º 43/91, ambos de 23 de Agosto, pp. 4370-4388, com alterações posteriores publicadas no Diário da República, n.º 256 de 1991, I Série-A, aprovadas pela Retificação n.º 19/91, de 7 de Novembro, p. 5684.

Coimbra, julho de 2014

*aos meus pais e à minha irmã,
pelos valores que me têm inculcido ao longo da minha vida*

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
AGRADECIMENTOS	vii
ÍNDICE DE TEXTO	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE TABELAS	xxv
SIMBOLOGIA	xxxI
ABREVIATURAS	xxxv
CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
CAPÍTULO 3 – CONCEÇÃO PARA A DURABILIDADE E CONSTRUÇÃO.....	35
CAPÍTULO 4 – BASES PARA O DIMENSIONAMENTO	67
CAPÍTULO 5 – SUSTENTABILIDADE.....	99
CAPÍTULO 6 – PONTES MISTAS MADEIRA-BETÃO EM PORTUGAL.....	137

CAPÍTULO 7 – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO.....	149
CAPÍTULO 8 – PROJETO DE SUBSTITUIÇÃO DE PONTE DE MADEIRA – ESTUDO DE CASO	181
CAPÍTULO 9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	191
BIBLIOGRAFIA.....	197
ANEXO A – RESUMO DAS PONTES DA AMOSTRA ESTUDADA NESTA TESE	211
ANEXO B – MODELAÇÃO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO.....	225
ANEXO C – RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE SUSTENTABILIDADE	231
ANEXO D – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO	249
ANEXO E – DIMENSIONAMENTO – PLANOS-PADRÃO.....	283
ANEXO F – PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTE MISTA MADEIRA-BETÃO.....	309

RESUMO

A aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes, nomeadamente no tabuleiro, é uma técnica construtiva que, ao longo dos últimos 20 anos, tem vindo a ser adotada com sucesso em várias regiões do mundo, das quais se destacam a Europa Setentrional e a Europa Ocidental. Nesse sentido, foi decidido avaliar em que circunstâncias as estruturas mistas madeira-betão podem constituir uma opção competitiva e com potencial para o tabuleiro de pontes em Portugal. Entenda-se por estrutura mista, aquela que é constituída por dois ou mais materiais mecanicamente ligados.

O programa de investigação consistiu, numa primeira fase, em estabelecer uma amostra de pontes com estrutura mista madeira-betão, amostra essa que se procurou que fosse representativa de todas as regiões do globo onde este tipo de pontes tem sido utilizado. As pontes desta amostra foram sujeitas a uma caracterização e análise detalhadas, tendo-se verificado que há fundamentalmente dois tipos de tabuleiros mistos madeira-betão, os quais foram designados por “soluções-tipo”.

Numa fase posterior, (i) identificou-se um conjunto de requisitos construtivos e (ii) definiram-se as diretrizes de dimensionamento para o projeto de pontes com tabuleiro misto madeira-betão, tendo em conta as especificidades e particularidades deste tipo de estruturas. Ainda nesta fase, as duas soluções-tipo referidas anteriormente foram objeto de uma avaliação de sustentabilidade através da análise do ciclo de vida, tendo sido comparadas com dois exemplos reais de tabuleiros de betão armado e/ou pré-esforçado. Os resultados obtidos mostram que as estruturas mistas madeira-betão permitem a construção de tabuleiros para pontes com um desempenho ambiental claramente favorável e, ao mesmo tempo, com um custo ao longo do tempo de vida muito competitivo. Conclui-se, ainda, que as fases de produção de materiais e de construção são, respetivamente, responsáveis pela maioria dos impactos ambientais e económicos.

Numa terceira e última fase, tendo por base a caracterização da realidade portuguesa no que concerne à construção de pontes – onde foi reconhecido um claro défice de conhecimento científico e técnico sobre o projeto e construção de pontes incorporando estrutura mista madeira-betão – identificou-se um conjunto de situações para as quais a aplicação de uma das duas soluções-tipo já referidas se revela particularmente adequada, evidenciando, assim, o potencial de aplicação de pontes com estrutura mista madeira-betão em Portugal. Mediante esta realidade, foram desenvolvidos planos, designados por “planos-padrão”, direcionados à conceção, dimensionamento, construção e conservação de pontes adotando essas soluções-tipo. Os planos-padrão reúnem, então, informações de projeto de tabuleiros mistos madeira-betão, funcionando como documentos de consulta destinados à comunidade técnica com responsabilidades no projeto de pontes. Como exemplo de aplicação prática dos procedimentos previamente apresentados, foi elaborado um estudo de caso para a substituição de uma ponte de madeira muito degradada por uma outra com tabuleiro misto madeira-betão.

Palavras-chave: Estruturas mistas madeira-betão; Inovação regional; Pontes; Projeto; Sustentabilidade.

ABSTRACT

Over the last 20 years, Timber-Concrete Composite (TCC) structures have been successfully applied to bridges worldwide, namely in decks. This situation is particularly noticeable in Northern and Western Europe. The possible reasons for the success of this structural system were considered in order to assess if TCC bridge decks can be a competitive solution also in Portugal. In this thesis, it was admitted that a composite structure is any structure containing two or more materials mechanically joined, *i.e.* which must work together.

In this investigation program, a sample of TCC bridges was firstly identified, which included examples from all around the world. An extensive characterization and analysis of these bridges led to the identification of their main features and, eventually, to the recognition of two main types of TCC bridge decks (“standard type solutions”).

The basic principles and guidelines for the design and construction of TCC bridge decks were then established, taking into account their specificities and particularities. The two mentioned standard type solutions were next submitted to a life cycle analysis, in order to evaluate their sustainability; this required comparing them to real reinforced/prestressed concrete bridge decks. The results showed that the proposed TCC deck standard type solutions have a quite favorable environmental performance as well as a competitive life cycle cost. It was also concluded that it is during the production material phase and during the construction phase that most of the economic and environmental impacts are, respectively, produced.

Finally, bridge construction in Portugal was considered – it was showed that the use of TCC bridges in Portugal still lacks expression due to the deficient technical and scientific knowledge. Nevertheless, several situations that would benefit from one of the two standard type solutions were identified, showing the applicability of TCC bridges in Portugal. Taking this reality into account, plans for the design, construction and preservation of TCC bridge decks, named “standard-solutions”, were developed. These plans, which include relevant

information for the project of TCC bridge decks, can be seen as a useful guide for the professionals responsible for bridge design and construction. As a practical application of the procedures previously presented, the substitution of a real timber bridge in poor condition by a new solution adopting a TCC bridge deck is finally presented.

Keywords: Bridges; Design; Regional innovation; Timber-concrete composite structures; Sustainability.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar esta tese, não posso deixar de expressar a minha gratidão para com os meus pais e irmã pelo apoio e incentivo demonstrado no decorrer da mesma, acreditando sempre em mim, bem como para com todas as pessoas e entidades que, de alguma forma, contribuíram para a sua concretização, e de um modo particular:

Às instituições:

- Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), através do seu Departamento de Engenharia Civil, pelas condições criadas e pela oportunidade que me concedeu para desenvolver esta investigação;
- Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo financiamento concedido através da bolsa de investigação com a referência SFRH/BD/44908/2008;
- FCT, pelo financiamento concedido através do projeto de investigação com a referência PTDC/ECM/099833/2008, iniciativa QREN, financiado pela União Europeia por meio do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional, através do COMPETE – Programa Operacional Fatores de Competitividade.

Aos amigos e orientadores:

- Professor Doutor Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias (FCTUC) pela orientação e interesse manifestado na elaboração desta tese, pela disponibilidade e forma amigável com que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela paciência demonstrada e constante incentivo;
- Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa (FCTUC), pela orientação prestada, pelo carácter de objetividade e depuração que procurou inserir nesta tese, bem como pelos inúmeros ensinamentos colocando ao meu dispor os seus sólidos conhecimentos.

Aos professores:

- Doutor Luís Jorge (Instituto Politécnico de Castelo Branco), por todo o apoio, desde a recolha bibliográfica até à partilha de informação;
- Doutor Carlito Calil Júnior (Universidade de São Paulo, Brasil), pela ajuda na recolha bibliográfica;
- Doutor Leander Bathon (Universidade de Ciências Aplicadas de Rhein-Main, Alemanha), pela partilha de informação;
- Doutor Aarne Jutila (Universidade de Tecnologia de Helsínquia, Finlândia), pela partilha de informação;
- Doutora Helena Gervásio (FCTUC), pela partilha de informação.

Às organizações:

- Instituto da Conservação da Natureza e das Florestas (ICNF), na pessoa dos Engenheiros João Silva e João Pinho, pela partilha de informação;
- Estradas de Portugal, S.A., na pessoa do Engenheiro Miguel Jorge, pela partilha de informação;
- GAPRES, Gabinete de Projetos, Engenharia e Serviços, S.A., pela partilha de informação;
- ESTRUTOVIA – Consultores de Engenharia, Lda., na pessoa do Engenheiro Rui Tavares, pela partilha de informação;
- LENA Engenharia e Construções, S.A., na pessoa do Engenheiro Miguel Ferreira, pela partilha de informação;
- ARMANDO RITO ENGENHARIA, S.A., na pessoa dos Engenheiros Tiago Vieira e Pedro Cabral, pela partilha de informação;
- PROFICO – Projetos, Fiscalização e Consultoria, Lda., na pessoa do Engenheiro Carlos Lopes, pela partilha de informação;
- PEDROSA & IRMÃOS, Lda., na pessoa do Engenheiro Nélon Pedrosa, pela partilha de informação;
- JULAR – Madeiras, S.A., na pessoa do Engenheiro Rui Nobre, pela partilha de informação;
- BERNARDINO & MENDES, Lda., na pessoa do Engenheiro Nuno Bernardino, pela partilha de informação;
- CORTIMA – Corte, Tratamento e Comercialização de Madeiras, S.A., na pessoa da Sra. Marieta Pereira, pela partilha de informação;
- DEMOLIDORA PENAFIDELENSE, Lda., na pessoa do Sr. António Gonçalves, pela partilha de informação.
- HOLZBAU S.p.A. (Itália), pela partilha de informação.

Aos amigos:

- Margarida Miranda, pela ajuda incansável na revisão desta tese, bem como pelo carinho e apoio permanente;
- Doutor Telmo Morgado e Mestre Carlos Martins, do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, pela voz amiga e incentivo constante;
- João Igor, pela ajuda gráfica na elaboração da capa desta tese;
- Engenheiro Jorge Barateiro, pela partilha de informação.



ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 A aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes	1
1.2 Âmbito e objetivos do estudo	3
1.3 Organização da tese	4

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Desenvolvimento e utilização das pontes mistas madeira-betão no mundo	7
2.2 Sistemas de ligação para pontes mistas madeira-betão.....	18
2.2.1 Introdução	18
2.2.2 Comportamento de curto-prazo	19
2.2.3 Comportamento à fadiga	24
2.2.4 Ensaios de carga <i>in situ</i>	25
2.3 Construção sustentável e sua aplicação a pontes	27
2.3.1 Sustentabilidade e construção sustentável.....	27
2.3.2 Comparação entre diferentes tipologias de pontes	29

CAPÍTULO 3 – CONCEÇÃO PARA A DURABILIDADE E CONSTRUÇÃO

3.1 Introdução	35
3.2 Considerações gerais sobre pontes.....	35
3.2.1 Componentes básicos	35
3.2.2 Tipologias	36

3.3	Tabuleiros mistos madeira-betão.....	40
3.3.1	Tipologias.....	40
3.3.2	Materiais constituintes	42
3.3.3	Soluções-tipo.....	46
3.4	Durabilidade de elementos de madeira.....	49
3.4.1	Conceitos gerais	49
3.4.2	Durabilidade por tratamento químico	51
3.4.3	Pormenores construtivos para a durabilidade	53
3.5	Durabilidade de elementos de betão armado.....	57
3.5.1	Conceitos gerais	57
3.5.2	Disposições construtivas para a durabilidade	58
3.6	Outros aspetos de natureza construtiva	59
3.6.1	Aparelhos de apoio.....	59
3.6.2	Guarda-rodas	61
3.6.3	Vigas de bordadura	61
3.6.4	Dispositivos de drenagem	63
3.6.5	Juntas de dilatação	63
3.6.6	Guarda-corpos	65

CAPÍTULO 4 – BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

4.1	Introdução.....	67
4.2	Pressupostos e metodologia de análise.....	67
4.2.1	Introdução	67
4.2.2	Modelos lineares e não-lineares	68
4.2.3	Modelo de análise seguido	70
4.3	Diretrizes para o pré-dimensionamento.....	75
4.3.1	Introdução	75
4.3.2	Influência das dimensões da secção dos elementos de madeira e betão	76
4.3.3	Influência das propriedades mecânicas da madeira e do betão.....	79
4.3.4	Influência das propriedades mecânicas do sistema de ligação	81
4.3.5	Resumo dos critérios de pré-dimensionamento	89
4.4	Diretrizes para o dimensionamento	90
4.4.1	Ações no tabuleiro de pontes	90
4.4.2	Materiais estruturais	94

4.4.3	Requisitos de dimensionamento	94
4.4.4	Resumo dos requisitos de dimensionamento.....	98

CAPÍTULO 5 – SUSTENTABILIDADE

5.1	Metodologia geral aplicada ao caso de pontes.....	99
5.1.1	Introdução.....	99
5.1.2	Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida.....	103
5.1.3	Avaliação do Custo do Ciclo de Vida	108
5.1.4	Avaliação Social do Ciclo de Vida.....	111
5.2	Avaliação de sustentabilidade de tabuleiros mistos madeira-betão.....	114
5.2.1	Introdução.....	114
5.2.2	Detalhes de projeto	115
5.2.2.1	Estudo de Caso I	115
5.2.2.2	Estudo de Caso II.....	117
5.2.3	Cenários admitidos – otimização da fronteira do sistema.....	120
5.2.3.1	Fase de produção de materiais e fase de construção.....	120
5.2.3.2	Fase de operação	121
5.2.3.3	Fase de desativação.....	127
5.2.4	Resultados, análise e discussão	130
5.2.4.1	Introdução	130
5.2.4.2	AACV – Desempenho ambiental.....	130
5.2.4.3	ACCV – Desempenho económico.....	134
5.2.4.4	ASCV – Desempenho sociocultural	136
5.3	Observações finais	136

CAPÍTULO 6 – PONTES MISTAS MADEIRA-BETÃO EM PORTUGAL

6.1	Apontamento histórico sobre a construção de pontes em Portugal	137
6.2	Causas da baixa popularidade em Portugal das pontes incorporando madeira na sua estrutura.....	140
6.3	Potencial de utilização das soluções-tipo em Portugal	142

**CAPÍTULO 7 – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS
MADEIRA-BETÃO**

7.1	Introdução.....	149
7.2	Solução-tipo I.....	151
7.2.1	Caracterização geral.....	151
7.2.2	Materiais.....	152
7.2.3	Pré-dimensionamento.....	153
7.2.4	Pormenorização construtiva e processo de execução.....	156
7.2.5	Plano de inspeção e manutenção.....	164
7.3	Solução-tipo II.....	165
7.3.1	Caracterização geral.....	165
7.3.2	Materiais.....	166
7.3.3	Pré-dimensionamento.....	170
7.3.4	Pormenorização construtiva e processo de execução.....	172
7.3.5	Plano de inspeção e manutenção.....	180

**CAPÍTULO 8 – PROJETO DE SUBSTITUIÇÃO DE PONTE DE MADEIRA – ESTUDO
DE CASO**

8.1	Descrição do estudo de caso.....	181
8.2	Enquadramento da solução proposta.....	185
8.3	Descrição da solução proposta.....	186

CAPÍTULO 9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1	Principais conclusões.....	191
9.2	Trabalho futuro.....	195

BIBLIOGRAFIA.....	197
--------------------------	------------

ANEXO A – RESUMO DAS PONTES DA AMOSTRA ESTUDADA NESTA TESE	211
---	------------

ANEXO B – MODELAÇÃO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO	225
B.1 Considerações gerais.....	226
B.2 Caracterização dos elementos	227
B.3 Exemplo de carga e respectivos esforços	229
ANEXO C – RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE SUSTENTABILIDADE	231
C.1 Estudo de Caso I	232
C.2 Estudo de Caso II.....	241
ANEXO D – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO	249
ANEXO E – DIMENSIONAMENTO – PLANOS-PADRÃO	283
E.1 Solução-tipo I.....	284
E.2 Solução-tipo II.....	300
ANEXO F – PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTE MISTA MADEIRA-BETÃO	309

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1 – Pontes mistas madeira-betão, EUA.....	8
Figura 2.2 – Pontes mistas madeira-betão, Brasil.	9
Figura 2.3 – Ponte mista madeira-betão, Austrália.	11
Figura 2.4 – Pontes mistas madeira-betão, Finlândia.....	12
Figura 2.5 – Pontes mistas madeira-betão, Suíça.	13
Figura 2.6 – <i>Ponte Ragoztobel</i> , Suíça – colocação das pré-lajes de betão armado.....	14
Figura 2.7 – Pontes mistas madeira-betão, França, Luxemburgo, Áustria, Alemanha e Holanda.....	15
Figura 2.8 – Pontes mistas madeira-betão, Portugal e Itália.	16
Figura 2.9 – Distribuição geográfica das pontes da amostra estudada.....	17
Figura 2.10 – Data de construção das pontes da amostra estudada.....	17
Figura 2.11 – Representação esquemática dos sistemas de ligação identificados.....	22
Figura 2.12 – Ensaios de carga <i>in situ</i> em situação de serviço.....	26

CAPÍTULO 3 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Figura 3.1 – Perfil longitudinal de uma ponte e seus componentes básicos.	35
Figura 3.2 – Formas básicas de sistemas estruturais utilizados em pontes.	37
Figura 3.3 – Tipo de utilização das pontes da amostra estudada.....	38
Figura 3.4 – Sistema estrutural das pontes da amostra estudada.....	38
Figura 3.5 – Maior vão das pontes da amostra estudada.	39
Figura 3.6 – Largura do tabuleiro das pontes rodoviárias da amostra estudada.....	39

Figura 3.7 – Tipologias básicas de tabuleiros mistos madeira-betão.....	40
Figura 3.8 – Pormenores da fase de construção de “tabuleiro viga-T” (<i>Ponte de Quiaios</i>). ...	41
Figura 3.9 – Pormenores da fase de construção de “tabuleiro viga-laje” (<i>Ponte 02 do Campus II da USP</i>).	41
Figura 3.10 – Tipologia de tabuleiro das pontes da amostra estudada.	42
Figura 3.11 – <i>Ponte Lehmilahti</i> , Finlândia.	42
Figura 3.12 – Tipo de produto de madeira utilizado nos tabuleiros das pontes da amostra estudada.....	43
Figura 3.13 – Maior vão em função do tipo de produto de madeira das pontes da amostra estudada.....	44
Figura 3.14 – Classes de resistência dos materiais utilizados nas pontes da amostra estudada.....	44
Figura 3.15 – Tipos de sistemas de ligação utilizados nas pontes da amostra estudada.....	45
Figura 3.16 – Sistemas de ligação das pontes da amostra estudada.	45
Figura 3.17 – Tipos de produtos de madeira utilizados nos tabuleiros das pontes da amostra estudada em função da sua tipologia.....	48
Figura 3.18 – Sequência geral para a análise da durabilidade de estruturas de madeira.	51
Figura 3.19 – Inclinação transversal da superfície superior do tabuleiro.	54
Figura 3.20 – Pormenorização construtiva das vigas de madeira nas extremidades laterais do tabuleiro e nas superfícies de madeira em contacto com betão.	55
Figura 3.21 – Pormenorização construtiva dos dispositivos de drenagem para expulsão da água da superfície do tabuleiro.	56
Figura 3.22 – Pormenorização construtiva do apoio do tabuleiro.	57
Figura 3.23 – Aparelhos de apoio em “tabuleiros viga-T”.	59
Figura 3.24 – Aparelho de apoio em “tabuleiros viga-laje”.	60
Figura 3.25 – Apoios com elementos de betão armado no topo do tabuleiro.....	60
Figura 3.26 – Tipologias de guarda-rodas.	61
Figura 3.27 – Tipologias de vigas de bordadura.....	62
Figura 3.28 – Dispositivos de drenagem.....	63
Figura 3.29 – Tipos de juntas de dilatação para tabuleiros mistos madeira-betão.....	64
Figura 3.30 – Guarda-corpos aplicados em tabuleiros mistos madeira-betão.	65

CAPÍTULO 4 – BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

Figura 4.1 – Curva força-escorregamento para sistema de ligação com entalhes.	69
--	----

Figura 4.2 – Curva força-escorregamento para sistema de ligação com varões de aço em “X”.....	69
Figura 4.3 – Parâmetros utilizados na determinação das tensões na secção transversal de uma viga mista madeira-betão.....	73
Figura 4.4 – Razão entre a rigidez efetiva à flexão para ação compósita total e nula em função da altura relativa dos elementos de betão e madeira.....	77
Figura 4.5 – Razão entre a altura relativa dos elementos de betão e madeira em função do coeficiente de rigidez relativa, para que se atinja um nível de eficiência compósita de 100 %.....	78
Figura 4.6 – Razão entre a altura relativa dos elementos de betão e madeira em função do coeficiente de rigidez relativa para as pontes da amostra estudada.....	79
Figura 4.7 – Rigidez efetiva à flexão normalizada pela rigidez para ação compósita nula em função do coeficiente de ação compósita.	82
Figura 4.8 – Relação entre o coeficiente de ação compósita e o módulo de escorregamento unitário da ligação na “viga-T” considerada.	84
Figura 4.9 – Relação entre o coeficiente de ação compósita e o módulo de escorregamento unitário da ligação na “viga-laje” considerada.	85
Figura 4.10 – Relação entre o esforço de corte unitário e o coeficiente de ação compósita nas “vigas-T” consideradas.	87
Figura 4.11 – Relação entre o esforço de corte unitário e o coeficiente de ação compósita nas “vigas-laje” consideradas.	88
Figura 4.12 – Valores característicos das cargas relativas às ações variáveis do tráfego (rodoviário e pedonal) e do vento no tabuleiro de pontes.	92
Figura 4.13 – Localização esquemática das secções transversais críticas e critérios de dimensionamento em vigas mistas madeira-betão.	96
Figura 4.14 – Requisitos de dimensionamento de vigas mistas madeira-betão.	98

CAPÍTULO 5 – SUSTENTABILIDADE

Figura 5.1 – Ciclo de vida de uma ponte/seus componentes.....	99
Figura 5.2 – Esquema da análise do ciclo de vida considerado neste estudo.....	100
Figura 5.3 – Fronteira do sistema considerada neste estudo.	101
Figura 5.4 – Procedimento simplificado da ICV.....	104
Figura 5.5 – Metodologias de avaliação de impactos.....	107
Figura 5.6 – Custo de vida total e custo do ciclo de vida para edifícios/infraestruturas.	109
Figura 5.7 – Ponte rodoviária ao km 193+090 da Linha do Oeste, Estudo de Caso I.....	115

Figura 5.8 – Secção transversal do tabuleiro existente, Estudo de Caso I.....	116
Figura 5.9 – Secção transversal do tabuleiro proposto, Estudo de Caso I.....	116
Figura 5.10 – Ponte rodoviária na zona agrícola do Baixo Mondego, Estudo de Caso II.....	118
Figura 5.11 – Secção transversal do tabuleiro existente, Estudo de Caso II.....	118
Figura 5.12 – Secção transversal do tabuleiro proposto, Estudo de Caso II.....	119
Figura 5.13 – Impacto ambiental, Estudo de Caso I.....	131
Figura 5.14 – Impacto ambiental, Estudo de Caso II.....	131
Figura 5.15 – Impacto ambiental por fase do ciclo de vida, Estudo de Caso I.....	132
Figura 5.16 – Impacto ambiental por fase do ciclo de vida, Estudo de Caso II.....	132
Figura 5.17 – Impacto ambiental por processo da fase de produção de materiais, Estudo de Caso I.....	133
Figura 5.18 – Impacto ambiental por processo da fase de produção de materiais, Estudo de Caso II.....	133
Figura 5.19 – Impacto económico, Estudo de Caso I.....	134
Figura 5.20 – Impacto económico, Estudo de Caso II.....	134
Figura 5.21 – Influência da taxa de desconto na ACCV.....	135

CAPÍTULO 6 – PONTES MISTAS MADEIRA-BETÃO EM PORTUGAL

Figura 6.1 – <i>Ponte de Trajano</i> , Chaves.....	137
Figura 6.2 – Pontes de referência em Portugal.....	138
Figura 6.3 – Pontes de madeira em zonas florestais.....	139
Figura 6.4 – <i>Ponte de Quiaios</i> e sua localização geográfica.....	139
Figura 6.5 – <i>MEO Arena</i> , Lisboa.....	142
Figura 6.6 – Situações em estradas florestais que requerem intervenção.....	143
Figura 6.7 – Passagens superiores sobre linhas ferroviárias.....	144
Figura 6.8 – Passagens superiores sobre a rede rodoviária.....	144
Figura 6.9 – Ponte sobre o rio Dueça, Sobral de Ceira (maior vão = 10 m).....	145

CAPÍTULO 7 – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Figura 7.1 – Vista inferior de ponte com tabuleiro misto madeira-betão, solução-tipo I.....	151
Figura 7.2 – Vista geral superior do tabuleiro para a solução-tipo I.....	152

Figura 7.3 – Pré-dimensionamento da secção transversal dos elementos de madeira e betão, solução-tipo I (caso particular).	153
Figura 7.4 – Dimensões (em mm) do sistema de ligação, solução-tipo I (caso particular)....	154
Figura 7.5 – Pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio, solução-tipo I (caso particular).	155
Figura 7.6 – Apoio do tabuleiro nos encontros, solução-tipo I.	157
Figura 7.7 – Contraventamento e cofragem do tabuleiro, solução-tipo I.	159
Figura 7.8 – Pormenorização do contraventamento, solução-tipo I (caso particular).	160
Figura 7.9 – Pormenorização da cofragem, solução-tipo I (caso particular).....	160
Figura 7.10 – Armadura da laje de betão armado, solução-tipo I (caso particular).	161
Figura 7.11 – Vista de perfil de um dos topos do tabuleiro, solução-tipo I.	162
Figura 7.12 – Dispositivo de drenagem, solução-tipo I (caso particular).....	163
Figura 7.13 – Vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas, solução-tipo I (caso particular).	163
Figura 7.14 – Guarda-corpos e juntas de dilatação, solução-tipo I (caso particular).	164
Figura 7.15 – Vista inferior de ponte com tabuleiro misto madeira-betão, solução-tipo II. ..	166
Figura 7.16 – Vista geral superior do tabuleiro para a solução-tipo II.	166
Figura 7.17 – Pré-dimensionamento da secção transversal dos elementos de madeira e betão, solução-tipo II (caso particular).	170
Figura 7.18 – Dimensões (em mm) do sistema de ligação, solução-tipo II (caso particular). ..	171
Figura 7.19 – Pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio, solução-tipo II (caso particular).	171
Figura 7.20 – Apoio do tabuleiro nos encontros, solução-tipo II.	173
Figura 7.21 – Escoramento e cofragem do tabuleiro, solução-tipo II.	175
Figura 7.22 – Pormenorização do escoramento e cofragem, solução-tipo II (caso particular).	176
Figura 7.23 – Armadura da laje de betão armado, solução-tipo II (caso particular).	177
Figura 7.24 – Vista de perfil de um dos topos do tabuleiro, solução-tipo II.	178
Figura 7.25 – Dispositivo de drenagem, solução-tipo II (caso particular).	178
Figura 7.26 – Guarda-corpos e juntas de dilatação, solução-tipo II (caso particular).	179

CAPÍTULO 8 – PROJETO DE SUBSTITUIÇÃO DE PONTE DE MADEIRA – ESTUDO DE CASO

Figura 8.1 – Localização da Mata Nacional do Choupal e ponte alvo de estudo.....	181
--	-----

Figura 8.2 – Estado de degradação de elementos da subestrutura.....	183
Figura 8.3 – Estado de degradação de elementos da superestrutura.....	184
Figura 8.4 – Deficiências de conceção e manutenção da estrutura.....	184
Figura 8.5 – Pórticos e longarinas.....	182
Figura 8.6 – Transversina sobre um encontro.....	182
Figura 8.7 – Pavimento e guarda-corpos.	183
Figura 8.8 – Esquema estrutural da nova ponte.....	187

ANEXO B – MODELAÇÃO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Figura B.1 – Representação esquemática da modelação.	226
Figura B.2 – Representação de três das seis molas do elemento <i>link</i>	228
Figura B.3 – Representação esquemática do posicionamento das cargas pontuais devidas ao tráfego rodoviário.....	229

ANEXO D – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Figura D.1 – Secção transversal de ambas as soluções-tipo.....	252
Figura D-I.1 – Planta do tabuleiro.	254
Figura D-I.2 – Secção longitudinal do tabuleiro (secção AA).....	254
Figura D-I.3 – Secção transversal do tabuleiro (secção BB).	254
Figura D-I.4 – Secção transversal das vigas de madeira lamelada colada.....	256
Figura D-I.5 – Secção transversal da laje de betão armado.	257
Figura D-I.6 – Secção longitudinal da laje de betão armado (secção AA).....	257
Figura D-I.7 – Secção longitudinal do sistema de ligação.....	259
Figura D-I.8 – Secção transversal do sistema de ligação (secção AA).....	259
Figura D-I.9 – Secção longitudinal dos aparelhos de apoio em ambos os topos do tabuleiro.	260
Figura D-I.10 – Secção transversal dos aparelhos de apoio (secção AA).	260
Figura D-I.11 – Secção transversal do contraventamento.	263
Figura D-I.12 – Secção transversal (à esquerda) e secção longitudinal, AA (à direita) da cofragem.....	263
Figura D-I.13 – Secção transversal (à esquerda) e secção longitudinal, AA (à direita) do dispositivo de drenagem.....	265

Figura D-I.14 – Secção transversal das vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas.....	265
Figura D-I.15 – Secção transversal dos guarda-corpos e juntas de dilatação.....	266
Figura D-I.16 – Secção longitudinal dos guarda-corpos e juntas de dilatação (secção AA).	266
Figura D-II.1 – Planta do tabuleiro.....	269
Figura D-II.2 – Secção longitudinal do tabuleiro (secção AA).....	269
Figura D-II.3 – Secção transversal do tabuleiro (secção BB).	269
Figura D-II.4 – Secção transversal dos toros.....	271
Figura D-II.5 – Secção transversal da laje de betão armado e das vigas de bordadura.....	272
Figura D-II.6 – Secção longitudinal da laje de betão armado (secção AA).	272
Figura D-II.7 – Secção longitudinal do sistema de ligação.	274
Figura D-II.8 – Secção transversal do sistema de ligação (secção AA).....	274
Figura D-II.9 – Secção longitudinal dos aparelhos de apoio em ambos os topos do tabuleiro.	275
Figura D-II.10 – Secção transversal dos aparelhos de apoio (secção AA).....	275
Figura D-II.11 – Secção transversal do escoramento e cofragem.	277
Figura D-II.12 – Secção longitudinal do escoramento e cofragem (secção AA).	277
Figura D-II.13 – Secção transversal do dispositivo de drenagem.	278
Figura D-II.14 – Secção transversal dos guarda-corpos.....	279
Figura D-II.15 – Secção longitudinal dos guarda-corpos e secção transversal das juntas de dilatação (secção AA).....	279

ANEXO F – PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTE MISTA MADEIRA-BETÃO

Figura F.1 – Planta de localização das fundações.	311
Figura F.2 – Planta do tabuleiro.	312
Figura F.3 – Alçado.	313
Figura F.4 – Secção transversal nos encontros, corte AA.	314
Figura F.5 – Secção transversal nos pórticos, corte BB.	315
Figura F.6 – Pormenorização das sapatas, corte CC.	316
Figura F.7 – Pormenorização do apoio do tabuleiro nos encontros, corte DD.....	317
Figura F.8 – Pormenorização do apoio do tabuleiro nos pórticos (inclui pormenorização dos bordos da laje de betão armado), corte EE (em cima à esquerda) e corte FF (em baixo à direita).....	318

Figura F.9 – Pormenorização do sistema de ligação e da laje de betão armado, corte GG (à esquerda) e corte HH (à direita).....	319
Figura F.10 – Pormenorização das diagonais de contraventamento, planta (em cima) e dos guarda-corpos, corte transversal (em baixo).	320

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas dos sistemas de ligação identificados (valores médios).	23
---	----

CAPÍTULO 3 – CONCEÇÃO PARA A DURABILIDADE E CONSTRUÇÃO

Tabela 3.1 – Caraterísticas das pontes da amostra estudada.	47
Tabela 3.2 – Maior vão (em metros) das pontes da amostra estudada.	47
Tabela 3.3 – Soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão.	49
Tabela 3.4 – Suscetibilidade da madeira aos diferentes agentes biológicos em função da classe de risco, EN 335 (CEN, 2013b).	50
Tabela 3.5 – Classes de durabilidade natural, EN 350-2 (CEN, 1994).	50
Tabela 3.6 – Classes de durabilidade natural de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal, EN 350-2 (CEN, 1994).	51
Tabela 3.7 – Guia de exigência de durabilidade de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal (considerando classe de risco 2), NP EN 460 (IPQ, 1995).	52
Tabela 3.8 – Impregnabilidade de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal, EN 350-2 (CEN, 1994).	52

CAPÍTULO 4 – BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

Tabela 4.1 – Redução do valor da rigidez dos elementos em estruturas mistas madeira-betão.	70
---	----

Tabela 4.2 – Influência do aumento do módulo de elasticidade da madeira e do betão na rigidez efetiva de vigas mistas madeira-betão.	81
Tabela 4.3 – Definição do espaçamento entre ligadores de sistemas de ligação para aplicação em pontes mistas madeira-betão.	86
Tabela 4.4 – Verificação da capacidade de carga última de sistemas de ligação para aplicação em pontes mistas madeira-betão.	89
Tabela 4.5 – Critérios e recomendações para o pré-dimensionamento de vigas mistas madeira-betão pertencentes ao tabuleiro de pontes.....	90
Tabela 4.6 – Acções variáveis do tráfego e do vento.....	91
Tabela 4.7 – Modelos de carga considerados no dimensionamento de tabuleiros mistos madeira-betão.....	93
Tabela 4.8 – Normas que definem as propriedades dos materiais utilizados em pontes mistas madeira-betão.....	94

CAPÍTULO 5 – SUSTENTABILIDADE

Tabela 5.1 – Impactos do ciclo de vida considerados neste estudo.	102
Tabela 5.2 – Conjunto de categorias de impacto consideradas neste estudo.	102
Tabela 5.3 – Fontes de dados utilizadas na avaliação de sustentabilidade efectuada neste estudo.	103
Tabela 5.4 – Categorias de impacto ambiental consideradas neste estudo.	106
Tabela 5.5 – Custo horário dos condutores por classe de veículo (Gervásio, 2010).	112
Tabela 5.6 – Classes de veículos consideradas na legislação portuguesa.....	112
Tabela 5.7 – Custo de operação dos veículos (Gervásio, 2010).	113
Tabela 5.8 – Custo das vítimas, CV_a , e custo de assistência, CA_a (Gervásio, 2010).....	113
Tabela 5.9 – Quantidades e custo unitário dos materiais utilizados, Estudo de Caso I.	117
Tabela 5.10 – Quantidades e custo unitário dos materiais utilizados, Estudo de Caso II.....	119
Tabela 5.11 – Definição da fronteira do sistema na fase de produção de materiais.	120
Tabela 5.12 – Definição da fronteira do sistema na fase de construção.	120
Tabela 5.13 – Transporte de materiais, Estudo de Caso I.....	121
Tabela 5.14 – Transporte de materiais, Estudo de Caso II.	121
Tabela 5.15 – Plano de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I.....	122
Tabela 5.16 – Plano de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II.	122
Tabela 5.17 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).....	123
Tabela 5.18 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).....	123

Tabela 5.19 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).....	123
Tabela 5.20 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).....	124
Tabela 5.21 – Definição da fronteira do sistema na fase de operação.....	124
Tabela 5.22 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).....	124
Tabela 5.23 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).....	125
Tabela 5.24 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).	125
Tabela 5.25 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).	125
Tabela 5.26 – Custo unitário das ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I.	126
Tabela 5.27 – Custo unitário das ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II.....	126
Tabela 5.28 – Duração (em dias) das ações de inspeção e manutenção.....	126
Tabela 5.29 – Definição da fronteira do sistema na fase de desativação.	127
Tabela 5.30 – Tratamento final dos RCD, considerado em ambos os Casos I e II.	127
Tabela 5.31 – Transporte dos RCD, Estudo de Caso I.	128
Tabela 5.32 – Transporte dos RCD, Estudo de Caso II.....	128
Tabela 5.33 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).	128
Tabela 5.34 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).	129
Tabela 5.35 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).	129
Tabela 5.36 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).	130
Tabela 5.37 – Impacto económico em ambos os Casos I e II.	135
Tabela 5.38 – Impacto sociocultural em ambos os Casos I e II.	136

CAPÍTULO 6 – PONTES MISTAS MADEIRA-BETÃO EM PORTUGAL

Tabela 6.1 – Largura normalizada (em metros) de perfis transversais ferroviários.	145
Tabela 6.2 – Largura normalizada (em metros) de perfis transversais rodoviários.	146
Tabela 6.3 – Potencial de aplicação das soluções-tipo I e II.	147

CAPÍTULO 7 – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Tabela 7.1 – Plano de inspeção e manutenção, solução-tipo I.....	165
Tabela 7.2 – Valores das propriedades mecânicas e físicas da madeira de pinheiro-bravo de secção circular.	167
Tabela 7.3 – Características geométricas de toros (valores médios).	169
Tabela 7.4 – Plano de inspeção e manutenção, solução-tipo II.	180

ANEXO A – RESUMO DAS PONTES DA AMOSTRA ESTUDADA NESTA TESE

Tabela A.1 – Resumo das pontes identificadas nos EUA.....	212
Tabela A.2 – Resumo das pontes identificadas no Brasil.	213
Tabela A.3 – Resumo das pontes identificadas na Austrália.	214
Tabela A.4 – Resumo das pontes identificadas na Nova Zelândia.	214
Tabela A.5 – Resumo das pontes identificadas na Finlândia.....	215
Tabela A.6 – Resumo das pontes identificadas na Suíça.	216
Tabela A.7 – Resumo das pontes identificadas em França.....	220
Tabela A.8 – Resumo das pontes identificadas na Alemanha.	220
Tabela A.9 – Resumo das pontes identificadas na Áustria.	221
Tabela A.10 – Resumo da ponte identificada no Luxemburgo.....	222
Tabela A.11 – Resumo da ponte identificada na Holanda.	222
Tabela A.12 – Resumo da ponte identificada em Portugal.....	223
Tabela A.13 – Resumo da ponte identificada em Itália.	223

ANEXO C – RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE SUSTENTABILIDADE

Tabela C.1 – Impacto ambiental da fase de produção de materiais, Estudo de Caso I.....	232
Tabela C.2 – Impacto ambiental da fase de construção, Estudo de Caso I.....	232
Tabela C.3 – Impacto ambiental da fase de operação, Estudo de Caso I.....	233
Tabela C.4 – Impacto ambiental da fase de desativação, Estudo de Caso I.	233
Tabela C.5 – Impacto ambiental do ciclo de vida, Estudo de Caso I.....	234
Tabela C.6 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro existente.	234
Tabela C.7 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro proposto..	237
Tabela C.8 – Impacto sociocultural do ciclo de vida, Estudo de Caso I.....	240

Tabela C.9 – Impacto ambiental da fase de produção de materiais, Estudo de Caso II.....	241
Tabela C.10 – Impacto ambiental da fase de construção, Estudo de Caso II.....	241
Tabela C.11 – Impacto ambiental da fase de operação, Estudo de Caso II.....	242
Tabela C.12 – Impacto ambiental da fase de desativação, Estudo de Caso II.....	242
Tabela C.13 – Impacto ambiental do ciclo de vida, Estudo de Caso II.....	243
Tabela C.14 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro existente.....	243
Tabela C.15 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro proposto.....	245
Tabela C.16 – Impacto sociocultural do ciclo de vida, Estudo de Caso II.....	248

ANEXO D – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Tabela D.1 – Principais características das tipologias consideradas.....	252
Tabela D-I.1 – Dimensões (em mm) das vigas de madeira lamelada colada.....	256
Tabela D-I.2 – Dimensionamento da laje de betão armado.....	258
Tabela D-I.3 – Espaçamento entre ligadores e propriedades mecânicas do sistema de ligação.....	259
Tabela D-I.4 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio em tabuleiros com 9 m de largura.....	261
Tabela D-I.5 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio em tabuleiros com 5,5 m de largura.....	262
Tabela D-I.6 – Plano de inspeção e manutenção.....	267
Tabela D-II.1 – Diâmetro e requisitos geométricos dos toros.....	271
Tabela D-II.2 – Dimensionamento da laje de betão armado e das vigas de bordadura.....	273
Tabela D-II.3 – Espaçamento entre ligadores e propriedades mecânicas do sistema de ligação.....	274
Tabela D-II.4 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio.....	276
Tabela D-II.5 – Plano de inspeção e manutenção.....	281

ANEXO E – DIMENSIONAMENTO – PLANOS-PADRÃO

Tabela E.1 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.....	284
---	-----

Tabela E.2 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.	284
Tabela E.3 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.	285
Tabela E.4 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.	285
Tabela E.5 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.	286
Tabela E.6 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.	286
Tabela E.7 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.	287
Tabela E.8 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.	287
Tabela E.9 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.	288
Tabela E.10 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.	288
Tabela E.11 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.	289
Tabela E.12 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.	289
Tabela E.13 – Esforços e deformações de curto-prazo, Solução-tipo II.	300
Tabela E.14 – Esforços e deformações de longo-prazo, Solução-tipo II.	300

SIMBOLOGIA

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos de forma que os respectivos significados não suscitem dúvidas. Considera-se, no entanto, conveniente apresentar uma listagem dos mais importantes:

Letras maiúsculas latinas:

A_c	Área da secção transversal do elemento de betão
A_t	Área da secção transversal do elemento de madeira
C_a	Custo por acidente
CA	Custo de acidentes
CA_a	Custo de assistência por acidente de tipo a
CAC	Custo de atraso dos condutores
CC	Custo de construção
CD	Custo de desativação
CO	Custo de operação
COV	Custo de operação dos veículos
COV_i	Custo de operação de um veículo da classe i
C_p	Coefficiente de rigidez relativa
CTC_i	Custo horário de cada condutor de um veículo da classe i
CV_a	Custo das vítimas por acidente de tipo a
$E_c = E_{cm}$	Valor do módulo de elasticidade secante do betão
$(EI)_{ef}$	Rigidez efetiva à flexão de uma viga mista
$(EI)_{ef,acc}$	Rigidez efetiva à flexão de uma viga mista considerando ação compósita aceitável

$(EI)_{ef,max}$	Rigidez efetiva à flexão de uma viga mista considerando ação compósita total
$(EI)_{ef,min}$	Rigidez efetiva à flexão de uma viga mista considerando ação compósita nula
E_t	Valor médio do módulo de elasticidade da madeira
F	Esforço de corte na ligação
F_{acc}	Esforço de corte na ligação quando se atinge ação compósita aceitável
F_{hor}	Esforço de corte na ligação devido à força horizontal das ações de travagem e aceleração dos veículos
F_u	Capacidade de carga última da ligação
G	Ações permanentes
I_c	Momento de inércia da secção transversal do elemento de betão em torno de um eixo horizontal baricêntrico
I_t	Momento de inércia da secção transversal do elemento de madeira em torno de um eixo horizontal baricêntrico
K	Módulo de escorregamento da ligação
$K_{ser} = K$	Módulo de escorregamento da ligação para a verificação dos ELS
K_u	Módulo de escorregamento da ligação para a verificação dos ELU
L	Comprimento total de via que é afetada
M_y	Momento fletor em torno do eixo dos yy
N	Número de dias de duração dos trabalhos
NEC	Nível de eficiência compósita
Q	Ações variáveis
T_a	Taxa de acidentes durante a execução de trabalhos
TAA_a	Taxa de acidentes de tipo a com execução de trabalhos na via
TAN_a	Taxa de acidentes de tipo a sem execução de trabalhos na via
TMD	Tráfego médio diário
T_n	Taxa de acidentes normal da via
TVa_a	Taxa de vítimas por acidente de tipo a com execução de trabalhos na via
TVn_a	Taxa de vítimas por acidente de tipo a sem execução de trabalhos na via
V_a	Velocidade do tráfego durante a execução de trabalhos
$VACCV$	Valor atual do custo do ciclo de vida
V_n	Velocidade normal da via
V_z	Esforço transversal segundo o eixo dos zz

Letras minúsculas latinas:

a_c	Distância do centro geométrico do elemento de betão ao eixo neutro equivalente da secção mista
a_t	Distância do centro geométrico do elemento de madeira ao eixo neutro equivalente da secção mista
b_c	Largura da secção transversal do elemento de betão
$b_{c,i}$	Largura de cada aba do elemento de betão
$b_{eff,c}$	Largura efetiva do banzo do elemento de betão
$b_{eff,c,dir}$	Largura efetiva da aba direita do elemento de betão
$b_{eff,c,esq}$	Largura efetiva da aba esquerda do elemento de betão
$b_{eff,c,i}$	Largura efetiva de cada aba do elemento de betão
b_t	Largura da secção transversal do elemento de madeira
c_{nom}	Recobrimento das armaduras nas estruturas de betão armado
d	Altura útil da secção transversal do elemento de betão; taxa de desconto
f_{acc}	Esforço de corte unitário na ligação quando se atinge ação compósita aceitável
$f_{c,0,k}$	Valor característico da resistência da madeira à compressão na direção paralela às fibras
$f_{c,90,k}$	Valor característico da resistência da madeira à compressão na direção perpendicular às fibras
$f_{m,k}$	Valor característico da resistência da madeira à flexão
$f_{t,0,k}$	Valor característico da resistência da madeira à tração na direção paralela às fibras
$f_{t,90,k}$	Valor característico da resistência da madeira à tração na direção perpendicular às fibras
$f_{v,k}$	Valor característico da resistência da madeira ao corte
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras
h_c	Altura da secção transversal do elemento de betão
h_t	Altura da secção transversal do elemento de madeira
k	Módulo de escorregamento unitário da ligação
k_{acc}	Módulo de escorregamento unitário da ligação que permite garantir ação compósita aceitável
k_{def}	Fator de deformação para elementos de madeira
k_{max}	Módulo de escorregamento unitário máximo da ligação
k_{mod}	Fator de modificação da resistência dos elementos de madeira

$k_{ser} = k$	Módulo de escorregamento unitário da ligação para a verificação dos ELS
k_u	Módulo de escorregamento unitário da ligação para a verificação dos ELU
l	Vão
l_0	Distância entre pontos de momento fletor nulo
p_i	Porcentagem de veículos da classe i no tráfego total
s	Espaçamento entre ligadores
s_{acc}	Espaçamento aceitável entre ligadores
s_{min}	Espaçamento mínimo entre ligadores
t	Número de anos
t_L	Tempo de vida útil de dimensionamento

Letras maiúsculas gregas:

Φ	Diâmetro
--------	----------

Letras minúsculas gregas:

γ	Coefficiente de ação compósita
γ_{acc}	Coefficiente de ação compósita a partir do qual a ação compósita é aceitável
δ_u	Capacidade de deformação última da ligação
$\rho_{t,k}$	Valor característico da massa volúmica da madeira
$\sigma_{m,x,c}$	Tensão normal nas faces horizontais do elemento de betão devida à curvatura
$\sigma_{m,x,t}$	Tensão normal nas faces horizontais do elemento de madeira devida à curvatura
$\sigma_{x,c}$	Tensão normal no elemento de betão devida à extensão axial ao nível do seu eixo
$\sigma_{x,t}$	Tensão normal no elemento de madeira devida à extensão axial ao nível do seu eixo
τ_t	Tensão de corte no elemento de madeira
$\varphi_{(\infty,t_0)}$	Valor final do coeficiente de fluência do betão
ψ_2	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

ABREVIATURAS

À medida que vão surgindo, as abreviaturas utilizados no texto são definidos de forma que as respetivas formas completas não suscitem dúvidas. Considera-se, no entanto, conveniente apresentar uma listagem das mais importantes:

AACV	Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida
ACCV	Avaliação do Custo do Ciclo de Vida
AD	Acidificação
AG	Aquecimento global
AICV	Avaliação de Impactos do Ciclo de Vida
ASCV	Avaliação Social do Ciclo de Vida
DA	Depleção Abiótica
DO	Depleção de Ozono
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
EN	Norma Europeia (<i>European Standard</i>)
ET	Eutrofização
ICNF	Instituto da Conservação da Natureza e das Florestas
ICV	Análise de Inventário do Ciclo de Vida
ISO	Norma Internacional (<i>International Standard Organization</i>)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NP	Norma Portuguesa
OF	Oxidação Fotoquímica
RCD	Resíduos de Construção e Demolição

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 A aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes

Inicia-se esta tese com a clarificação do significado do termo “ponte”. De facto este é o termo geralmente utilizado para referir a estrutura que atravessa uma linha de água, aplicando-se o termo “viaduto” a estruturas que permitem o atravessamento de vias rodoviárias, ferroviárias ou zonas de terreno. A fim de evitar equívocos, utiliza-se ao longo desta tese a designação genérica “ponte” para referir quer ponte quer viaduto.

Nas pontes com estrutura mista madeira-betão, neste estudo designadas por “pontes mistas madeira-betão”, a estrutura mista é maioritariamente aplicada no tabuleiro. Estes tabuleiros são formados por uma laje de betão armado disposta sobre um conjunto de vigas de madeira posicionadas longitudinalmente (*i.e.* na direção do vão). As pontes mistas madeira-betão são então, na verdade, pontes mistas de madeira e betão armado. No entanto, e por uma questão de simplicidade de escrita e, conseqüente, facilidade de leitura, utiliza-se no decorrer do texto a designação “madeira-betão”. A laje de betão armado e as vigas de madeira são conectadas por intermédio de um sistema de ligação, que tem de transmitir o esforço de corte longitudinal na interface madeira-betão e de assegurar que as deformações de escorregamento são suficientemente baixas para garantir o funcionamento compósito. A definição anterior exclui pontes cujo tabuleiro de madeira é coberto por uma camada de betão com o único objetivo de proteger os elementos de madeira ou outro qualquer propósito não estrutural.

Uma estrutura mista madeira-betão, de que são exemplo os tabuleiros mistos madeira-betão, constitui um sistema estruturalmente eficiente, no qual se verifica, tendencialmente, compressão no betão e tração na madeira, permitindo que o betão seja sujeito ao tipo de tensões a que melhor resiste e a madeira a tensões que, não potenciando a sua melhor capacidade resistente (à compressão), podem ser devidamente suportadas mantendo o critério de eficiência, uma vez que este material estrutural apresenta uma relação entre a capacidade resistente à tração e à compressão muito superior à que se verifica no betão. Do ponto de vista

meramente estrutural, pode-se afirmar que (i) a madeira vem colmatar a reduzida resistência à tração do betão e (ii) o betão vem suprir a reduzida rigidez da madeira.

A aplicação deste tipo de estruturas no tabuleiro de pontes, quando comparada com outras soluções, mais usuais, em betão armado, betão pré-esforçado, aço ou mesmo mistas aço-betão, permite a construção de tabuleiros (i) mais leves e eficientes, uma vez que a madeira é um material que apresenta um rácio resistência/peso elevado, o que permite aliviar os esforços devidos às cargas permanentes nos elementos da subestrutura e fundações (Ceccotti, 1995), (ii) mais simples de trabalhar e manusear, sendo rapidamente erigidos (Ceccotti, 2002; Gutkowski *et al.*, 2008), e (iii) que apresentam benefícios ambientais resultantes da utilização de madeira, um recurso natural que tem capacidade de armazenamento de carbono e que requer pequenas quantidades de energia para ser processado, respondendo aos requisitos cada vez mais proeminentes para uma construção sustentável (Natterer, 2002; Steinberg *et al.*, 2003; Gutkowski *et al.*, 2004; Fujimoto *et al.*, 2008).

Quando comparados com os tabuleiros unicamente de madeira, que também apresentam as vantagens anteriores (embora de forma mais notória), os tabuleiros mistos madeira-betão, por incluírem uma laje de betão armado, (i) têm uma rigidez de flexão superior, proporcionando menores deformações (Ceccotti, 2002; Weaver *et al.*, 2004), (ii) asseguram uma maior continuidade em ambas as direções horizontais (longitudinal e transversal), contribuindo significativamente para a distribuição das cargas entre as vigas de madeira (Simon *et al.*, 2008; Dias *et al.*, 2013) e (iii) proporcionam um incremento da durabilidade dos elementos de madeira (Mettem, 2003; Mascia e Soriano, 2004; Clouston *et al.*, 2005), providenciando uma proteção efetiva a fenómenos meteorológicos, como a água das chuvas ou a incidência direta da radiação solar.

Fazendo uma breve referência histórica à utilização da madeira na construção de pontes, pode-se afirmar que, até aos finais do século XIX, a madeira foi o principal material usado na construção deste tipo de estruturas, nomeadamente em pontes de pequeno vão (Ritter, 1997a). Porém, a partir do final desse século, o rápido desenvolvimento da tecnologia associada à produção de aço potenciou o incremento da competitividade deste material no que respeita à sua aplicação na estrutura de pontes. A partir do início do século XX, com o aumento generalizado da utilização de betão armado na construção de pontes (Ritter, 1997a), as pontes de madeira caíram definitivamente em desuso (Wacker, 2010). Contudo, a escassez de aço que ocorreu após a Primeira Guerra Mundial forçou o desenvolvimento de novas soluções para pontes, tendo sido promovido o uso de outros materiais estruturais, o que conduziu ao aparecimento das estruturas mistas madeira-betão (Van der Linden, 1999).

Os primeiros exemplares de pontes mistas madeira-betão datam da década de 1930, nos EUA (Richart e Williams, 1943; Cook, 1976; Duwadi e Ritter, 1997). Na década de 1950, as estruturas mistas madeira-betão começaram a ser utilizadas na construção de pontes na Austrália e Nova Zelândia (Cone, 1963; Nolan, 2009). Muito mais tarde, já na década de 1990, começaram a aparecer na Europa os primeiros exemplares deste tipo de pontes, nomeadamente em alguns países da Europa Setentrional e Ocidental, tais como a Finlândia, Suíça, França, Alemanha e Áustria (Pischl e Schickhofer, 1993; Natterer, 1998; Natterer *et al.*, 1998; Aasheim, 2000; Flach e Frenette, 2004). Para tal, muito contribuíram as publicações de uma comissão internacional, RILEM TC111 CST (1992), estabelecida em 1989 com o intuito de apresentar o estado da arte de estruturas mistas madeira-betão (Meierhofer, 1993). No decorrer da última década, foram também construídas pontes mistas madeira-betão no Brasil (Calil Jr, 2008).

1.2 Âmbito e objetivos do estudo

Embora a construção de pontes mistas madeira-betão se tenha espalhado gradualmente por diversas zonas do globo, particularmente durante as duas últimas décadas, em outras regiões, das quais Portugal é um exemplo, o uso destas estruturas tem sido praticamente ignorado.

Em Portugal existe uma única ponte mista madeira-betão, construída em 2005. De facto, a tradição de construir estruturas, particularmente pontes, incorporando elementos de madeira foi desaparecendo em Portugal ao longo do século XX. O próprio ensino abordando estruturas de madeira foi claramente desprezado nas universidades portuguesas em benefício de outros materiais estruturais, como o betão armado e pré-esforçado ou o aço, havendo falta de engenheiros civis com o conhecimento técnico necessário para projetar corretamente estruturas de madeira (Rodrigues *et al.*, 2010).

No entanto, nos últimos anos, tem-se vindo a observar uma tendência crescente para a construção de estruturas de madeira em Portugal, o que, de alguma forma, parece estar relacionado com a construção da estrutura de suporte da cobertura do *MEO Arena* (anterior *Pavilhão Atlântico*), em madeira lamelada colada, por altura da Exposição Mundial de Lisboa de 1998 (Rodrigues *et al.*, 2011). O mediatismo oferecido por esta estrutura, marcante na arquitetura nacional e internacional, promoveu o conhecimento do potencial estrutural e arquitetónico da madeira junto dos agentes de construção e da população em geral.

A partir daí, verificou-se o renascimento do interesse, até então já praticamente extinto, pela incorporação de madeira em estruturas. Ao mesmo tempo, a preocupação crescente, da sociedade em geral, na procura de soluções construtivas erigidas sob uma lógica de sustentabilidade, tem impulsionado a criação de sistemas construtivos que empreguem

materiais mais sustentáveis, revelando-se como um importante argumento em favor da utilização da madeira em estruturas.

É neste contexto que emerge o trabalho elaborado nesta tese, através do qual se pretende:

- Analisar e interpretar a utilização mundial de pontes mistas madeira-betão, numa tentativa de identificar as circunstâncias históricas, geográficas e tecnológicas responsáveis pelo aparecimento e desenvolvimento desta solução estrutural, bem como de indicar as especificidades deste tipo de pontes que as tornam apelativas em determinadas regiões e menos interessantes noutras – neste âmbito foi constituída uma amostra de 78 pontes mistas madeira-betão;
- Assinalar as principais características e especificidades das estruturas mistas madeira-betão, na tentativa de fornecer diretrizes indispensáveis à conceção, dimensionamento, construção e conservação de pontes que incorporam este tipo de estruturas;
- Avaliar a sustentabilidade de pontes mistas madeira-betão, por comparação com soluções similares noutros materiais estruturais, com o objetivo de comprovar o seu potencial de aplicação;
- Interpretar a realidade portuguesa como ponto de partida para a identificação de situações em que as estruturas mistas madeira-betão possam constituir uma opção competitiva para pontes em Portugal;
- Conceber exemplos práticos (planos-padrão) de tabuleiros mistos madeira-betão com potencial de aplicação no mercado português, e que possam servir de modelo aos projetistas deste tipo de estruturas;
- Aplicar as estruturas mistas madeira-betão na conceção e dimensionamento de uma ponte onde a utilização deste sistema estrutural seja particularmente adequada e competitiva.

Em síntese, este estudo surge com a perspetiva de incrementar o conhecimento sobre pontes mistas madeira-betão no meio científico e, conseqüentemente, de funcionar como catalisador e fator de sensibilização para os diversos agentes da construção (donos de obra, decisores políticos, arquitetos, engenheiros civis, etc.) e sociedade em geral acerca do potencial de utilização e viabilidade da construção deste tipo de pontes. Refira-se que, devido a algumas limitações inerentes ao material madeira, a utilização de estruturas mistas madeira-betão no tabuleiro de pontes nem sempre é conveniente ou, pelo menos, competitiva, quando comparada com soluções noutros materiais estruturais.

1.3 Organização da tese

O início desta tese compreende uma revisão bibliográfica subordinada ao tema das pontes mistas madeira-betão (capítulo 2). Apresenta-se a história do desenvolvimento desta solução

construtiva, a partir da qual se constitui uma amostra de pontes mistas madeira-betão suficientemente representativa das diversas regiões do mundo onde este tipo de pontes tem sido utilizado. De seguida, faz-se referência aos estudos sobre sistemas de ligação para pontes mistas madeira-betão, cujo grande desenvolvimento tem contribuído decisivamente para melhorar esta solução estrutural. O capítulo 2 termina com a revisão bibliográfica relativa à sustentabilidade aplicada ao caso de pontes, tendo-se identificado um conjunto de estudos onde são avaliadas e comparadas diferentes tipologias sob uma ótica de desenvolvimento sustentável.

O capítulo 3 é iniciado com a apresentação de algumas considerações gerais relativas a pontes e tabuleiros mistos madeira-betão, após a qual se procede à análise das pontes da amostra referida no capítulo 2 – esta análise permite estabelecer duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão, que são utilizadas ao longo da tese. Em seguida, são tratadas questões relacionadas com a conceção e construção de pontes com tabuleiro misto madeira-betão. Nesse sentido, é identificado um conjunto de pormenores construtivos indispensáveis para garantir a durabilidade e a satisfação das condições de serviço deste tipo de estruturas.

No seguimento do anterior, o capítulo 4 apresenta as metodologias tipicamente aplicadas na análise e dimensionamento de pontes com tabuleiro misto madeira-betão, com especial destaque para o modelo de análise seguido nesta tese. Após esta primeira parte, define-se um conjunto de critérios de pré-dimensionamento e requisitos de dimensionamento que servem de base ao projeto deste tipo de pontes. Esses critérios/requisitos são devidamente sistematizados, de forma a facilitar a sua consulta e aplicação prática.

O capítulo 5 tem como tema a sustentabilidade dos tabuleiros mistos madeira-betão e apresenta um estudo cujo principal propósito foi o de avaliar as duas soluções-tipo propostas no capítulo 3. Na primeira parte é feita uma introdução ao tema da sustentabilidade da construção, apresentando-se a metodologia de avaliação de sustentabilidade utilizada nesta tese. Seguidamente avalia-se a viabilidade da utilização de tabuleiros mistos madeira-betão, empregando as duas soluções-tipo, através da sua confrontação com tabuleiros de betão armado e/ou pré-esforçado efetivamente construídos.

No capítulo 6 desta tese contextualiza-se a realidade portuguesa no que concerne ao potencial de utilização de pontes mistas madeira-betão. Começa-se por fazer um pequeno resumo histórico sobre a construção de pontes em Portugal, que culmina com a apresentação das razões para a fraca implementação da madeira como elemento estrutural em pontes. Não obstante a presente conjuntura, avaliam-se diversas situações onde a utilização de estruturas mistas madeira-betão em pontes, nomeadamente de uma das duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão estabelecidas no capítulo 3, se pode revelar competitiva relativamente a soluções noutros materiais estruturais.

O capítulo 7 trata da definição e elaboração de “planos-padrão” relativos a cada uma das duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão já referidas. Os “planos-padrão”, assim denominados nesta tese, apresentam o resultado da concepção, dimensionamento, construção e conservação de duas alternativas de tabuleiros mistos madeira-betão, utilizando os procedimentos abordados nos capítulos 3 e 4.

No capítulo 8 é elaborada uma proposta de substituição para uma ponte de madeira existente, através da aplicação de tabuleiro misto madeira-betão. Inicia-se o capítulo com a descrição e enquadramento da estrutura alvo de estudo, concluindo-se o mesmo com a apresentação da solução proposta.

Finaliza-se esta tese com a apresentação das principais conclusões resultantes da investigação desenvolvida, indicando-se algumas sugestões para trabalhos futuros (capítulo 9).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Desenvolvimento e utilização das pontes mistas madeira-betão no mundo

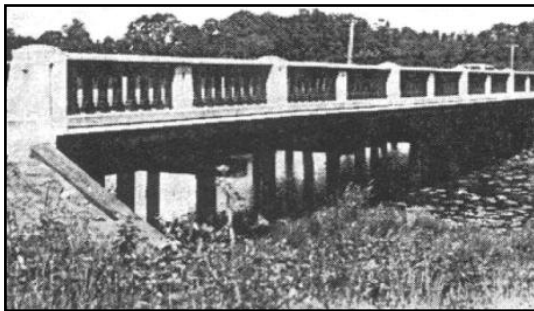
Para este estudo, foi constituída uma amostra de 78 pontes mistas madeira-betão em funcionamento em diversos pontos do globo. A análise que se faz desta amostra constitui um dos contributos relevantes para o objetivo desta tese. Deve frisar-se porém, que se trata de uma amostra e não da totalidade de pontes mistas madeira-betão existentes, o que nem seria possível visto nem todas se encontrarem adequadamente documentadas. Esta amostra é, no entanto, suficientemente representativa do conjunto de regiões onde este tipo de pontes tem sido utilizado (Rodrigues *et al.*, 2013). Nos parágrafos seguintes faz-se a apresentação das pontes mistas madeira-betão desta amostra. Pretende-se, desta forma, não só apresentar uma panorâmica geral e introdutória sobre este tipo de estruturas, como também identificar as características que as tornaram apelativas nos diferentes locais onde foram construídas.

As pontes mistas madeira-betão surgiram nos EUA, através de um programa de investigação na Universidade de Washington, coordenado pelo engenheiro J. F. Seiler, que visava a combinação de madeira e betão armado para construir pontes (i) economicamente vantajosas quando comparadas com as pontes de betão armado, (ii) mais duráveis que as pontes de madeira e (iii) cuja ereção dispensasse equipamento mecânico especial (Seiler e Keeney, 1933). A primeira ponte mista madeira-betão de que há registo, *Ponte Tampa-Clearwater Causeway*, resultou deste programa, tendo sido construída em 1934 na Florida (DeIDOT, 2000). Nos anos seguintes, as estruturas mistas madeira-betão foram utilizadas com sucesso na construção de pontes noutros estados norte-americanos, conforme se refere seguidamente.

A autoridade rodoviária de Oregon (atual *Oregon Department of Transportation*) conduziu um estudo sobre pontes mistas madeira-betão, do qual resultou a construção de mais de 180 pontes (McCullough, 1943). No entanto, não foi possível obter referências relativas a essas pontes, nem confirmar se (ou quantas) ainda estão em serviço, com exceção da

apresentada na Figura 2.1 (Eby, 1989), que integra a amostra estudada. Entre 1936 e 1938, a autoridade rodoviária de Delaware (atual *Delaware Department of Transportation*) foi responsável pela construção de três pontes mistas madeira-betão: *Ponte Mill Creek* (Ponte Estatal K-9A), 1936 (ver Figura 2.1); *Ponte Omar* (Ponte Estatal S-445), 1938; e *Ponte Silver Lake* (Ponte Estatal S-707), 1938 (ver Figura 2.1). De acordo com a autoridade rodoviária de Delaware, as pontes construídas nesse estado ainda se encontravam em serviço no início da década de 2000, com baixos custos de manutenção (DeIDOT, 2000), mostrando que, quando devidamente concebidas, construídas, utilizadas e conservadas, as pontes mistas madeira-betão exibem excelentes características de durabilidade.

Ainda na década de 1930, foi construída uma ponte mista madeira-betão na região de Elkhorn, Califórnia (Cook, 1977 *apud* Van der Linden, 1999, p. 11). Muito mais tarde, em 1968, foi construída na Dakota do Sul a *Ponte Keystone Wye* (ver Figura 2.1). Ao longo dos últimos anos, e após um período em que este tipo de pontes caiu em desuso, tem-se assistido a um renovado interesse pela aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes (Balogh *et al.*, 2010), de que é exemplo a ponte construída em 2003 na cidade de Fairfield, no âmbito de um projeto de investigação conduzido na Universidade de Maine (Weaver *et al.*, 2004)



Ponte em Oregon, década de 1930
Fonte: (McCullough, 1943)



Ponte Mill Creek (Ponte Estatal K-9A), 1936
Fonte: (DeIDOT, 2000)



Ponte Silver Lake (Ponte Estatal S-707), 1938
Fonte: (McCullough, 1943)



Ponte Keystone Wye, 1968
Fonte: (Structurae, sem data)

Figura 2.1 – Pontes mistas madeira-betão, EUA.

Na América do Sul só foram construídas pontes mistas madeira-betão no Brasil, embora estas também tenham vindo a ser estudadas noutros países sul-americanos, *e.g.* Chile e Argentina. Na Universidade Austral do Chile, o interesse por este tipo de pontes tem sido reforçado por diversos projetos de investigação desde o final da década de 2000 (Cárdenas *et al.*, 2010),

encontrando-se neste momento a decorrer um projeto internacional em parceria com as universidades de Weimar (Alemanha) e Cantábria (Espanha). De acordo com informações do coordenador deste projeto (Professor Frank Schanack), até ao final de 2014 entrará em construção a primeira ponte mista madeira-betão em território chileno – *Ponte Ancahual*, a qual já tem projeto de execução. Na Argentina, o estudo de pontes mistas madeira-betão tem sido, igualmente, impulsionado por projetos de investigação, conduzidos na Universidade Nacional do Nordeste (Astori *et al.*, 2007), tendo em vista a divulgação de um sistema construtivo até hoje nunca aplicado naquele país.

No Brasil, foram construídas oito pontes mistas madeira-betão (seis das quais se apresentam na Figura 2.2) ao abrigo de um projeto de investigação em pontes de madeira promovido pela Universidade de São Paulo – “*Programa Emergencial de Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo*”, financiado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo e coordenado pelo professor Carlito Calil Júnior (Calil Jr, 2006).



Ponte Batalha, 2002



Ponte Capela (fase de construção), 2002



Ponte Ibitiruna, 2002



Ponte Paredão Vermelho, 2002



Ponte Caminho do Mar, 2004



Ponte 02 do Campus II da USP, 2005

Figura 2.2 – Pontes mistas madeira-betão, Brasil.

Fonte: (Calil Jr, 2006)

O principal objetivo desse projeto foi conceber pontes de pequeno vão que incorporassem madeira na sua estrutura e que tivessem um custo competitivo e uma durabilidade comparável à das pontes construídas com outros materiais estruturais. Pretendia-se que essas pontes pudessem constituir uma alternativa viável para substituir os milhares de pontes de madeira, altamente degradadas, que foram construídas com requisitos técnicos modestos ao longo do último século, nomeadamente em estradas secundárias (Soriano e Mascia, 2009).

Nesse sentido, todas as pontes mistas madeira-betão construídas no Brasil se destinaram a estradas secundárias, tendo sido projetadas pelo Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Universidade de São Paulo (LaMEM-USP) e colocadas em serviço entre 2002 e 2005. Foram construídas sete pontes no estado de São Paulo e uma no estado de Minas Gerais (Calil Jr, 2006). Os bons resultados obtidos em termos do desempenho global destas pontes (Pigozzo, 2004; Góes e Calil Jr, 2006), conjugados com o seu baixo custo de construção, sugerem a possibilidade de existir um mercado para este tipo de pontes no Brasil, nomeadamente em estradas secundárias, onde, conforme referido anteriormente, diversas pontes de madeira aguardam por intervenção urgente.

Na Oceânia, as pontes mistas madeira-betão foram importadas pelo exército norte-americano, aquando da sua presença naquela região na Segunda Guerra Mundial (Nolan, 2009), tendo constituído uma importante inovação tecnológica relativamente às pontes de madeira, cuja construção se encontrava, localmente, bem estabelecida (Yttrup, 2009). A tradição de construir pontes de madeira e a escassez de aço verificada a seguir à Segunda Guerra Mundial constituíram fatores para o sucesso das pontes mistas madeira-betão nesta região.

Em 1955 foi construída, no estado de Nova Gales do Sul, Austrália, uma ponte mista madeira-betão na Estrada Nacional do Pacífico, sobre o rio Maria. Esta foi a primeira ponte deste tipo construída na Austrália da qual há relato (Timber Building in Australia, sem data). Na Nova Zelândia, a primeira ponte mista madeira-betão foi construída em 1957 sobre o rio Mangaharakeke (Cone, 1963). Mais tarde, foram construídos mais duas pontes: sobre os rios Poporangi, 1970, e Tauranga-Taupo, 1981 (Nauta, 1984 *apud* Van der Linden, 1999, p. 10).

Este ímpeto foi continuado e aprofundado, nomeadamente na Austrália, por programas de investigação lançados pelas autoridades florestais com o objetivo de promover a construção de pontes mistas madeira-betão de pequeno vão com espécies de madeira locais. Na década de 1990, a autoridade responsável pela floresta da Tasmânia (atual *Forestry Tasmania*) concebeu e construiu várias pontes mistas madeira-betão (Lee, 1999), uma das quais, erigida perto da localidade de Beulah (Nolan, 2009), integra a amostra estudada.

Em 2008, a autoridade que coordena a rede viária no estado de Nova Gales do Sul (atual *New South Wales Roads and Maritime Services*) elaborou um manual – *Timber Bridge Manual*

(RTA, 2008) – cuja secção 7 é exclusivamente dedicada às pontes mistas madeira-betão, e inclui o sistema aplicado na construção de três pontes da amostra estudada nesta tese: uma na cidade de Grafton (ver Figura 2.3) e duas nas localidades de Hinton e Morpeth. Este sistema caracteriza-se pelo facto do tabuleiro misto madeira-betão ser completamente pré-fabricado, em módulos de pequeno vão (ver Figura 2.3), que são facilmente transportados e unidos uns aos outros no local da construção.



Ponte em Grafton, década de 2000



Módulos pré-fabricados

Figura 2.3 – Ponte mista madeira-betão, Austrália.

Fonte: (RTA, 2008)

Na Europa Setentrional, a construção de pontes mistas madeira-betão foi estimulada pelo “*Nordic Timber Bridge Project*” – um amplo projeto de investigação, iniciado em 1994 e finalizado em 2001. Este projeto teve como principais intervenientes a Finlândia e os países escandinavos (Suécia, Dinamarca e Noruega), sendo o seu principal objetivo encorajar a construção de pontes de madeira como alternativa válida a pontes de betão armado ou aço. O projeto apresentava três tarefas principais: (i) promover programas especializados de investigação, (ii) difundir informação técnica sobre pontes de madeira e (iii) informar os agentes relevantes, tais como engenheiros civis, arquitetos e administração pública, sobre as potencialidades técnicas, económicas, ambientais e estéticas da construção em madeira. Para garantir o sucesso deste projeto foram investidos cerca de 2.600.000,00 €, financiados da seguinte forma: indústrias da madeira e autoridades rodoviárias – 50 %, fundo nórdico para a indústria da madeira – 30 % e fundos nacionais para a investigação – 20 % (Aasheim, 2002).

Em virtude da primeira ponte mista madeira-betão nesta região ter sido construída em 1993 na Finlândia (*Ponte Kruununmylly*, ver Figura 2.4), com o apoio da autoridade rodoviária finlandesa (atual *Finnish Transport Agency*), antes do início do “*Nordic Timber Bridge Project*” (Aasheim, 2000), o tópico dedicado ao estudo e aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes foi atribuído à equipa finlandesa no projeto (Kleppe e Aasheim, 1996). Por esse motivo, durante a duração do “*Nordic Timber Bridge Project*”, só se construíram este tipo de pontes na Finlândia.

Em 1995, nos municípios de Urjala e Janakkala, foram postas em serviço, respetivamente, as pontes *Uusisalmi* (ver Figura 2.4) e *Marjomäki* (Jutila e Salokangas, 2010). Em 1997 foram

erigidas no município de Valkeala duas pontes similares, apenas diferindo no vão, *Ponte Tirva* (ver Figura 2.4) e *Ponte Huhmarhaara* (Noponen e Jutila, 1999).

Em 1999, foi construída no município de Mäntyharju uma das pontes mistas madeira-betão mais imponentes do mundo, a *Ponte Vihantasalmi* (ver Figura 2.4). Esta ponte caracteriza-se por usar uma estrutura mista de aço, madeira e betão. Em 2000, no município de Sonkajärvi, foi construída a *Ponte Lehmilahti* (Mäkipuro e Yli-Villamo, 2001). Também no ano 2000, no município de Pirkkala, foi erguida a *Ponte Karhumäki* (Jutila e Salokangas, 2010). Em 2001, construíram-se mais duas pontes: *Ponte Pikisilta* (ver Figura 2.4), no município de Oulu, e *Ponte Talvitie* (ver Figura 2.4), no município de Isojoki (Jutila e Salokangas, 2010).



Ponte Kruununmylly, 1993



Ponte Uusisalmi, 1995



Ponte Tirva, 1997



Ponte Vihantasalmi, 1999



Ponte Pikisilta, 2001



Ponte Talvitie, 2001

Figura 2.4 – Pontes mistas madeira-betão, Finlândia.

Fonte: gentilmente cedidas por Aarne Jutila

Após o término do “*Nordic Timber Bridge Project*”, a construção de pontes mistas madeira-betão na Finlândia não cessou, tendo-se construído mais três exemplares: *Ponte Nukkumajoki*, 2002, no município de Inari; *Ponte Koskenkulma*, 2003, no município de Rautjärvi; e *Ponte Sorsakoski*, 2009, no município de Leppävirta. Contudo, este tipo de

pontes ainda não foi utilizado nos outros países parceiros do projeto (Jutila e Salokangas, 2010).

Na Europa Ocidental, as primeiras pontes mistas madeira-betão foram construídas na Suíça (Natterer *et al.*, 1998), em 1991: *Ponte Routier* (ver Figura 2.5), no cantão de Vaud; três pontes sobre o canal Erli, no cantão de Friburgo; e *Ponte Ronatobel* e *Ponte Drostobel*, ambas no cantão de Grisões (Swiss Timber Bridges, sem data).



Ponte Routier, 1991



Ponte Festungsmuseums, 1996



Ponte la Resgia, 1998



Ponte Suhre, década de 2000



Ponte la Combe, 2005



Ponte Wigger, 2005



Ponte Ragoztobel, 2007



Ponte Cheyta, 2007

Figura 2.5 – Pontes mistas madeira-betão, Suíça.

Fonte: (Swiss Timber Bridges, sem data)

Desde então têm sido construídas diversas pontes mistas madeira-betão, algumas delas incluindo soluções arquitetonicamente bastante arrojadas, sendo de referir as pontes *Festungsmuseums* e *la Resgia* (ver Figura 2.5), ambas construídas no cantão de Grisões. Ainda na década de 1990, foi construída a *Ponte Allmendschwand*, no cantão de Berna. Na última década construíram-se uma série de novas pontes na Suíça. Em 2002 foram edificadas duas pontes: *Ponte Schartenmatt*, no cantão de Lucerna, e *Ponte Aabach*, no cantão de Argóvia. A Figura 2.5 apresenta a *Ponte Suhre*, no cantão de Lucerna. Em 2003 foram colocadas em serviço mais duas pontes, ambas no cantão de Grisões: *Ponte Acla Zambil* e *Ponte Günscharüelbach* (Swiss Timber Bridges, sem data).

Em 2004, no cantão de Grisões, foi construída a *Ponte Peidenbach*. Entre 2005 e 2006 foram construídas seis pontes muito semelhantes no cantão de Friburgo, incluindo a *Ponte la Combe* (ver Figura 2.5). Também em 2005, foi erigida uma ponte pedonal no cantão de Lucerna, *Ponte Wigger* (ver Figura 2.5). Em 2007 foram edificadas mais duas pontes: *Ponte Ragoztobel* (ver Figura 2.5), no cantão de Grisões, e *Ponte Cheyta* (ver Figura 2.5), no cantão de Friburgo. Os dois últimos exemplares reportados na Suíça foram construídos em 2009: *Ponte Strassen*, no cantão de Zurique, e *Ponte Schachenhusbrügg*, no cantão de Berna (Swiss Timber Bridges, sem data).

Algumas das pontes construídas na Suíça, *e.g.* *Ponte Ragoztobel*, utilizaram pré-lajes de betão armado (ver Figura 2.6). As pré-lajes de betão armado funcionam, simultaneamente, como elemento resistente e cofragem, tendo a particularidade de possuírem aberturas, as quais são atravessadas pelos ligadores já inseridos nos elementos de madeira.



Figura 2.6 – *Ponte Ragoztobel*, Suíça – colocação das pré-lajes de betão armado.
Fonte: (Swiss Timber Bridges, sem data)

Perfilhando o exemplo da Suíça, também outros países da Europa Ocidental adotaram a construção de pontes mistas madeira-betão, ainda que em menor escala. Em 1993 e 1996, na Áustria (estado de Styria), foram construídas duas pontes: *Ponte Mur River* (Pischl e Schickhofer, 1993) e ponte na localidade de Weisskirchen (Schickhofer *et al.*, 1998). Também em 1996, na Alemanha, foi erigida uma ponte na estância de esqui de Klingenthal, estado da Saxónia (Natterer, 1998). Em 1998, em França, foram edificadas duas pontes: ponte

sobre o rio Sanne (ver Figura 2.7) e *Ponte Fayette*. Já na década de 2000, foi construída outra ponte mista madeira-betão em território francês (Limam *et al.*, 2006).



Ponte sobre o rio Sanne, França (1998)

Fonte: (Flach e Frenette, 2004)



Ponte em Kayl (fase de construção), Luxemburgo (2006)

Fonte: (TiComTec, sem data)



Ponte Unido, Áustria (2007)

Fonte: (Bathon e Bletz, 2010)



Ponte Birkberg, Alemanha (2008)

Fonte: (MIEBACH INGENIEURBÜRO, sem data)



Ponte em Ruhpolding (fase de construção), Alemanha (2010)

Fonte: (MIEBACH INGENIEURBÜRO, sem data)



Ponte em Groninga, Holanda (2012)

Fonte: (MIEBACH INGENIEURBÜRO, sem data)

Figura 2.7 – Pontes mistas madeira-betão, França, Luxemburgo, Áustria, Alemanha e Holanda.

Em 2006, no Luxemburgo, na cidade de Kayl (cantão de Esch-sur-Alzette), foi construída uma ponte pedonal cujo tabuleiro misto madeira-betão foi totalmente pré-fabricado antes de ser transportado para o local da obra (ver Figura 2.7). Esta solução, desenvolvida por Bathon *et al.* (2006b), foi idealizada para substituir tabuleiros de pontes de madeira que tivessem atingido o seu tempo de vida útil. No ano seguinte, construiu-se a *Ponte Unido* (ver Figura 2.7) na Áustria (estado de Viena). Em 2008, na Alemanha (estado da Alta Saxónia) foi erigida a *Ponte Birkberg* (ver Figura 2.7). Já em 2010, também na Alemanha (estado da Baviera), foi construída uma ponte mista madeira-betão na cidade de Ruhpolding (ver Figura 2.7). Em 2012 foi erigida a primeira ponte deste tipo na Holanda, na província de

Groninga (ver Figura 2.7). Em 2013, Na Alemanha (estado da Baixa Saxónia), foram construídas mais duas pontes, nas cidades de Bad Lauterberg im Harz e Herzberg am Harz.

Na Europa Ocidental, a opção por pontes mistas madeira-betão não foi encorajada por qualquer programa de investigação de âmbito internacional ou nacional, devendo-se o sucesso na implementação deste tipo de pontes a duas razões principais (Meierhofer, 1996). Por um lado, as autoridades públicas estão genuinamente interessadas em pontes que incorporem madeira na sua estrutura – um material que se integra na perfeição em ambientes naturais. Por outro lado, quando comparadas com as pontes de madeira, as pontes mistas madeira-betão constituem soluções com melhores prestações em termos de durabilidade, não necessitando de tratamentos químicos tão tóxicos para o meio ambiente. Este aspeto é particularmente importante, uma vez que, devido a requisitos ambientais, têm vindo a ser impostas restrições drásticas ao uso dos produtos químicos, anteriormente utilizados para proteção e preservação da madeira em ambientes exteriores, o que reduz substancialmente as opções admissíveis para pontes de madeira. Nesta perspetiva, as pontes mistas madeira-betão apareceram como uma solução que satisfaz, simultaneamente, as questões da durabilidade e da sustentabilidade ambiental.

Por último, refere-se o exemplo da Europa Meridional, onde a utilização de pontes mistas madeira-betão é extremamente rara e recente. Apenas foi possível identificar um exemplar construído em Portugal no ano de 2005, *Ponte de Quiaios* (Dias *et al.*, 2011) e outro em Itália no ano de 2012, na localidade de Pracchia, ver Figura 2.8. Detalhes sobre a *Ponte de Quiaios* serão apresentados posteriormente na secção 6.1.



Ponte de Quiaios, Portugal (2005)



Ponte em Pracchia (fase de construção), Itália (2012)

Fonte: gentilmente cedida por Holzbau S.p.A.

Figura 2.8 – Pontes mistas madeira-betão, Portugal e Itália.

De modo a complementar e sistematizar a informação sobre as pontes mistas madeira-betão referidas anteriormente, o Anexo A apresenta tabelas com as suas principais características.

A Figura 2.9 apresenta a distribuição geográfica das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada. Como se verifica, é na Europa que a maioria delas está localizada.

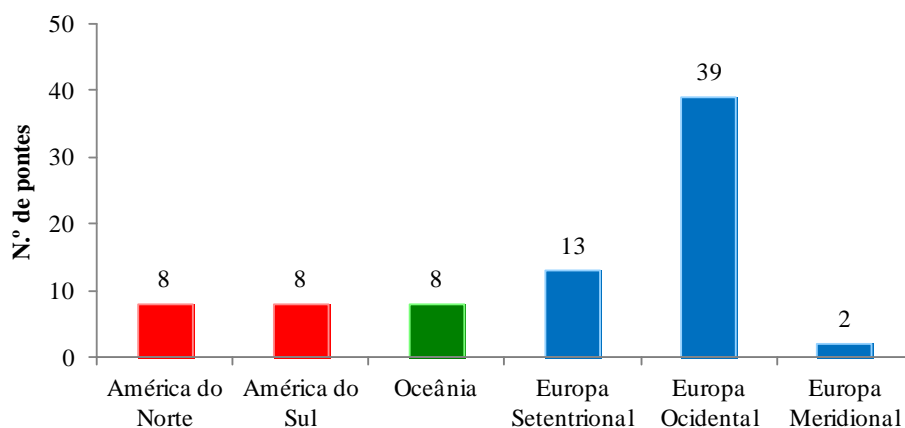


Figura 2.9 – Distribuição geográfica das pontes da amostra estudada.

A Figura 2.10 agrupa as pontes mistas madeira-betão da amostra por década de construção, revelando que mais de 85 % foram construídas nos últimos 23 anos e quase 60 % entre 2000 e 2013.

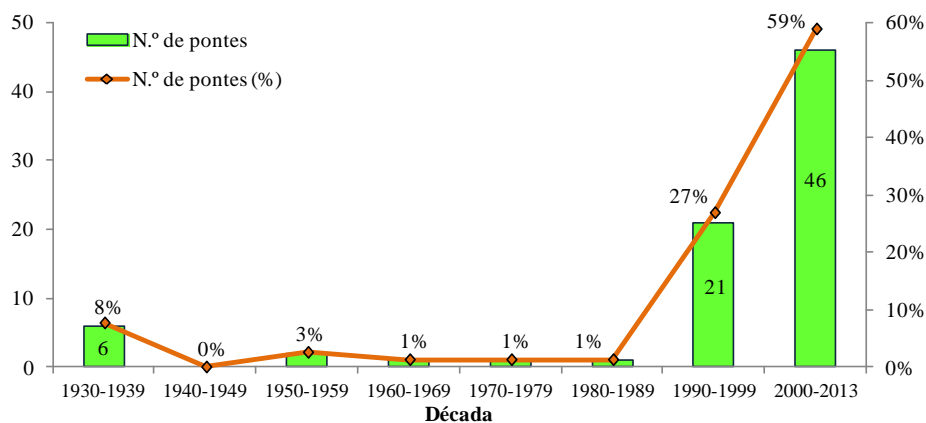


Figura 2.10 – Data de construção das pontes da amostra estudada.

Os números apresentados na Figura 2.10 refletem o aumento recente da construção de pontes mistas madeira-betão, o qual pode ser explicado (i) pelos recentes avanços tecnológicos na aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes e (ii) pelo aumento da procura do mercado da construção por soluções construtivas de baixo custo, simultaneamente inovadoras e sustentáveis (Rodrigues *et al.*, 2012) – as pontes mistas madeira-betão são genericamente reconhecidas por conciliar a competitividade económica (Meierhofer, 1993; Lee, 1999; Stojić e Cvetković, 2001; Mettem, 2003) a um enorme potencial do ponto de vista da sustentabilidade ambiental (Natterer, 2002; Steinberg *et al.*, 2003; Gutkowski *et al.*, 2004; Fujimoto *et al.*, 2008).

Além disso, as pontes mistas madeira-betão podem promover o aproveitamento de recursos florestais ou a reutilização de produtos de madeira que dificilmente seriam utilizados para outras aplicações estruturais, o que permite uma redução de custos de construção (RTA, 2008; Nolan, 2009; Soriano e Mascia, 2009). Refira-se, por exemplo, um estudo elaborado na

Universidade do Estado do Colorado, EUA, no qual se pretendeu avaliar a possibilidade de construir tabuleiros mistos madeira-betão reutilizando postes de madeira, obtidos a um custo muito reduzido (Balogh *et al.*, 2010). Nesse estudo, em particular, sugeriu-se o reaproveitamento de postes de suporte de redes de distribuição aéreas, que estão nas bermas das vias de comunicação e que têm de ser removidos quando ocorre um eventual alargamento dessas mesmas vias.

A utilização de pontes mistas madeira-betão é ainda pouco expressiva a nível mundial. No entanto, o interesse que a aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes tem vindo a despertar nos últimos anos, em diversas zonas do mundo, é um claro indicador do potencial deste tipo de pontes tendo em vista uma utilização mais generalizada.

2.2 Sistemas de ligação para pontes mistas madeira-betão

2.2.1 Introdução

Após a construção das primeiras pontes mistas madeira-betão em meados da década de 1930, conforme referido na secção anterior, depressa se percebeu a necessidade de desenvolver novos sistemas de ligação específicos para este tipo de estruturas. Surgiram, então, no início da década de 1940, os primeiros estudos de sistemas de ligação para pontes mistas madeira-betão (McCullough, 1943). No entanto, durante os últimos anos tem-se registado um enorme crescimento da investigação, em consequência do qual se têm alcançado importantes avanços tecnológicos, com o desenvolvimento de uma gama alargada de sistemas de ligação para pontes e a progressiva identificação dos que, pelas suas características mecânicas e exequibilidade de instalação, têm um maior potencial de aplicação.

A metodologia de investigação seguida nesses estudos inclui, regra geral, ensaios de corte em provetes mistos madeira-betão, muitas vezes complementados por ensaios de flexão em vigas ou protótipos de tabuleiros mistos madeira-betão incorporando o sistema de ligação previamente testado nos provetes. A grande maioria dos estudos tem-se focado em ensaios estáticos. Todavia, o facto de as pontes serem sujeitas a carregamentos cíclicos devidos ao tráfego, promoveu também a investigação do comportamento à fadiga do sistema de ligação, sendo nestas duas vertentes que se vai centrar grande parte da revisão bibliográfica sobre sistemas de ligação para pontes mistas madeira-betão, que seguidamente se apresenta. Adicionalmente referem-se alguns ensaios de carga *in situ*, nos quais, entre outros aspetos, é avaliado o comportamento em serviço do sistema de ligação.

Nesta fase, importa esclarecer algumas noções básicas acerca das propriedades do sistema de ligação relevantes para o comportamento mecânico das estruturas mistas madeira-betão. Para

caracterizar um sistema de ligação é, então, fundamental conhecer (i) a sua rigidez inicial, dada pelo módulo de escorregamento K (K_{ser} na EN 1995-1-1 (CEN, 2004a)), (ii) a sua resistência, dada pela capacidade de carga última F_u , (iii) a sua capacidade de deformação última δ_u e (iv) a sua ductilidade – uma ligação dúctil permite reduzir os riscos de rotura frágil (Dias e Jorge, 2011). No final da secção 2.2.2, apresenta-se na Tabela 2.1 um resumo das propriedades mecânicas dos sistemas de ligação seguidamente identificados.

As normas apenas consideram a rigidez e resistência do sistema de ligação às tensões de corte que se verificam na interface madeira-betão (de facto as mais relevantes). No entanto, na prática o sistema de ligação está sujeito a tensões axiais (de muito menor valor), mas que, quando de tração, podem originar o aparecimento de folgas/afastamentos entre os elementos de madeira e betão. Estes desvios geométricos poderão comprometer o comportamento espectável da ligação às tensões de corte e, conseqüentemente, o funcionamento compósito de toda a estrutura mista. Nesse sentido, embora os estudos do sistema de ligação apenas determinem os valores de K e F_u mencionados, será feita referência na Tabela 2.1 ao facto da ligação ter ou não capacidade para resistir a tensões de tração.

2.2.2 Comportamento de curto-prazo

Começa-se por referir os sistemas de ligação discretos, em que os ligadores são posicionados com um determinado espaçamento entre eles, uma vez que são claramente os mais generalizados. Mascia e Soriano (2004) estudaram o comportamento mecânico de sistemas de ligação compostos por pregos e parafusos, ver Figura 2.11(a) e (b), respetivamente, tendo concluído que a ligação com pregos revela uma eficiência satisfatória, sendo significativamente mais económica e fácil de aplicar que a ligação com parafusos.

Astori *et al.* (2007) investigaram a utilização de parafusos envolvidos por cintas de aço em espiral (tipo mola), soldadas aos parafusos, ver Figura 2.11(c). A utilização das cintas teve por objetivo reduzir a concentração de tensões no betão em torno dos parafusos. No entanto, os resultados obtidos não foram particularmente encorajadores, conforme se comprova na Tabela 2.1. Na Universidade de Nova Gales do Sul, Austrália, Benítez (2000) estudou dois tipos de ligação com perfis metálicos de diferentes secções: (i) secções circulares ocas (tipo anel) embutidas na madeira, ver Figura 2.11(d), e (ii) secções em “I” aparafusadas à madeira, ver Figura 2.11(e). No primeiro caso, no centro das secções circulares ocas foram colocados parafusos de modo a que a ligação tivesse capacidade para resistir a tensões de tração. Ambas as ligações demonstraram elevada rigidez e capacidade de carga última. Miotto e Dias (2008), na Universidade de São Paulo, Brasil, e Mäkipuro *et al.* (1996), na Universidade de Tecnologia de Helsínquia, Finlândia, também desenvolveram ligações extremamente rígidas e resistentes, através de chapas de aço inseridas e coladas na madeira. Enquanto no primeiro

caso foi utilizada uma única chapa, perfurada, com a maior dimensão disposta na direção das fibras da madeira, ver Figura 2.11(f), no segundo caso utilizaram-se duas chapas, formando um “T”, com parte da chapa que forma a alma do “T” inserida na madeira, ver Figura 2.11(g). Em ambos os casos a ligação exibiu comportamento frágil.

Outra ligação com excelentes propriedades de rigidez e resistência foi investigada por Simon *et al.* (2008), na Universidade de Bauhaus, Alemanha, consistindo numa chapa de aço horizontal (*i.e.* paralela à interface madeira-betão) à qual são soldadas cavilhas de aço lisas com uma cabeça de diâmetro superior (do lado do betão). Analisaram-se duas tipologias: na primeira, a chapa horizontal (com 200x100 mm e com duas cavilhas, tendo-se avaliado chapas com 2 e 3 cm espessura) foi ajustada num entalhe a toda a largura do elemento de madeira, ver Figura 2.11(h); na segunda, a chapa horizontal (com 200x200 mm, 2 cm de espessura e com quatro cavilhas) foi colocada por completo do lado do betão, tendo-se inserido do lado da madeira uma barra trapezoidal com 5 cm de espessura, soldada à chapa horizontal, ver Figura 2.11(i). Relativamente à primeira tipologia, concluiu-se que o aumento da espessura da chapa de aço corresponde a um aumento significativo das propriedades de rigidez (cerca de 30 %) e resistência (cerca de 60 %) da ligação, razão pela qual a Tabela 2.1 apenas refere os resultados para a chapa com 3 cm de espessura. Quanto à segunda ligação, embora tenha revelado ainda maior rigidez e resistência, exibiu comportamento frágil.

Uma das tipologias de sistemas de ligação mais estudadas consiste na utilização de varões de aço destinados a armaduras de betão armado. Estes varões podem ser utilizados, por exemplo, como cavilhas, conforme se demonstra nos estudos levados a cabo por Molina (2008), na Universidade de São Paulo, Brasil, e Weaver *et al.* (2004), na Universidade de Maine, EUA, onde foi investigada uma ligação com varões de aço dispostos em furos previamente efetuados na madeira, na direção perpendicular às fibras, ver Figura 2.11(j).

Os varões de aço podem ser inclinados relativamente à interface madeira-betão, de modo a funcionarem à tração, tal como sugerido por Miotto e Dias (2008), que avaliaram o desempenho de um sistema de ligação com varões de aço colados com um ângulo de 45° relativamente ao eixo das fibras da madeira, ver Figura 2.11(k). Miotto e Dias (2008) testaram varões com diferentes diâmetros, tendo registado uma diminuição da rigidez da ligação com o aumento do diâmetro do varão. Embora este resultado esteja longe de ser o esperado, não foram adiantadas possíveis causas, nomeadamente ao nível da metodologia de ensaio, que o justificassem.

De entre os sistemas de ligação que utilizam varões de aço, a ligação na qual os varões são colados em furos previamente abertos na madeira com uma inclinação de 45° relativamente à direção das fibras formando um “X”, ver Figura 2.11(l) e (m), denominada nesta tese por varões de aço em “X”, é claramente a mais generalizada – especial destaque deve ser dado aos

estudos elaborados por Mäkipuro *et al.* (1996) e Tommola *et al.* (1999), Finlândia, por terem sido pioneiros, tendo esta ligação sido também estudada por Döhrer e Rautenstrauch (2006a) e Aldi e Kuhlmann (2010), Alemanha, e Molina (2008), Brasil.

A aplicação de ligações com varões de aço inclinados, numa viga mista madeira-betão simplesmente apoiada sujeita a carregamento transversal ao seu plano médio, tem de ter em consideração a direção do esforço transversal, sendo o(s) varão(ões) tracionado(s) rodado(s) no sentido dos ponteiros do relógio ou no sentido contrário, consoante o sistema de ligação se posicione, respetivamente, na metade direita ou na metade esquerda de uma viga mista madeira-betão. Os desenhos da Figura 2.11 ilustram o posicionamento na metade direita. Nos mesmos desenhos é indicada a direção do esforço transversal. A grande diferença do sistema de ligação com varões de aço em “X” para o sistema de ligação com varões de aço a 45° deve-se à existência de um outro varão posicionado simetricamente (representado a laranja na Figura 2.11), que vai estar comprimido.

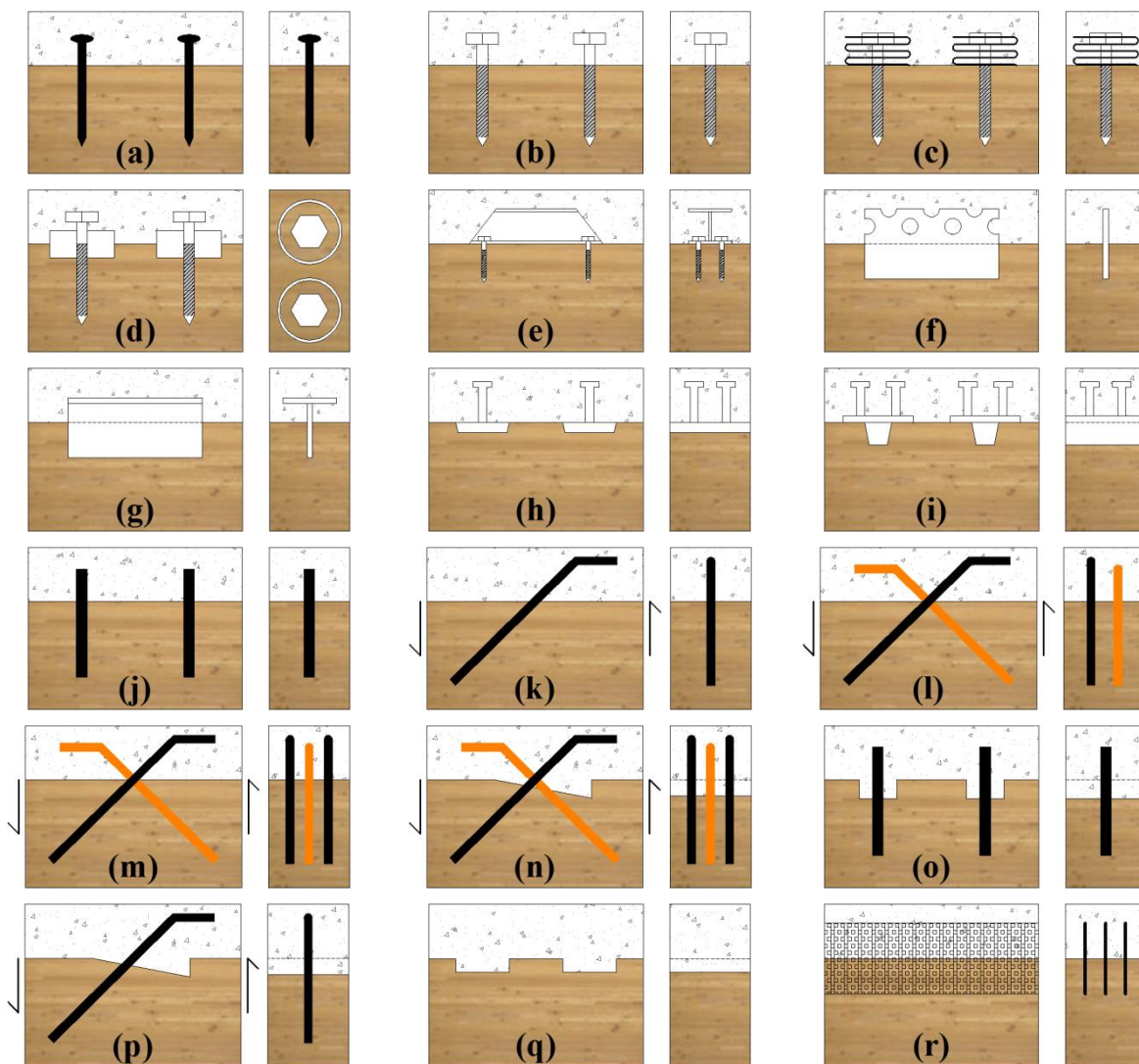
A abrangência dos estudos da ligação com varões de aço em “X” não é alheia ao seu custo reduzido e às excelentes propriedades mecânicas proporcionadas por esta ligação, nomeadamente quando combinada com entalhes ao longo de toda a largura dos elementos de madeira, ver Figura 2.11(n), conforme demonstrado por Tommola *et al.* (1999). De facto, a utilização de entalhes na madeira, que são preenchidos com betão aquando da betonagem, permite melhorar significativamente as propriedades mecânicas, não só da ligação com varões de aço em “X”, como também das restantes tipologias que utilizam varões de aço, como comprovam os resultados obtidos por Yttrup (2009) para ligações com cavilhas e entalhes, ver Figura 2.11(o), e por Mäkipuro *et al.* (1996) e Tommola *et al.* (1999) para a ligação com varões de aço a 45° e entalhes, ver Figura 2.11(p).

As excelentes características de rigidez e resistência proporcionadas pelos entalhes levaram ao estudo de sistemas de ligação apenas com entalhes (realizados a toda a largura dos elementos de madeira), ver Figura 2.11(q). Foi o caso das investigações conduzidas por Aldi e Kuhlmann (2010) e Döhrer e Rautenstrauch (2006a), nas universidades alemãs de Estugarda e Weimar. Estes estudos, embora tenham confirmado as excelentes propriedades de rigidez e resistência dos entalhes, também revelaram que estes têm comportamento frágil.

Os sistemas de ligação contínuos, embora mais raros, também têm sido utilizados, apresentando como principal vantagem o facto de distribuírem uniformemente o esforço de corte ao longo da interface madeira-betão, eliminando as concentrações de tensões que são inevitáveis nas ligações discretas. Bathon *et al.* (2006b) investigaram na Universidade de Wiesbaden, Alemanha, a possibilidade de utilização de uma ligação com chapas de metal expandido, inseridas e coladas na madeira, ver Figura 2.11(r). Foram ensaiadas ligações com uma, duas e três linhas de chapas metálicas, tendo-se concluído que o efeito de grupo (duas ou

mais linhas) promove o aumento da rigidez e da resistência do sistema de ligação, pelo que a Tabela 2.1 apenas representa a ligação com três linhas. A ligação apresentou um comportamento dúctil, com a rotura a ocorrer sempre na chapa metálica.

Outro tipo de sistema de ligação contínuo é a ligação colada. Esta assegura uma ligação extremamente rígida entre os elementos, mas exhibe rotura frágil. A ligação colada tem vindo a ser estudada para aplicação em pontes, quer em soluções pré-fabricadas, ver Le Roy *et al.* (2009) e Ben Mekki e Toutlemonde (2011), quer em soluções de construção *in situ*, ver Brunner *et al.* (2007).



(esquerda – secção longitudinal; direita – secção transversal, (d) em planta)

(desenhos sem escala)

(a) – Pregos; (b) – Parafusos; (c) – Parafusos + cintas; (d) – Secções circulares ocas + parafusos; (e) – Secção em “I”; (f) – Chapa de aço perfurada; (g) – Chapa de aço em “T”; (h) – Chapa de aço horizontal + 2 cavilhas; (i) – Chapa de aço horizontal + 4 cavilhas; (j) – Cavilhas; (k) – Varões de aço a 45°; (l) / (m) – Varões de aço em “X”; (n) Varões de aço em “X” + entalhes; (o) – Cavilhas + entalhes; (p) – Varões de aço a 45° + entalhes; (q) – Entalhes; (r) – Chapas de metal expandido

Figura 2.11 – Representação esquemática dos sistemas de ligação identificados.

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas dos sistemas de ligação identificados (valores médios).

Figura / Referência	Descrição *	K	F_u	δ_u	Tipo de rotura	Resiste à tração?	Fadiga
Sistemas de ligação discretos		[kN/mm]	[kN]	[mm]			
2.11(a) Mascia e Soriano, 2004	Pregos, Φ 6,6 mm	14	-	-	dúctil	sim	-
2.11(b) Mascia e Soriano, 2004	Parafusos, Φ 9,5 mm	11	-	-	dúctil	sim	-
	Parafusos, Φ 12,7 mm	15	-	-			
2.11(c) Astori <i>et al.</i> , 2007	Parafusos, Φ 11 mm + cintas, Φ 4,2 mm	8	21	< 5	dúctil	sim	-
2.11(d) Benítez, 2000	Secções circulares ocas + parafusos, Φ 16 mm	116	177	-	dúctil	sim	Benítez, 2000
2.11(e) Benítez, 2000	Secção em “I”, h = 100 mm	205	172	-	dúctil	sim	Benítez, 2000
2.11(f) Miotto e Dias, 2008	Chapa de aço perfurada, h = 100 mm	339	153	-	frágil	sim	-
2.11(g) Mäkipuro <i>et al.</i> , 1996	Chapa de aço em “T”	510	265	< 1	frágil	sim	-
2.11(h) Simon <i>et al.</i> , 2008	Chapa de aço horizontal + 2 cavilhas, Φ 19 mm	160	480	< 3	dúctil	sim	Döhrer e Rautens., 2006a
2.11(i) Simon <i>et al.</i> , 2008	Chapa de aço horizontal + 4 cavilhas, Φ 16 mm	206	672	< 2,5	frágil	sim	
2.11(j) Molina, 2008	Cavilhas, Φ 19 mm	23	34	< 6	dúctil	sim (mas reduzida)	Molina, 2008
2.11(j) Weaver <i>et al.</i> , 2004	Cavilhas, Φ 25 mm	38	97	< 8	dúctil	sim (mas reduzida)	Weaver <i>et al.</i> , 2004
2.11(k) Miotto e Dias, 2008	Varões de aço a 45°, Φ 8 mm	36	29	< 6	dúctil	sim	-
	Varões de aço a 45°, Φ 10 mm	28	34	-	dúctil	sim	
2.11(l) Aldi e Kuhlmann, 2010	Varões de aço em “X”, Φ 16 mm	170	226	< 8	dúctil	sim	Aldi e Kuhlmann, 2010
2.11(l) Molina, 2008	Varões de aço em “X”, Φ 8 mm	38	33	< 2,5	dúctil	sim	Molina, 2008
2.11(m) Tommola <i>et al.</i> , 1999	Varões de aço em “X”, Φ 20 mm	2.030	588	< 6	dúctil	sim	Mäkipuro <i>et al.</i> , 1996
2.11(n) Tommola <i>et al.</i> , 1999	Varões de aço em “X”, Φ 20 mm + entalhes	2.190	914	< 6	dúctil	sim	Tommola <i>et al.</i> , 1999
2.11(o) Yttrup, 2009	Cavilhas (Φ desconhecido) + entalhes	-	-	-	dúctil	sim	Balogh <i>et al.</i> (2012)
2.11(p) Mäkipuro <i>et al.</i> , 1996	Varões de aço a 45°, Φ 10 mm + entalhes	580	233	< 1	dúctil	sim	Mäkipuro <i>et al.</i> , 1996
2.11(q) Aldi e Kuhlmann, 2010	Entalhes, l = 200 mm	387	263	< 1	frágil	não	Aldi e Kuhlmann, 2010
Sistemas de ligação contínuos		[N/mm/mm]	[N/mm]	[mm]			
2.11(r) Bathon <i>et al.</i> , 2006b	Chapas de metal expandido, h = 90 mm	7.431	703	< 1	dúctil	sim	Bathon e Bletz, 2010
- / Le Roy <i>et al.</i> (2009)	Ligação colada	5.140	-	~ 0	frágil	sim	-

*Os valores apresentados correspondem a dimensões da ligação definidas na respetiva referência bibliográfica.

A Tabela 2.1 apresenta as propriedades mecânicas dos sistemas de ligação identificados anteriormente. As ligações cuja rotura é do tipo frágil e/ou não resistem à tração encontram-se sombreadas. Os valores apresentados indicam a ordem de grandeza dessas propriedades, não sendo, no entanto, valores inequívocos, uma vez que a sua determinação não resulta da utilização de uma mesma norma de ensaio, levando a diferenças não desprezáveis, *e.g.* dimensões dos provetes ou propriedades mecânicas e físicas dos materiais, que certamente influenciam os resultados obtidos

2.2.3 Comportamento à fadiga

Sendo as pontes estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos, é indispensável considerar a possível degradação das propriedades mecânicas do sistema de ligação causada por efeitos de fadiga. Por este motivo, algumas das ligações mencionadas anteriormente foram sujeitas a ensaios de fadiga (ver Tabela 2.1).

Um dos primeiros estudos de fadiga de sistemas de ligação em estruturas mistas madeira-betão foi efetuado na Universidade de Tecnologia de Helsínquia, Finlândia (Mäkipuro *et al.*, 1996), para ligações com varões de aço em “X” e com varões de aço a 45° combinados com entalhes. No primeiro caso, a ligação foi sujeita a 160 mil ciclos de carga, sendo aplicada uma carga máxima correspondente a 61 % de F_u . Os resultados obtidos mostraram uma redução significativa de resistência (de cerca de 40 %) e o escorregamento inicial (inferior a 1 mm) cresceu até perto dos 2,5 mm, colocando em causa a ação compósita. No segundo caso, embora o número de ciclos de carga tenha sido significativamente superior (cerca de 506 mil), bem como a percentagem de F_u aplicada (cerca de 69 %), o comportamento da ligação não foi praticamente afetado pelo ensaio de fadiga.

Molina (2008) e Aldi e Kuhlmann (2010) também avaliaram o comportamento à fadiga da ligação com varões de aço em “X”. Nestes estudos, ao contrário do anterior, a ligação não sofreu degradação da capacidade resistente. No primeiro estudo (Molina, 2008), a ligação foi sujeita a 1 milhão de ciclos de carga, para uma carga máxima igual a 50 % de F_u , tendo-se verificado uma perda de rigidez dos ligadores na ordem dos 30 %, sobretudo nos primeiros ciclos de carga. No segundo estudo (Aldi e Kuhlmann, 2010), a ligação (com comportamento dúctil nos ensaios estáticos) foi sujeita a três patamares de carga (25 %, 50 % e 75 % de F_u), correspondendo a um número de ciclos de carga distinto (respetivamente 1,4 milhões, 184 mil e 6 mil), tendo sido observado um comportamento frágil.

Tommola *et al.* (1999) avaliaram o comportamento à fadiga do sistema de ligação com varões de aço em “X” combinados com entalhes, sujeitando-o a 1,7 milhões de ciclos de carga, para uma carga máxima igual a 18 % de F_u . A degradação (em percentagem) das propriedades de

rigidez no ensaio de fadiga, por comparação com o ensaio estático, foi inferior à que se verificou no sistema de ligação com varões de aço em “X” mas sem entalhes.

Weaver *et al.* (2004) sujeitaram ligações com cavilhas a 2 milhões de ciclos de carga, para uma carga máxima de 43 % de F_u . Embora não tenha ocorrido redução da capacidade de carga última nem da ductilidade, a rigidez da ligação diminuiu, sobretudo durante o primeiro milhão de ciclos de carga. Resultados similares foram alcançados por Molina (2008), no estudo já referido, onde também foi avaliado o comportamento à fadiga de ligações com cavilhas. Balogh *et al.* (2012) estudaram o comportamento à fadiga de sistemas de ligação de cavilhas combinadas com entalhes, considerando três patamares de carga (60 %, 70 % e 80 % de F_u), cada um correspondendo a um determinado número de ciclos de carga (respetivamente 1 milhão, 16 mil e 3 mil), tendo verificado uma redução de resistência de cerca de 25 %. A avaliação do comportamento à fadiga de sistemas de ligação unicamente com entalhes também revelou redução da capacidade resistente (Aldi e Kuhlmann, 2010).

Bathon e Bletz (2010) e Döhrer e Rautenstrauch (2006b) estudaram, respetivamente, o comportamento à fadiga de sistemas de ligação com chapas de metal expandido e com chapas de aço horizontais mais cavilhas, sujeitando-os a 2 milhões de ciclos de carga, tendo verificado valores de rigidez e resistência similares aos obtidos nos ensaios estáticos. Resultados semelhantes foram obtidos por Benítez (2000) para sistemas de ligações com secções circulares ocas mais parafusos e com secção em “I”.

Embora um elevado número de sistemas de ligação mistos madeira-betão tenha vindo a ser investigado tendo em vista a sua aplicabilidade em tabuleiros de pontes, o conhecimento do comportamento à fadiga desses sistemas é muito incipiente, carecendo de um maior investimento na investigação.

2.2.4 Ensaios de carga *in situ*

Os ensaios de carga *in situ*, além de permitirem avaliar o comportamento em serviço das pontes, possibilitam, ainda, a avaliação dos modelos teóricos utilizados aquando das fases de análise e dimensionamento. No entanto, como requerem uma logística considerável em termos de equipamentos, tornando-se dispendiosos, poucos têm sido efetuados. Seguidamente apresentam-se três casos onde se realizaram este tipo de ensaios.

A *Ponte Uusisalmi*, Finlândia, foi sujeita a ensaios de carga, imediatamente após a sua construção e três anos depois (Salokangas e Jutila, 1999). O carregamento foi assegurado por dois camiões (representando um peso total de 628 kN), posicionados estaticamente, conforme apresentado na Figura 2.12, tendo sido registadas as flechas do tabuleiro e o escorregamento na interface madeira-betão. Os valores obtidos para as flechas foram inferiores a 1/1500 do

vão no primeiro ensaio e ainda menores no segundo, sendo ambos muito inferiores aos valores limite (1/400 a 1/500 do vão) fornecidos na secção 7.2 da EN 1995-2 (CEN, 2004b) para pontes de madeira. Relativamente ao escorregamento na interface madeira-betão, o valor máximo foi de 0,05 mm, um valor insignificante se comparado com a capacidade de deformação última do sistema de ligação utilizado (varões de aço em “X”, Φ 20 mm + entalhes), cerca de 6 mm (ver Tabela 2.1), o que atesta a adequabilidade desta tipologia de ligação.

A *Ponte 01 do Campus II da USP* foi igualmente submetida a ensaios de carga estáticos utilizando um camião com um peso de 350 kN (ver Figura 2.12), nove meses após a sua construção, tendo-se registado as flechas do tabuleiro (Góes e Calil Jr, 2006). Os valores medidos, cerca de 1/1200 do vão, foram bastante satisfatórios em termos de comportamento em serviço da ponte, sendo muito próximos dos valores estimados teoricamente.

Realizaram-se também ensaios de carga na *Ponte de Quiaios*, quatro anos após a sua construção (Dias *et al.*, 2011). Utilizaram-se dois tipos de cargas, ambas estáticas: cargas de veículos e cargas pontuais. Para as primeiras usaram-se dois tipos de veículos: veículo ligeiro com um peso de 11,7 kN, representativo da grande maioria do tráfego que circula na via, e veículo pesado com um peso de 290 kN, representativo do nível de carga máximo expectável para a via. Para a carga pontual (no valor de 57,2 kN) foi utilizado o braço de uma escavadora, estando esta completamente fora do tabuleiro (ver Figura 2.12). A flecha máxima do tabuleiro foi de 3,8 mm, medida para a situação de carga com o veículo pesado. Este valor, embora seja superior ao previsto teoricamente (cerca de 3,0 mm), é perfeitamente aceitável no que se refere ao comportamento em serviço da ponte, correspondendo a 1/3680 do vão. Registaram-se, ainda, os escorregamentos na interface madeira-betão, sendo os valores obtidos da ordem dos 0,05 mm, o que confirmou o bom desempenho do sistema de ligação, também neste caso constituído por varões de aço em “X” (Φ 20 mm) combinados com entalhes.



Ponte Uusisalmi

Fonte: (Salokangas e Jutila, 1999)



Ponte 01 do Campus II da USP

Fonte: (Góes e Calil Jr, 2006)



Ponte de Quiaios

Figura 2.12 – Ensaios de carga *in situ* em situação de serviço.

Os estudos referidos anteriormente parecem mostrar um comportamento em serviço das pontes mistas madeira-betão satisfatório, nomeadamente do sistema de ligação. Ainda assim, a realização de um maior número de ensaios *in situ* ou, pelo menos, a monitorização contínua e inspeção periódica são fundamentais para a avaliação do comportamento em serviço e a deteção de eventuais danos estéticos e/ou estruturais.

2.3 Construção sustentável e sua aplicação a pontes

2.3.1 Sustentabilidade e construção sustentável

A sustentabilidade e as questões com ela relacionadas têm vindo a ser insistentemente referidas ao longo das últimas décadas, apesar de ainda não terem causado o impacto ou tido a abrangência desejáveis. Porém, a deterioração acelerada do meio ambiente à escala global, mais evidente nos últimos anos, associada ao consumo insustentável de matérias-primas, levaram a que se começasse a prestar especial atenção a estas questões (Parkin, 2000). Desde o final do século XX que o conceito “sustentabilidade” tem ganho importância, sobretudo através da formulação de modelos, teorias e políticas que têm como base o desenvolvimento sustentável (Martin, 2004). Há quem afirme (Gaspar, 2004) que a sustentabilidade poderá ser a base filosófica no século XXI, incutindo uma transformação da mentalidade humana e, a partir daí, da própria realidade.

De acordo com Brown (1982), o termo “sustentabilidade”, com este sentido específico, surgiu na década de 1970. Posteriormente, no início da década de 1980, a expressão “desenvolvimento sustentável” começou a aparecer em publicações das Nações Unidas e a ideia de sustentabilidade começou a ser discutida também no sector privado, em livros como “*Building a Sustainable Society*” do *Worldwatch Institute* (Brown, 1982). No entanto, foi em 1987, com a publicação do relatório “*Our Common Future*” (Brundtland, 1987), da Comissão Mundial para o Ambiente e Desenvolvimento (*World Commission on Environment and Development*), que o desenvolvimento sustentável foi discutido com um objetivo político de modo a alertar o mundo. Normalmente referido como Relatório Brundtland (nome da Primeira Ministra norueguesa que presidiu à comissão), este relatório deu início a uma política comum que integrava preocupações ambientais, económicas e socioculturais, abandonando assim a habitual abordagem superficial das questões ambientais e do desenvolvimento económico. O relatório definiu “desenvolvimento sustentável” como aquele que “permite satisfazer as necessidades do presente sem comprometer as possibilidades das gerações futuras satisfazerem as suas”.

Mais tarde, em 1992, o desenvolvimento sustentável foi o tema principal na Conferência das Nações Unidas sobre Ambiente e Desenvolvimento (*United Nations Conference on*

Environment and Development) que decorreu no Rio de Janeiro, também conhecida como Cimeira da Terra. Desta conferência resultou a formulação de um plano de ação das Nações Unidas para o desenvolvimento sustentável no século XXI, denominado por “*Agenda 21*” (United Nations, 1992). Dez anos após a conferência do Rio de Janeiro teve lugar em Joanesburgo a Cimeira Mundial sobre Desenvolvimento Sustentável (*World Summit on Sustainable Development*), onde foram reafirmados os princípios da conferência de 1992. Foi ainda determinado que o desenvolvimento sustentável assentaria sobre “três pilares interdependentes e mutuamente sustentadores” – sustentabilidade ambiental, sustentabilidade económica e sustentabilidade sociocultural (United Nations, 2002).

À escala Europeia, desde o Tratado de Amesterdão de 1997 (UE, 1997), que a União Europeia considerou o desenvolvimento sustentável como uma das suas empreitadas fundamentais, tendo, desde essa altura, vindo a promover e a implementar diversas iniciativas e ações visando o desenvolvimento sustentável, nomeadamente através da “Estratégia Europeia de Desenvolvimento Sustentável”.

Em Portugal, a Resolução do Conselho de Ministros n.º 109/2007 de 20 de Agosto aprovou a “Estratégia Nacional de Desenvolvimento Sustentável” e o seu plano de implementação. Esta estratégia procurava assegurar a articulação com a “Estratégia Europeia de Desenvolvimento Sustentável”, tendo em vista a elaboração de um modelo de desenvolvimento sustentável para Portugal.

Atualmente, a sustentabilidade é constantemente referida em discursos políticos um pouco por todo o mundo, o que confirma a importância que o tema assumiu. Cada sector da sociedade é responsável por alcançar as metas do desenvolvimento sustentável que lhe são inerentes. O sector da construção assume, desta forma, um papel de relevo, uma vez que a indústria da construção representa a atividade humana com maior impacto sobre o meio ambiente. Com efeito, as atividades de construção, utilização, manutenção e demolição consomem recursos e geram resíduos em quantidade e perigosidade muito superior à maioria das outras atividades económicas (Du e Karoumi, 2013). Na União Europeia, por exemplo, metade das matérias-primas retiradas da superfície da terra são utilizadas na construção e mais de um quarto dos resíduos sólidos produzidos são provenientes das atividades de construção (Maydl, 2004).

Nesta perspetiva, surge então a necessidade de conceber a construção de acordo com os moldes do desenvolvimento sustentável. O conceito de “construção sustentável” foi definido, pela primeira vez, em 1994, por Charles Kibert, como “a criação e a gestão responsável de um ambiente construído saudável baseado na eficiência e em princípios ecológicos” (Kibert, 1994), na Primeira Conferência Mundial sobre Construção Sustentável (*First World Conference for Sustainable Construction*). A sustentabilidade da construção resulta, então, da

aplicação dos princípios do desenvolvimento sustentável ao ciclo global da construção, desde a aquisição das matérias-primas, passando pelas fases de conceção, dimensionamento, construção, operação e manutenção, até à demolição final e gestão de resíduos.

A definição proposta por Charles Kibert tinha subjacente aos seus princípios a utilização de materiais renováveis e recicláveis. Desde então, os aspetos ecológicos dos materiais utilizados na construção começaram a ganhar cada vez mais peso como critério de seleção para aplicação nas construções. De facto, a utilização de materiais provenientes de fontes renováveis contribui inequivocamente para a sustentabilidade da indústria da construção (Torgal e Jalali, 2007). E neste grupo inclui-se o material madeira, utilizado na construção de pontes mistas madeira-betão.

A madeira, além de ser um recurso natural, reciclável e que está amplamente disponível em quase todo o mundo, tem custos energéticos de produção bastante inferiores aos de outros materiais (Steer, 1995). Acresce a isto, o facto das árvores, no processo de fotossíntese, absorverem o carbono existente na atmosfera, para libertarem posteriormente oxigénio – embora a contabilização e quantificação desses números não seja consensual, segundo dados da Associação de Engenharia de Madeira dos EUA (*APA – The Engineered Wood Association*), o crescimento de 1.000 kg de madeira produz 1.070 kg de oxigénio e absorve 1.970 kg de dióxido de carbono (Inglese, 2008). Uma vez convertida a madeira em produtos de construção, o carbono absorvido pelas árvores permanece armazenado durante toda a vida desses produtos, tornando-os “armazéns” de carbono.

Pode, então, afirmar-se que a madeira é um material com muito potencial numa lógica de construção sustentável. No entanto, é imperativo garantir que a madeira seja utilizada de forma sustentável. A capacidade das árvores para absorver carbono diminui à medida que estas vão envelhecendo. Quando as árvores provenientes de florestas de reflorestação são colhidas, a sua capacidade para absorver carbono encontra-se, tipicamente, no pico máximo. Nesta perspetiva, o caminho passa pela plantação de novas florestas certificadas, que além de fornecerem o mercado da construção e contribuírem para a fixação de carbono, permitam perpetuar as florestas existentes. Atentos a esta problemática, algumas dezenas de sistemas de certificação florestal já foram lançados por todo o mundo, representando no final da década passada cerca de trezentos milhões de hectares de floresta e quinze mil empresas envolvidas (Falk, 2009).

2.3.2 Comparação entre diferentes tipologias de pontes

As abordagens no âmbito da sustentabilidade da construção têm conhecido um extraordinário desenvolvimento ao longo dos últimos anos. No entanto, têm sido sobretudo dirigidas para a conceção de edifícios, sendo que no caso de infraestruturas, tais como pontes, a aplicação dos

princípios da sustentabilidade está muito longe de ser uma prática corrente (Bouhaya *et al.*, 2009; Salokangas, 2012).

Uma das raras exceções ao atual estado da investigação, neste tópico específico da avaliação de sustentabilidade, surgiu na Europa Setentrional, através de um projeto denominado “*Nordic ETSI Project*” (Nordic ETSI Project, 2012). Este projeto, lançado em 2004 e finalizado em 2012, envolveu autoridades rodoviárias, universidades e empresas da Finlândia, Noruega, Suécia e Dinamarca. O “*Nordic ETSI Project*” teve como objetivo principal o desenvolvimento de metodologias e ferramentas que permitissem avaliar e comparar diferentes aspetos, nomeadamente ambientais, económicos e culturais, relacionados com o ciclo de vida das pontes.

Além deste estudo muito abrangente, têm sido desenvolvidos outros igualmente relevantes, apesar de menos mediáticos, ao longo dos últimos anos. Steele *et al.* (2003) apresentaram uma metodologia para avaliar o impacto ambiental de diferentes tipologias de pontes ao longo do seu ciclo de vida, tendo recorrido ao estudo de pontes metálicas, de betão e de alvenaria, já construídas. Como resultado deste trabalho, estabeleceu-se um conjunto de recomendações importantes para minorar o impacto ambiental das pontes. A minimização de recursos usados na construção, sem comprometer a durabilidade e longevidade das pontes, é obviamente um fator a ter em conta para reduzir o impacto ambiental, não sendo possível afirmar, entre o aço e o betão, qual é o melhor material do ponto de vista ambiental. No entanto, concluiu-se que a utilização de alvenaria favorece claramente o desempenho ambiental das pontes. Concluiu-se também que o processo que mais contribui para o impacto ambiental ao longo do ciclo de vida das pontes é a produção dos materiais estruturais. A produção de outros elementos, tais como aparelhos de apoio, juntas de dilatação ou guarda-corpos tem um impacto muito inferior, mesmo que seja necessário substituí-los ao longo do ciclo de vida da estrutura. Um outro aspeto muito importante relaciona-se com a necessidade de existir um plano de manutenção adequado e ajustado à tipologia de ponte, pois dessa forma é possível, com ações de reparação periódicas, evitar a substituição antecipada da estrutura, o que promove “poupanças” ambientais. No final do ciclo de vida das pontes, observou-se que eventuais interrupções no tráfego acarretam elevado impacto ambiental, superior ao de todas as ações de manutenção e, muitas vezes, superior mesmo ao causado durante a fase de construção.

Collings (2006) estimou o impacto ambiental associado a três tipologias de ponte: (i) ponte em viga, (ii) ponte atirantada e (iii) ponte em arco. Para cada uma destas tipologias foi também avaliada a possibilidade de utilização de três tipos distintos de materiais para o tabuleiro: betão, aço e misto aço-betão. Avaliou-se o consumo de energia durante a fase de construção e as emissões de CO₂ durante a fase de construção e em operações de manutenção devidas aos constrangimentos no tráfego que daí advêm. Os resultados obtidos mostraram que a ponte atirantada (com tabuleiro de betão) e a ponte em arco (metálica) provocam maior

impacto ambiental do que a ponte em viga (com tabuleiro de betão), respetivamente 30 e 90 % superior. Verificou-se, também, que as pontes de betão são as que têm a menor carga ambiental, embora para pequenos vãos, a diferença entre a utilização de betão ou de estrutura mista aço-betão se tenha revelado insignificante. Neste estudo, foi, ainda, possível concluir que, durante o período de operação das pontes, o impacto ambiental é aproximadamente o mesmo para as diferentes alternativas.

Hammervold *et al.* (2013) apresentaram uma análise ambiental do ciclo de vida de três pontes construídas na Noruega. Com o objetivo de comparar um conjunto alargado de tipologias e materiais, foram escolhidas uma ponte em viga com tabuleiro metálico em caixão, uma ponte em viga com tabuleiro de betão em caixão e uma ponte de madeira em arco. O estudo incluiu a consideração de um conjunto alargado de poluentes, agregados em seis categorias de impacto ambiental: acidificação, eutrofização, aquecimento global, depleção de ozono, depleção abiótica e oxidação fotoquímica. Os resultados obtidos permitiram concluir que a fase de produção de materiais, nomeadamente estruturais, é a que provoca maior impacto ambiental. A comparação entre as três pontes mostra que a ponte em betão é a que apresenta um melhor desempenho ambiental no seu todo. No entanto, se apenas se considerar o aquecimento global, que representa a categoria de impacto mais relevante, a ponte de madeira é a que apresenta o melhor desempenho.

Muitos dos estudos identificados direcionam a análise unicamente para os tabuleiros. Horvath e Hendrickson (1998) apresentaram uma metodologia para avaliar a sustentabilidade ambiental de uma ponte com tabuleiro sustentado por pilares (ponte em viga), tendo considerado duas situações: (i) tabuleiro metálico e (ii) tabuleiro de betão. O estudo incluiu os impactos relacionados com as fases de extração e processamento dos materiais, assim como com a repintura do tabuleiro metálico durante a fase de operação da ponte. Consideraram-se as seguintes categorias de impacto: consumo de recursos (eletricidade, combustível e minérios), emissões tóxicas e poluentes e geração de resíduos perigosos. A ponte com tabuleiro de betão revelou um desempenho ambiental superior (10 a 60 % do impacto ambiental da ponte com tabuleiro metálico, para as diferentes categorias de impacto consideradas), o que se ficou a dever sobretudo ao efeito bastante nocivo do processo de fabrico das tintas aplicadas na repintura da ponte metálica. No entanto, na ponte com tabuleiro metálico, a possibilidade, não avaliada, de reciclagem e reutilização do aço é muito superior ao que acontece para o betão, o que presumivelmente resultará num decréscimo do impacto ambiental.

A análise de tabuleiros de betão foi também abordada por Martin (2004), aquando a apresentação de dois estudos onde se analisaram diferentes alternativas para esse tipo de tabuleiros. O primeiro estudo incluiu a avaliação do consumo energético e as emissões de CO₂ para dois tipos de tabuleiros: em betão e em estrutura mista aço-betão. Os resultados

demonstraram que a alternativa em betão consome menos 39 % de energia e emite menos 17 % de CO₂ do que a alternativa mista aço-betão. No entanto, caso se considere a reciclagem dos materiais após a desativação dos tabuleiros, é a alternativa em estrutura mista aço-betão que apresenta menor impacto ambiental. O segundo estudo reportou a comparação do consumo de energia para um tabuleiro de betão em caixão usando três tipos de betão: leve, normal e de alta resistência. Não se registaram diferenças significativas no consumo de energia entre as diferentes alternativas. No entanto, uma vez que o betão de alta resistência tem teoricamente uma durabilidade superior, a sua utilização pode conduzir a um impacto ambiental inferior.

Outros estudos têm igualmente direcionado o seu campo de aplicação ao caso de tabuleiros mistos aço-betão. Itoh e Kitagawa (2003) usaram uma metodologia de análise do ciclo de vida para comparar, dos pontos de vista económico e ambiental (emissões de CO₂), (i) um tabuleiro misto aço-betão com secção transversal convencional, incluindo sete vigas longitudinais, e (ii) um tabuleiro misto aço-betão com secção transversal otimizada, constituído unicamente por três vigas longitudinais, mas requerendo uma maior espessura da laje de betão. As etapas do ciclo de vida incluíram as fases de construção, operação e manutenção (tendo-se omitido as atividades similares entre as duas tipologias) e demolição (nomeadamente as emissões produzidas pelos recursos mecânicos utilizados para efetuar esta atividade). A ponte otimizada revelou melhor desempenho do que a ponte convencional, tanto em termos de custo como de emissões de CO₂.

Gervásio e da Silva (2008) apresentaram uma metodologia de análise do ciclo de vida para avaliar o impacto ambiental e económico de duas alternativas de tabuleiros para pontes: (i) tabuleiro de betão e (ii) tabuleiro misto aço-betão. Enquanto na avaliação ambiental do ciclo de vida apenas se consideraram os impactos causados na fase produção dos materiais estruturais (aço e betão) e na fase de construção dos tabuleiros, na avaliação económica também se incluiu a fase de operação. No que respeita à dimensão ambiental, os impactos foram agregados em seis categorias (aquecimento global, acidificação, eutrofização, poluição do ar, efeito “smog” e poluição da água), sendo que a segunda alternativa (tabuleiro misto aço-betão) apresentou melhor desempenho ambiental. Do ponto de vista económico, e após se terem calculado os custos imputados ao dono da obra e aos utilizadores das pontes ao longo do seu ciclo de vida, concluiu-se que o tabuleiro de betão é cerca de 16 % mais barato que a alternativa em tabuleiro misto aço-betão. Este estudo foi aprofundado, tendo conduzido à elaboração de um trabalho mais alargado, onde, além das vertentes ambiental e económica, foi também avaliada a vertente social, para as seguintes tipologias de ponte: (i) ponte com tabuleiro misto aço-betão, (ii) ponte com tabuleiro de betão pré-fabricado e (iii) ponte com tabuleiro de betão betonado *in situ* (Gervásio, 2010). O objetivo principal deste trabalho não foi comparar as três tipologias de ponte, mas sim estabelecer um conjunto de recomendações

genéricas para este tipo de estruturas, das quais se enunciam as seguintes: devem ser utilizados materiais estruturais cuja obtenção minore os impactos e/ou com elevado potencial de reciclagem/reutilização; recomenda-se a utilização de elementos pré-fabricados, de modo a reduzir o tempo das atividades de construção; a durabilidade dos materiais é um aspeto fundamental, pois permite a redução do número de intervenções ao longo do ciclo de vida das estruturas.

No que concerne às pontes mistas madeira-betão, apenas foi possível identificar um estudo no qual foi analisada a sustentabilidade ambiental deste tipo de pontes (Bouhaya *et al.*, 2009). Este estudo restringiu-se à contabilização do consumo energético e das emissões de CO₂ durante o ciclo de vida da ponte (100 anos). Verificou-se que a fase de produção dos materiais é o processo que mais contribui para o total de energia consumida e de emissões de CO₂. No que diz respeito à madeira, admitiram-se três cenários de fim de vida distintos: (i) depósito em aterro, assumindo que 15 % da madeira se deteriora e liberta CO₂ e 85 % constitui um “armazém” de carbono, (ii) queima da madeira para produção de energia e (iii) reciclagem (zero emissões). Concluiu-se que nenhum dos cenários pode ser considerado ótimo para ambos os impactos, *e.g.* no que se refere às emissões de CO₂, o cenário (i) é o que tem menor impacto e o cenário (ii) é o que tem maior impacto, já no que diz respeito à energia, o cenário (ii) constitui a melhor opção e o cenário (i) a pior.

Embora os resultados já obtidos em estudos de sustentabilidade de pontes ou seus componentes providenciem informação útil aos projetistas, é difícil extrair um conjunto de recomendações genéricas, uma vez que os mesmos têm sido efetuados sob hipóteses e suposições pouco consensuais, não comparando as pontes através de um esquema de classificação padrão onde os vários componentes estejam devidamente sistematizados.

3 CONCEÇÃO PARA A DURABILIDADE E CONSTRUÇÃO

3.1 Introdução

A durabilidade de uma estrutura e dos elementos que a constituem é considerada a partir da fase de conceção. Neste capítulo estabelece-se, então, um conjunto de disposições e pormenores construtivos para assegurar a durabilidade de tabuleiros mistos madeira-betão. Antes, porém, procede-se à apresentação dos componentes básicos de uma ponte e suas tipologias, tratando-se também as diferentes tipologias de tabuleiros mistos madeira-betão – a análise destes tópicos de carácter mais generalista é importante nesta fase, uma vez que os mesmos serão recorrentemente referidos ao longo do estudo apresentado nesta tese.

3.2 Considerações gerais sobre pontes

3.2.1 Componentes básicos

Embora as pontes possam assumir diversas configurações, todas elas apresentam dois componentes básicos, a superestrutura e a subestrutura (ver Figura 3.1).

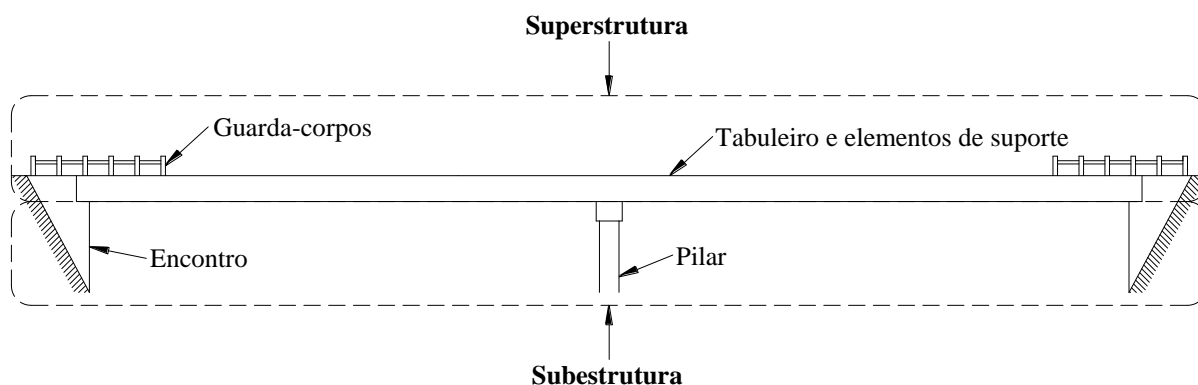


Figura 3.1 – Perfil longitudinal de uma ponte e seus componentes básicos.
(desenho sem escala)

A superestrutura é o componente que suporta diretamente as ações do tráfego e define o(s) vão(s) da ponte, incluindo os elementos de suporte do tabuleiro e o próprio tabuleiro, além de outros elementos secundários, *e.g.* guarda-corpos. A subestrutura é o componente que sustenta a superestrutura, incluindo os pilares e encontros. É responsável pela transmissão das cargas da superestrutura ao solo de fundação.

3.2.2 Tipologias

As pontes, de uma forma genérica, podem classificar-se em função (i) do tipo de utilização, (ii) do tipo de tabuleiro e (iii) do sistema estrutural dos elementos de suporte do tabuleiro. Embora os tabuleiros e os elementos que constituem o sistema estrutural que os suportam sejam, tecnicamente, parte integrante da superestrutura, são abordados separadamente uma vez que diferentes tipos de tabuleiro podem ser aplicados a um mesmo sistema estrutural e vice-versa (Ritter, 1997b). Além destes, outros critérios podem ser estabelecidos, *e.g.* tipo de desenvolvimento longitudinal (reto ou curvo). Todavia, os três critérios elencados são os mais comuns (Walter, 1983).

De acordo com o tipo de utilização, as pontes podem ser: rodoviárias, quando utilizadas por veículos motorizados; ferroviárias, se destinadas a tráfego ferroviário; ou pedonais, quando destinadas ao uso de peões e ciclistas (Fischer, 1995).

Relativamente ao tipo de tabuleiro, embora os tabuleiros mistos madeira-betão constituam o foco de estudo desta tese, refere-se, a título informativo, outras tipologias: tabuleiros de betão (armado e/ou pré-esforçado), tabuleiros metálicos, tabuleiros de madeira ou tabuleiros mistos aço-betão. No que diz respeito aos tabuleiros mistos madeira-betão, podem identificar-se duas tipologias básicas (Ritter, 1997b): “tabuleiros viga-T” e “tabuleiros viga-laje” (ver secção 3.3.1).

Quanto ao sistema estrutural dos elementos de suporte do tabuleiro, as pontes podem assumir uma ampla variedade de formas, sendo que a grande maioria se insere numa das formas básicas apresentadas na Figura 3.2 ou numa combinação destas.

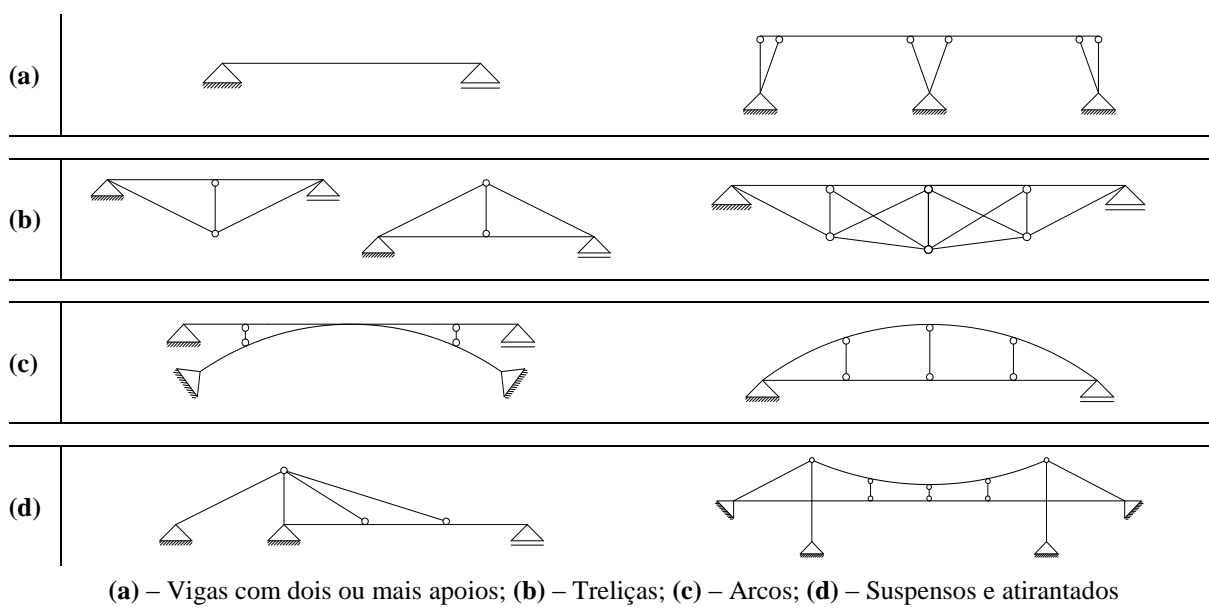
Os sistemas em viga, ver Figura 3.2(a), são constituídos por vigas dispostas na direção do tráfego e sustentadas por apoios. Por ser o sistema estrutural mais simples é também o que se executa com maior rapidez (Ritter, 1997b). A maior limitação dos sistemas em viga relaciona-se com o seu vão máximo, o que muitas vezes obriga à consideração de apoios intermédios. Porém, a inclusão de apoios intermédios nem sempre é desejável, quer por razões arquitetónicas, quer por questões relacionadas com o tipo de obstáculo a ultrapassar, *e.g.* no caso de um rio, pode ser impeditivo construir apoios sobre o seu leito que constriam

o livre escoamento do caudal, ou, no caso de uma via de tráfego, pode não existir possibilidade de implantar um apoio no centro da via.

As treliças, ver Figura 3.2(b), permitem a construção de estruturas leves e de elevada rigidez. Uma treliça caracteriza-se pelos seus elementos estarem submetidos, quase exclusivamente, a esforços normais (de compressão e tração), permitindo vencer vãos muito superiores aos das pontes em viga sem qualquer apoio intermédio. Como principais desvantagens salientam-se a necessidade de travamentos transversais, assim como um complexo sistema de ligações nos nós de confluência dos elementos, que acarreta custos de execução e manutenção elevados (Ritter, 1997b; Calil Jr, 2006).

Os arcos, ver Figura 3.2(c), são uma solução que permite vencer vãos da mesma ordem de grandeza das treliças. Nos arcos predominam tensões de compressão que são transferidas para a fundação. Genericamente existem duas posições possíveis para os arcos: (i) arco sob o tabuleiro, adequado para zonas de vales profundos, e (ii) arco sobre o tabuleiro, utilizado em terreno plano. No caso da madeira, as pontes em arco são bastante recentes, uma vez que a sua utilização apenas se tornou exequível com o aparecimento da madeira lamelada colada (Ritter, 1997b; Torkkeli *et al.*, 1999).

Os sistemas suspensos e atirantados, ver Figura 3.2(d), constituem sistemas em que o tabuleiro se encontra suspenso por cabos de aço, que por sua vez são suportados por torres e/ou ancorados ao solo. Como estas soluções permitem atingir vãos bastante superiores aos das tipologias anteriormente referidas, são geralmente utilizadas quando as outras não podem ser implementadas por, precisamente, limitações de vão.



(a) – Vigas com dois ou mais apoios; (b) – Treliças; (c) – Arcos; (d) – Suspensos e atirantados

Figura 3.2 – Formas básicas de sistemas estruturais utilizados em pontes.

Fonte: adaptado de Fischer (1995) | (desenhos sem escala)

A escolha do sistema estrutural mais adequado para uma ponte é um processo influenciado por diversos fatores. Por um lado, pelas características locais: do terreno, do subsolo e do obstáculo a ultrapassar – estas informações são consideradas na definição do número de apoios da superestrutura, do tipo de fundação e da altura livre. Por outro lado, pelas características arquitetónicas, também importantes uma vez que uma ponte deve adequar-se ao local onde é construída, formando um conjunto harmonioso com o meio envolvente (Leonhardt, 1983).

A classificação das pontes quanto ao tipo de utilização e ao sistema estrutural é utilizada seguidamente para caracterizar as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada. Enquanto a Figura 3.3 apresenta as percentagens associadas aos diferentes tipos de utilização, a Figura 3.4 mostra as percentagens relativas aos diferentes sistemas estruturais. Quanto ao tipo de tabuleiro, a secção 3.3 é, na íntegra, dedicada à caracterização dos tabuleiros mistos madeira-betão.

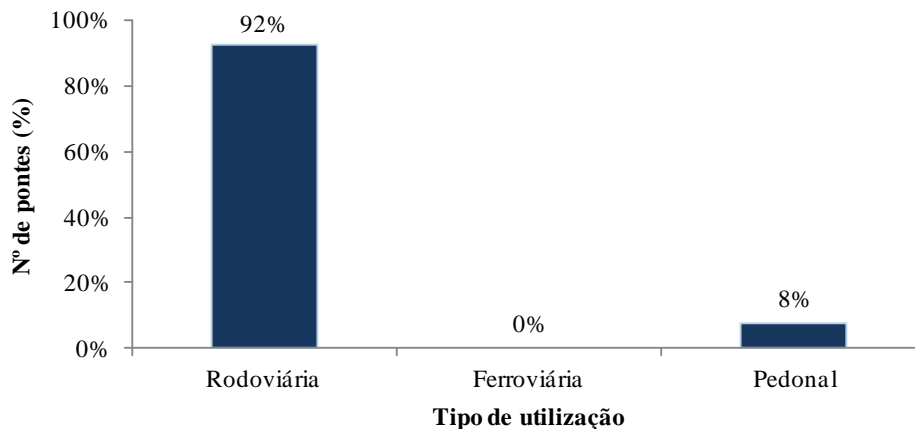


Figura 3.3 – Tipo de utilização das pontes da amostra estudada.

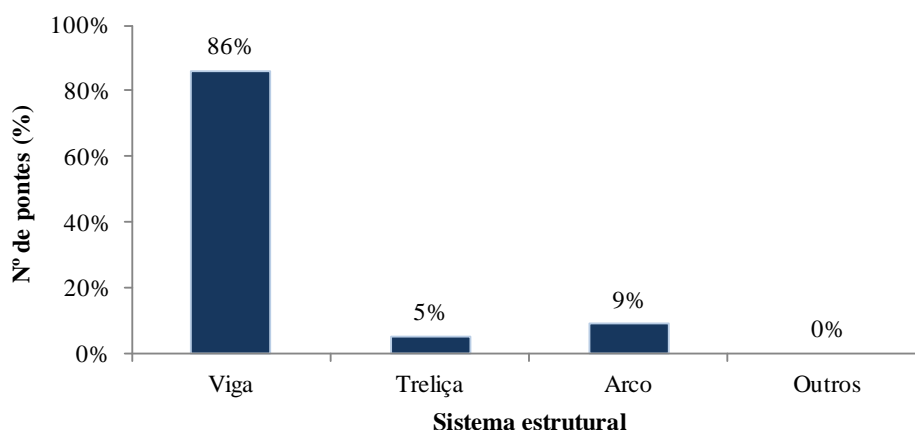


Figura 3.4 – Sistema estrutural das pontes da amostra estudada.

Como se pode verificar na Figura 3.3, a grande maioria das pontes da amostra são rodoviárias, destinando-se apenas uma pequena percentagem única e exclusivamente à utilização de tráfego pedonal. Não foram registadas pontes mistas madeira-betão para utilização ferroviária.

A Figura 3.4 mostra que as pontes da amostra adotam maioritariamente sistemas em viga. Registe-se também o facto das estruturas mistas madeira-betão serem apenas aplicadas em três dos quatro sistemas estruturais identificados na Figura 3.2, não existindo qualquer ponte da amostra suspensa ou atirantada.

Como complemento dos dados anteriores, a Figura 3.5 apresenta os valores do maior vão para as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada e a Figura 3.6 apresenta os valores da largura do tabuleiro para o caso das pontes rodoviárias.

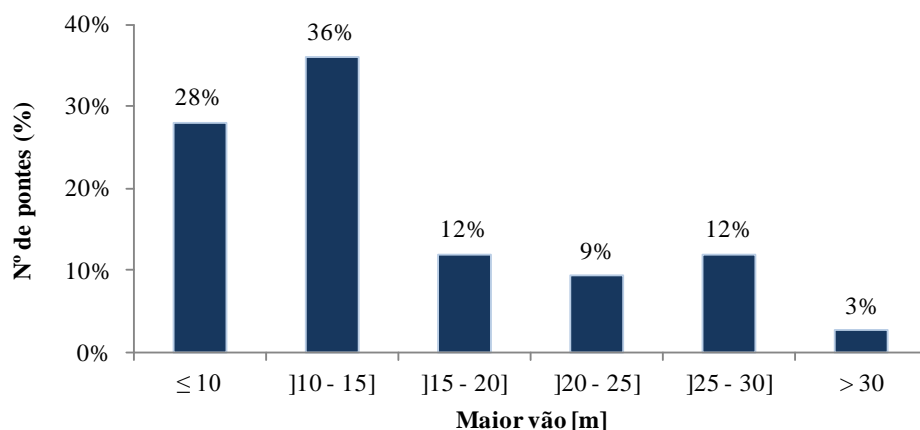


Figura 3.5 – Maior vão das pontes da amostra estudada.

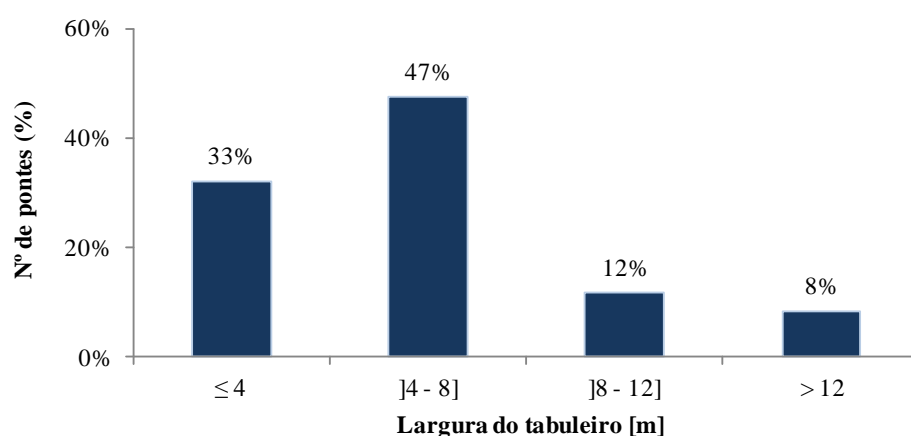


Figura 3.6 – Largura do tabuleiro das pontes rodoviárias da amostra estudada.

Da análise do gráfico da Figura 3.5 verifica-se que as pontes da amostra são utilizadas, maioritariamente (cerca de 76 % dos casos), para ultrapassar obstáculos que exigem pequenos vãos (inferior a 20 m). Estes valores estão em concordância com o sistema estrutural em viga, igualmente o mais utilizado (ver Figura 3.4).

O gráfico da Figura 3.6 indica que, na grande maioria das pontes rodoviárias (cerca de 80 %), a largura de tabuleiro é inferior a 8 m (o que corresponde a um máximo de duas vias de tráfego), podendo-se afirmar que as pontes da amostra são sobretudo empregues em situações de baixo volume de tráfego.

3.3 Tabuleiros mistos madeira-betão

3.3.1 Tipologias

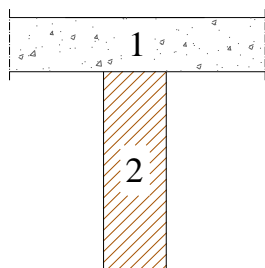
Genericamente existem dois tipos básicos de tabuleiros mistos madeira-betão, que se distinguem pela forma da secção transversal (ver Figura 3.7): “tabuleiros viga-T”, com secção transversal em “T”, e “tabuleiros viga-laje”, com secção transversal retangular ou próxima disso. Seguidamente caracterizam-se ambas as tipologias com a apresentação das suas principais características.



(Ponte de Quiaios – vista inferior do tabuleiro)

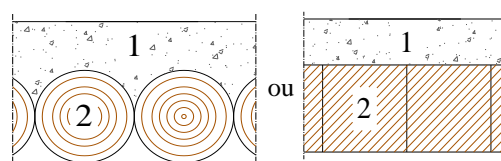


(Ponte 02 do Campus II da USP – vista inferior do tabuleiro)
Fonte: (Calil Jr, 2006)



(secção transversal – sem escala)

“Tabuleiro viga-T”



(secção transversal – sem escala)

“Tabuleiro viga-laje”

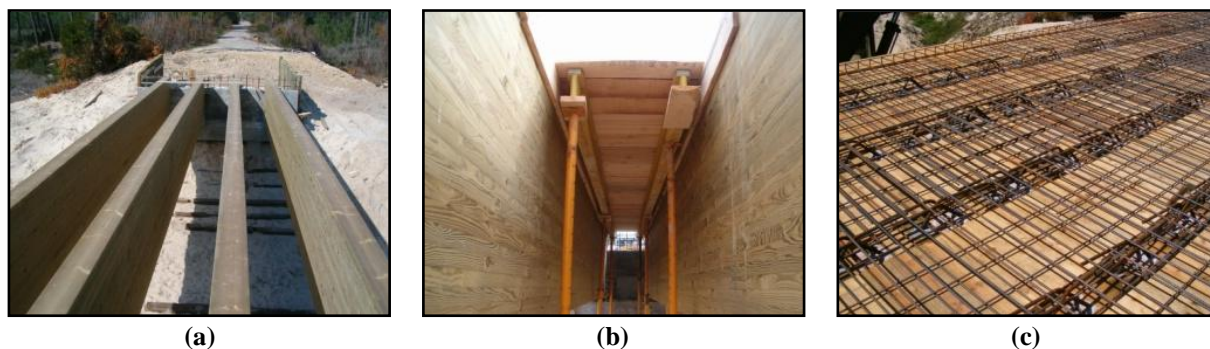
Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira

Figura 3.7 – Tipologias básicas de tabuleiros mistos madeira-betão.

Os “tabuleiros viga-T” apresentam uma laje de betão armado (que forma o banzo do “T”) sobre vigas de madeira igualmente espaçadas (que formam a alma do “T”), ver Figura 3.8(a). Neste tipo de tabuleiros, a betonagem é um processo que envolve quase sempre cofragem temporária, ver Figura 3.8(b).

A laje de betão armado desempenha uma função estrutural em tudo idêntica à do caso dos tabuleiros mistos aço-betão, *i.e.* a armadura, ver Figura 3.8(c), tem de resistir aos momentos flectores na direcção transversal. Na direcção longitudinal, devido à geometria da secção transversal, e para o caso de tabuleiros simplesmente apoiados, a laje de betão armado está, geralmente, apenas sujeita a tensões normais de compressão. Sempre que isso se verifica, ou quando as tensões normais sendo de tração são suficientemente baixas, é dispensável armadura estrutural, bastando uma armadura complementar mínima, relacionada com a

garantia da durabilidade do betão, *e.g.* controlo da fendilhação, e de uma melhor distribuição de cargas.



(a) – Vigas de madeira posicionadas; (b) – Cofragem e escoramento; (c) – Armadura da laje e sistema de ligação

Figura 3.8 – Pormenores da fase de construção de “tabuleiro viga-T” (*Ponte de Quiaios*).

Nos “tabuleiros viga-laje” a camada de betão é aplicada sobre uma base contínua de madeira constituída por vigas justapostas, com os seus eixos paralelos à direção longitudinal do tabuleiro, ver Figura 3.9(a). Neste tipo de tabuleiros, as vigas de madeira desempenham o papel de cofragem permanente, sendo apenas necessária cofragem provisória na bordadura do tabuleiro, conforme se mostra na Figura 3.9(b).

A configuração geométrica dos “tabuleiros viga-laje”, mesmo para o caso de tabuleiros simplesmente apoiados, é responsável por uma maior probabilidade de existência de tensões de tração significativas nas fibras inferiores da laje de betão armado na direção longitudinal, por comparação com o que se verifica em “tabuleiros viga-T”. Estas tensões são tidas em consideração através a inclusão de armadura nessa direção.



Fonte: (Góes e Calil Jr, 2006)

(a)



Fonte: (Calil Jr, 2006)

(b)

(a) – Posicionamento das vigas de madeira; (b) – Betonagem do tabuleiro

Figura 3.9 – Pormenores da fase de construção de “tabuleiro viga-laje” (*Ponte 02 do Campus II da USP*).

Após a caracterização dos tabuleiros mistos madeira-betão, importa averiguar a tendência que predomina nas pontes mistas madeira-betão da amostra estudada. A Figura 3.10 apresenta um gráfico com as percentagens associadas à tipologia de tabuleiro, onde se mostra que as pontes

da amostra adotam, maioritariamente, “tabuleiros viga-T”. No entanto, os “tabuleiros viga-laje” são também empregues num número considerável de casos.

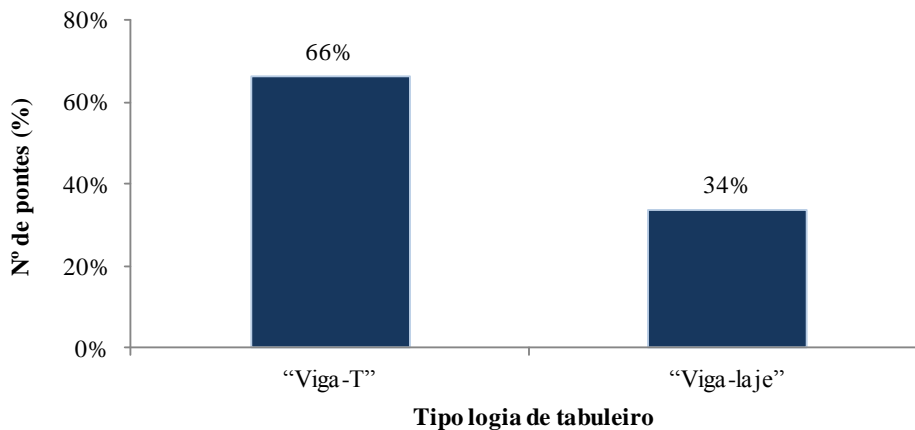


Figura 3.10 – Tipologia de tabuleiro das pontes da amostra estudada.

Da amostra de pontes mistas madeira-betão estudada, a *Ponte Lehmilahti* (ver Figura 3.11) foi o único exemplar no qual a estrutura mista não foi utilizada no tabuleiro, tendo sido empregue nos elementos principais das treliças que o sustentam.



Figura 3.11 – *Ponte Lehmilahti*, Finlândia.
Fonte: (Mäkipuro e Yli-Villamo, 2001)

3.3.2 Materiais constituintes

No âmbito da caracterização dos tabuleiros mistos madeira-betão referem-se os diferentes materiais utilizados na sua construção: (i) armaduras para betão armado, constituídas por varões ou redes eletrossoldadas de aço; (ii) betão, tipicamente com massa volúmica superior a 2.200 kg/m^3 , ou seja, betão normal; e (iii) madeira, que pode ser maciça (de secção circular – toros – ou retangular) ou lamelada colada – seguidamente particularizam-se os diferentes tipos de produtos de madeira. A este respeito é também relevante referirem-se os materiais que constituem o sistema de ligação, conforme se mostra adiante.

A madeira maciça de secção circular (toros) apresenta como vantagem a utilização da madeira no seu estado quase natural, correspondendo a reduzidos níveis de industrialização, manipulação e de desperdício de material. No entanto, também apresenta defeitos inerentes a

um material “pouco manipulado”, sendo necessário cuidados construtivos especiais devidos à sua forma cónica imperfeita. A madeira maciça de secção retangular é processada diretamente a partir de toros. Comparativamente a estes apresenta como principal vantagem a facilidade construtiva relacionada com o manuseamento de secções retangulares e como principais desvantagens um maior nível de industrialização e de desperdício de material. Acresce a isto, e justamente em consequência destes últimos aspetos, o facto do custo da madeira maciça de secção retangular ser superior ao dos toros. O vão de tabuleiros que utilizem madeira maciça é, obviamente, limitado pela disponibilidade de árvores com os requisitos geométricos adequados, nomeadamente diâmetro e comprimento. Vãos até 15 m são os mais comuns em tabuleiros mistos madeira-betão usando madeira maciça.

A madeira lamelada colada é um produto pré-fabricado, cuja técnica de produção permite atenuar a heterogeneidade natural da madeira. Além disso, com madeira lamelada colada é possível fabricar secções transversais de grandes dimensões, o que permite vencer vãos superiores a 30 m – impossíveis de atingir com madeira maciça. Acresce ainda que a madeira lamelada colada proporciona soluções mais versáteis, *e.g.* elementos curvos. Como principal desvantagem, comparativamente aos produtos anteriores, aponta-se o custo de produção e o maior impacto ambiental associado ao processo industrial.

A Figura 3.12 mostra um gráfico com as percentagens de utilização associadas aos diferentes tipos de produtos de madeira para as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada, a partir do qual se pode concluir que a madeira lamelada colada e os toros são utilizados na grande maioria das situações, sendo a madeira maciça de secção retangular o tipo de produto de madeira menos utilizado.

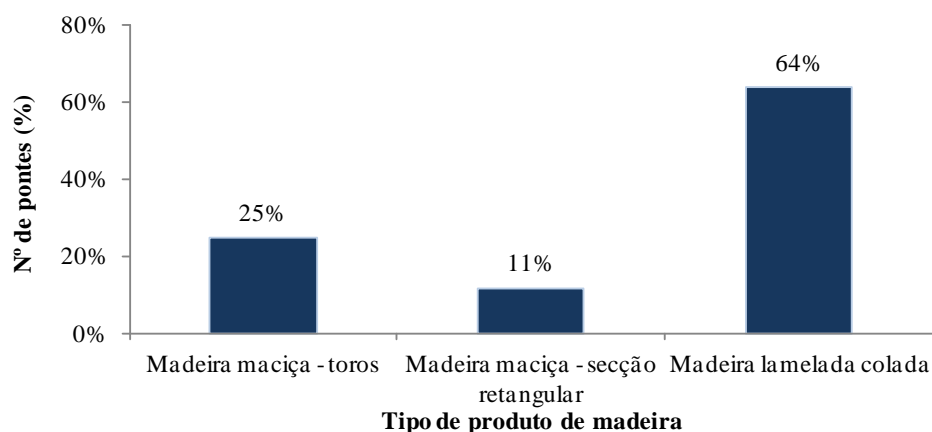


Figura 3.12 – Tipo de produto de madeira utilizado nos tabuleiros das pontes da amostra estudada.

A Figura 3.13 relaciona o maior vão das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada com o tipo de produto de madeira.

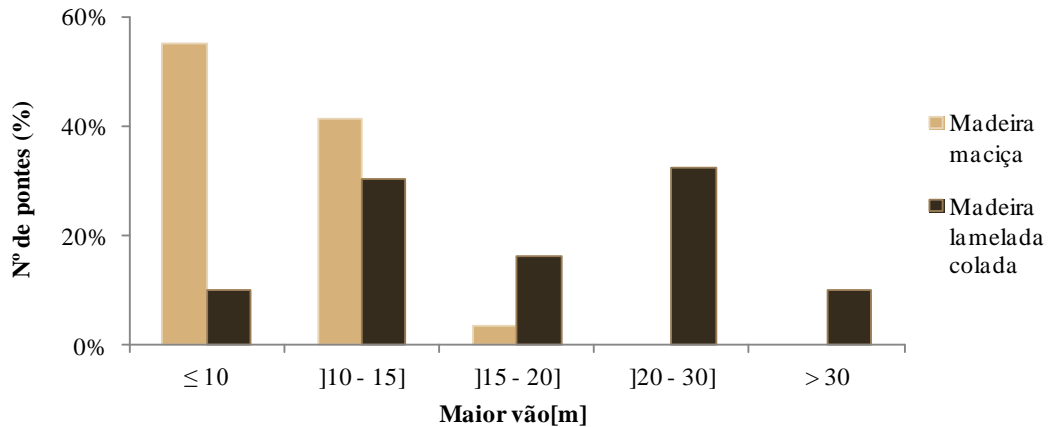


Figura 3.13 – Maior vão em função do tipo de produto de madeira das pontes da amostra estudada.

A Figura 3.14 apresenta um gráfico com as classes de resistência dos materiais utilizados nas pontes mistas madeira-betão da amostra estudada. No seguinte número de casos não foi possível obter essa informação: aço – 22 %, betão – 27 %, madeira maciça – 14 % e madeira lamelada colada – 22 %.

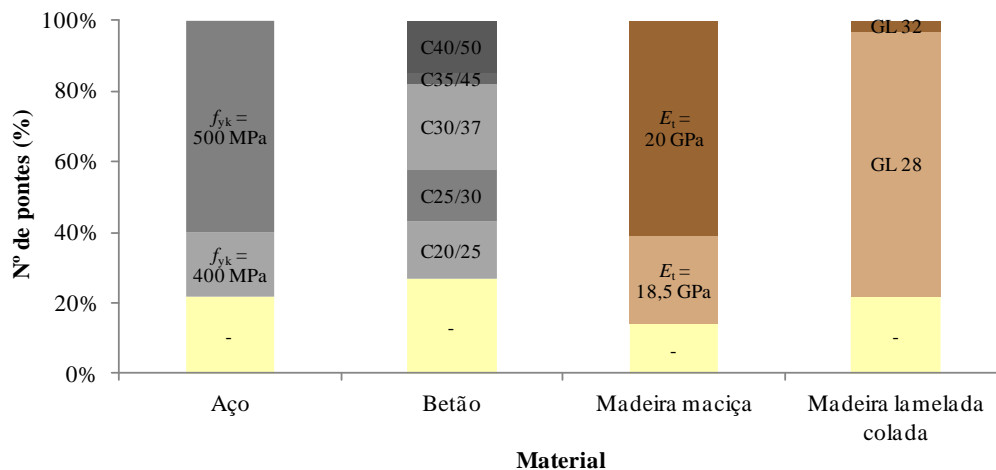


Figura 3.14 – Classes de resistência dos materiais utilizados nas pontes da amostra estudada.

No que diz respeito ao aço para armaduras, observa-se a utilização de duas classes (outro resultado não seria expectável devido às classes de aço que os fabricantes disponibilizam para o mercado), sendo claramente mais utilizado nas pontes da amostra o aço com $f_{yk} = 500$ MPa, sendo f_{yk} o valor característico da tensão de cedência à tração.

Relativamente ao betão, existe uma variabilidade muito significativa da classe de resistência utilizada. Este facto decorre, sobretudo, da possibilidade de se fabricar uma gama alargada de classes de resistência de betão, que permite aos projetistas escolher o betão mais adequado mediante os requisitos estruturais relacionados com a verificação de segurança da estrutura mista e os requisitos de durabilidade, função das exigências em serviço e da agressividade do ambiente em que a estrutura se insere.

No caso da madeira, as classes de resistência aplicadas nas pontes da amostra, não só são em número muito reduzido, como não incluem as classes de qualidade inferior, nomeadamente para a madeira lamelada colada.

Para finalizar a caracterização dos tipos de materiais falta ainda referir o sistema de ligação. A Figura 3.15 agrupa os sistemas de ligação utilizados nas pontes mistas madeira-betão da amostra estudada consoante sejam materializados por (i) elementos metálicos (pregos, parafusos, varões, perfis, chapas ou outros), ligados à madeira por cravação ou com colas de resinas epóxi ou de poliuretano, (ii) entalhes a toda a largura dos elementos de madeira, (iii) uma combinação dos dois anteriores ou (iv) colagem direta entre a madeira e o betão. Já a Figura 3.16 apresenta uma análise mais detalhada dos sistemas de ligação.

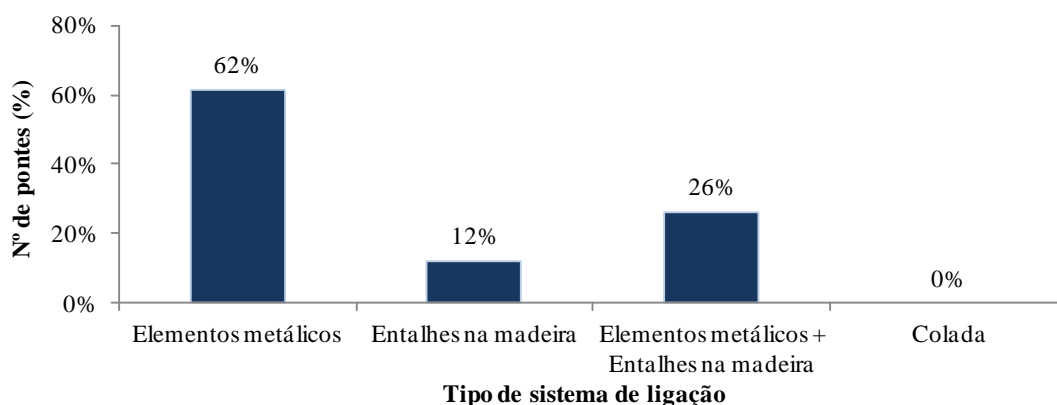


Figura 3.15 – Tipos de sistemas de ligação utilizados nas pontes da amostra estudada.

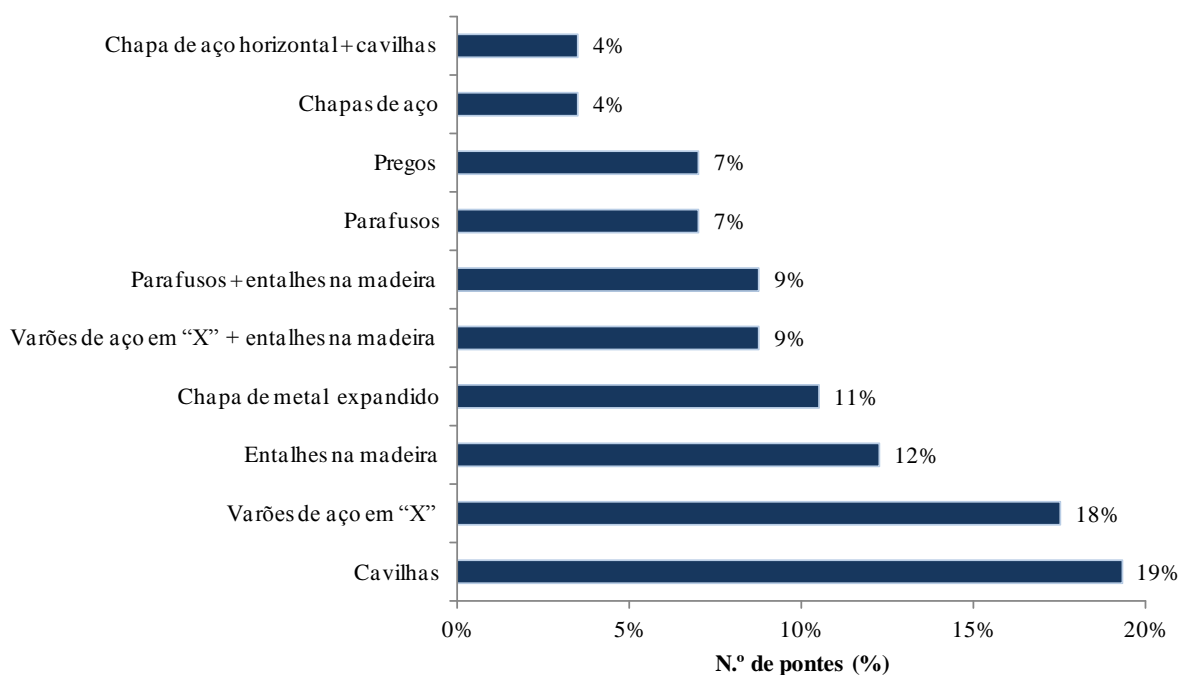


Figura 3.16 – Sistemas de ligação das pontes da amostra estudada.

Conclui-se que os sistemas de ligação com elementos metálicos são, claramente, os mais utilizados nas pontes da amostra estudada, quer seja isoladamente (em 62 % dos casos), quer seja combinados com entalhes (em 26 % dos casos). Não se identificou qualquer ponte com ligação colada.

Nas pontes da amostra destacam-se, pela sua utilização, a ligação com cavilhas e a ligação com varões de aço em “X” (contendo ou não entalhes). A aplicação do sistema de ligação com cavilhas está certamente relacionada com o reduzido custo e facilidade de instalação desta ligação. É, no entanto, uma ligação que apresenta limitações de rigidez e resistência (ver Tabela 2.1), pelo que parece ser mais indicada para pontes inseridas em vias onde as exigências de carregamento ou o volume de tráfego sejam mais reduzidos. Para a ligação com varões de aço em “X”, os resultados apresentados na Figura 3.16 não são alheios ao elevado número de investigações versando este tipo de ligações, conforme referido na secção 2.2.2. Embora a ligação com varões de aço em “X” seja mais difícil de executar e seja mais onerosa que a ligação com cavilhas, apresenta também propriedades mecânicas muito superiores (ver Tabela 2.1).

3.3.3 Soluções-tipo

O estabelecimento de soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão, aspeto que assume um carácter relevante e sensível nesta tese, resultou da avaliação cuidada das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada, cujas características se resumem na Tabela 3.1.

Os dados apresentados na Tabela 3.1 confirmam, desde logo, que as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada são utilizadas, quase exclusivamente, para receber tráfego rodoviário. O facto de existirem poucas pontes deste tipo destinadas unicamente a utilização pedonal poderá estar relacionado com o facto do baixo nível de carregamento associado a esta utilização não favorecer a combinação dos dois materiais, tornando a sua utilização pouco eficiente do ponto de vista estrutural, logo pouco competitiva.

Verifica-se também que os tabuleiros mistos madeira-betão são sobretudo empregues em pontes com sistema estrutural em viga. Este sistema estrutural, embora conduza a limitações ao nível do vão que seriam facilmente ultrapassadas com outros sistemas estruturais, é o mais simples de executar e, por isso, é o que é mais aplicado.

Para complementar a informação presente na Tabela 3.1, efetuou-se o cruzamento de dados relativos ao valor do maior vão, sistema estrutural, tipologia de tabuleiro e tipo de produto de madeira utilizado nos tabuleiros (ver Tabela 3.2).

Tabela 3.1 – Características das pontes da amostra estudada.

Tipo de utilização					
Rodoviária			Pedonal		
92 %			8 %		
Sistema estrutural					
Viga		Trelça		Arco	
86 %		5 %		9 %	
Maior vão [m]					
≤ 10]10 - 15]]15 - 20]]20 - 25]]25 - 30]	> 30
28 %	36 %	12 %	9 %	12 %	3 %
Largura de tabuleiro (utilização rodoviária) [m]					
≤ 4]4 - 8]]8 - 12]		> 12
33 %	47 %		12 %		8 %
Tipologia de tabuleiro					
“Viga-T”			“Viga-laje”		
66 %			34 %		
Tipo de produto de madeira utilizado nos tabuleiros					
Madeira maciça – toros		Madeira maciça – secção retangular		Madeira lamelada colada	
25 %		11 %		64 %	
Sistema de ligação					
Elementos metálicos		Entalhes na madeira		Elementos metálicos + Entalhes na madeira	
62 %		12 %		26 %	

Tabela 3.2 – Maior vão (em metros) das pontes da amostra estudada.

	Tipologia de tabuleiro		Tipo de produto de madeira	
	“Viga-T”	“Viga-laje”	Madeira lamelada colada	Madeira maciça
Todas as pontes	47,2	24,6	47,2	15,0
Pontes com sistema estrutural em viga	28,0	20,0	28,0	15,0

A análise da Tabela 3.2 permite concluir que os “tabuleiros viga-T” são utilizados para vãos que podem atingir valores superiores a 40 m e os “tabuleiros viga-laje” são utilizados para vãos até, aproximadamente, 25 m (apenas no caso de se utilizar madeira lamelada colada). Efetuando o mesmo tipo de análise, somente para pontes com sistema estrutural em viga (que representam cerca de 86 % das pontes da amostra estudada), os vãos máximos não ultrapassam os 28 m para “tabuleiros viga-T” e os 20 m para “tabuleiros viga-laje”.

Relativamente ao tipo de produto de madeira, a Tabela 3.2 refere as diferentes possibilidades. Como se pode verificar, a utilização de madeira maciça é limitada a vãos até 15 m, sendo a madeira lamelada colada empregue em vãos superiores a 40 m. Considerando unicamente as pontes com sistema estrutural em viga, e para o caso de madeira lamelada colada, o valor máximo do vão não ultrapassa os 28 m.

Adicionalmente, a Figura 3.17 apresenta um gráfico com a indicação das percentagens de tipos de produtos de madeira das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada em função da tipologia de tabuleiro.



Figura 3.17 – Tipos de produtos de madeira utilizados nos tabuleiros das pontes da amostra estudada em função da sua tipologia.



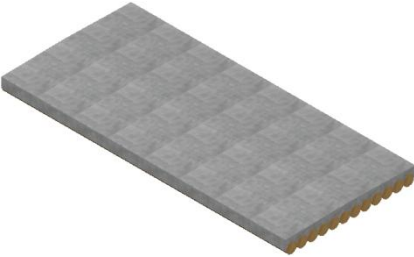

O gráfico da Figura 3.17 permite concluir que, enquanto os “tabuleiros viga-T” estão, na sua esmagadora maioria, relacionados com a utilização de madeira lamelada colada, os “tabuleiros viga-laje” privilegiam o uso de madeira maciça.

Estes dados podem ser compreendidos e justificados pelas características inerentes às tipologias de tabuleiro e aos tipos de produtos de madeira: a secção transversal da madeira maciça é limitada pelo diâmetro das árvores disponíveis na natureza, pelo que tipicamente os elementos de madeira são colocados justapostos com o objetivo de compensar a menor área de secção transversal, constituindo um sistema em laje; já a madeira lamelada colada pode ser fabricada com diferentes tipos de secção transversal retangular, possibilitando a utilização dos sistemas em “viga-T”.

A Tabela 3.3 apresenta as duas soluções-tipo estabelecidas, as quais correspondem às duas tipologias básicas de tabuleiro referidas anteriormente. Para a solução-tipo I é utilizado o sistema em “viga-T” com madeira lamelada colada. Esta solução (i) permite rapidez e facilidade de construção, (ii) potencia a utilização de elementos pré-fabricados, com um incremento na qualidade de construção, e (iii) beneficia o valor arquitetónico dos tabuleiros, permitindo a construção de tabuleiros com vão até cerca de 20 m.

A solução-tipo II utiliza o sistema em “viga-laje” com madeira sob a forma de toros, pretendendo-se desta forma obter soluções muito simples de construir. Quando comparada com a solução-tipo I, é menos ambiciosa do ponto de vista arquitetónico e apresenta maiores limitações de vão, no entanto é mais vantajosa do ponto de vista económico, produzindo também menor impacto ambiental.

Tabela 3.3 – Soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão.

		SOLUÇÃO-TIPO I	
Tipo de utilização	Rodoviária		
Sistema estrutural	Viga		
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”		
Tipo de madeira	Lamelada colada		
Maior vão [m]	20		
		SOLUÇÃO-TIPO II	
Tipo de utilização	Rodoviária		
Sistema estrutural	Viga		
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”		
Tipo de madeira	Toros		
Maior vão [m]	10		

3.4 Durabilidade de elementos de madeira

3.4.1 Conceitos gerais

O conceito base em termos de durabilidade de elementos de madeira é o de classe de risco, que representa o risco da madeira ser atacada por agentes biológicos para determinadas condições de aplicação. A EN 335 (CEN, 2013b) define cinco classes de risco, tanto mais gravosas quanto maior for a exposição dos elementos de madeira à humidade:

- Classe de risco 1 – “situação na qual a madeira está abrigada, não estando exposta às condições meteorológicas ou à humidade”;
- Classe de risco 2 – “situação na qual a madeira está abrigada e não exposta às condições meteorológicas, mas onde uma humidade ambiente elevada pode conduzir a uma humidificação ocasional, mas não persistente”;
- Classe de risco 3 (3.1 e 3.2) – “situação na qual a madeira não está abrigada nem em contacto com o solo. Está, ou continuamente exposta às condições meteorológicas, ou abrigada das condições meteorológicas mas sujeita a uma humidificação frequente”;
- Classe de risco 4 (4.1 e 4.2) – “situação na qual a madeira está em contacto com o solo ou com água doce e deste modo exposta permanentemente a humidificação”;
- Classe de risco 5 – “situação na qual a madeira está permanentemente exposta ao contacto com a água salgada”.

Para cada uma destas classes é definida a suscetibilidade à ocorrência de ataques pelos agentes biológicos (ver Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Suscetibilidade da madeira aos diferentes agentes biológicos em função da classe de risco, EN 335 (CEN, 2013b).

Classe de risco	Situação geral em serviço	Teor de humidade da madeira > 20 %	Fungos	Insetos		Xilófagos marinhos
				Coleópteros	Térmitas	
1	No interior, protegido	Nunca	-	U	L	-
2	No interior ou protegido	Ocasionalmente	U	U	L	-
3	3.1 No exterior, acima do solo, protegido	Ocasionalmente	U	U	L	-
	3.2 No exterior, acima do solo, desprotegido	Frequentemente				
4	4.1 No exterior, em contacto com o solo e/ou água doce	Frequentemente	U	U	L	-
	4.2 No exterior, em contacto (severo) com o solo e/ou água doce	Permanentemente				
5	Na água salgada	Permanentemente	U	U	L	U

Legenda:

U – Universalmente presente na Europa; L – Localmente presente na Europa.

A durabilidade natural é outro dos aspetos de grande importância na análise da durabilidade de elementos de madeira. A NP EN 350-1 (IPQ, 2008a) e a EN 350-2 (CEN, 1994) definem durabilidade natural como a resistência da madeira ao ataque de agentes biológicos quando não sujeita a qualquer tipo de tratamento preservador. A durabilidade depende do agente biológico (ver Tabela 3.5) e da espécie de madeira em causa. A Tabela 3.6 indica as classes de durabilidade natural para espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal.

Tabela 3.5 – Classes de durabilidade natural, EN 350-2 (CEN, 1994).

	Classe	Cerne (parte interior de um tronco)	Borne (parte exterior de um tronco)
Durabilidade natural a fungos	1	Muito durável	Não durável
	2	Durável	Não durável
	3	Moderadamente durável	Não durável
	4	Pouco durável	Não durável
	5	Não durável	Não durável
Durabilidade natural a coleópteros	D	Durável	Durável
	S	Durável	Suscetível
	SH	Suscetível	Suscetível
Durabilidade natural a térmitas	D	Durável	Suscetível
	M	Moderadamente durável	Suscetível
	S	Suscetível	Suscetível
Durabilidade natural a xilófagos marinhos	D	Durável	Suscetível
	M	Moderadamente durável	Suscetível
	S	Suscetível	Suscetível

Tabela 3.6 – Classes de durabilidade natural de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal, EN 350-2 (CEN, 1994).

	Espécie	Fungos	Coleópteros	Térmitas
Madeira maciça	Pinheiro-bravo (<i>Pinus pinaster Ait.</i>)	3-4	S	S
	Abeto (<i>Abies alba Mill.</i>)	4	SH	S
Madeira lamelada colada	Pinho silvestre (<i>Pinus sylvestris L.</i>)	3-4	S	S
	Espruce-europeu (<i>Picea abies</i>)	4	SH	S
	Douglas (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)	3-4	S	S

A Figura 3.18 apresenta uma sequência geral para a análise da durabilidade de estruturas de madeira.

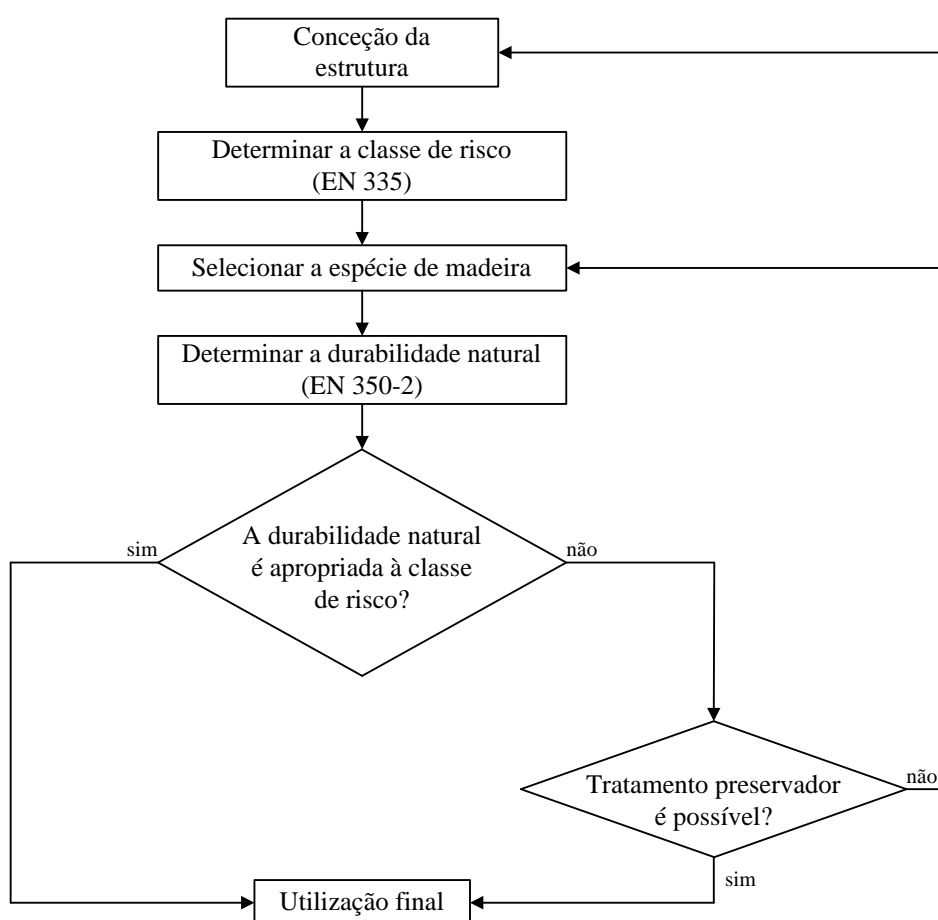


Figura 3.18 – Sequência geral para a análise da durabilidade de estruturas de madeira. Fonte: adaptado de EN 335 (CEN, 2013b)

3.4.2 Durabilidade por tratamento químico

Com base na classe de risco correspondente às condições a que a madeira vai estar sujeita e na sua durabilidade natural é definida a necessidade de existência ou não de tratamento preservador. Para as espécies de madeira referidas anteriormente, a Tabela 3.7 apresenta um

guia de exigência de durabilidade em função da classe de risco (neste caso, classe de risco 2), determinado a partir da NP EN 460 (IPQ, 1995).

Tabela 3.7 – Guia de exigência de durabilidade de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal (considerando classe de risco 2), NP EN 460 (IPQ, 1995).

	Espécie	Fungos	Coleópteros	Térmitas
Madeira maciça	Pinheiro-bravo (<i>Pinus pinaster</i> Ait.)	0 ou (0)	x	x
	Abeto (<i>Abies alba</i> Mill.)	(0)	x	x
Madeira lamelada colada	Pinho silvestre (<i>Pinus sylvestris</i> L.)	0 ou (0)	x	x
	Espruce-europeu (<i>Picea abies</i>)	(0)	x	x
	Douglas (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)	0 ou (0)	x	x

Legenda:

0 – Durabilidade natural suficiente; (0) – Durabilidade natural normalmente suficiente, mas para certas condições pode ser recomendado um tratamento preservador; x – O tratamento preservador é necessário.

Sempre que é necessário aumentar a durabilidade da madeira por meio de preservação química, o primeiro passo consiste em verificar se o tratamento é possível de ser aplicado à espécie em questão, o que depende da impregnabilidade da madeira, ou seja, da facilidade com que pode ser penetrada por um líquido, *e.g.* produto preservador. A Tabela 3.8 indica os valores de impregnabilidade para as espécies de madeira referidas anteriormente, consoante pertença ao cerne ou ao borne.

Tabela 3.8 – Impregnabilidade de espécies de madeira tipicamente comercializadas em Portugal, EN 350-2 (CEN, 1994).

	Espécie	Cerne	Borne	Largura do borne
Madeira maciça	Pinheiro-bravo (<i>Pinus pinaster</i> Ait.)	4	1	b
	Abeto (<i>Abies alba</i> Mill.)	2-3	2v	x
Madeira lamelada colada	Pinho silvestre (<i>Pinus sylvestris</i> L.)	3-4	1	s-m
	Espruce-europeu (<i>Picea abies</i>)	3-4	3v	x
	Douglas (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)	4	2-3	s

Legenda:

1 – Facilmente impregnável; 2 – Moderadamente impregnável; 3 – Pouco impregnável; 4 – Não impregnável; v – nível de variabilidade não usual; s – pequena (2 a 5 cm); m – média (5 a 10 cm); b – larga (> 10 cm); x – sem distinção entre borne e cerne.

Os tratamentos preservadores distinguem-se não só pelos produtos preservadores usados, de acordo com a EN 599-1 (CEN, 2009b), mas também pela forma como são aplicados. Genericamente, os processos de tratamento podem separar-se entre aplicações (i) superficiais, *e.g.* pincelagem, e (ii) em profundidade, *e.g.* pressão e vácuo. No que diz respeito aos produtos preservadores, existem dois grandes grupos que podem ser aplicados em estruturas de madeira exteriores: (i) aquosos e (ii) oleosos.

Os produtos aquosos utilizam a água como solvente, sendo a substância ativa uma combinação de sais. É neste grupo que se enquadram os tratamentos com crómio e cobre, vulgarmente designados por CC, como é o exemplo do tratamento com CCA (crómio, cobre e arsénio). Embora o CCA tenha sido durante muitos anos o produto preservador mais utilizado na madeira em aplicações exteriores, o seu uso foi proibido devido ao potencial cancerígeno do arsénio (Regulamento (UE) n.º 528/2012 de 22 de Maio). Atualmente, os produtos aquosos são, maioritariamente, constituídos por formulações cujo princípio ativo é o cobre, como por exemplo o ACQ (composto quaternário de amónio e cobre) ou a Tanalith E[®] (composto baseado na tecnologia de triazol e cobre).

Relativamente aos produtos oleosos, a substância ativa é de base sintética, utilizando solventes de base oleosa (caso contenham solvente). O produto oleoso mais utilizado é a creosote. A creosote não tem solvente e a substância ativa é uma mistura complexa de produtos químicos, a maioria obtidos a partir da destilação do carvão.

3.4.3 Pormenores construtivos para a durabilidade

A tecnologia atual de produtos preservadores e processos de tratamento permite garantir uma durabilidade adequada das estruturas de madeira na grande maioria das aplicações. No entanto, estes tratamentos apresentam algumas desvantagens, tais como problemas ambientais associados ao uso de produtos químicos com níveis de toxicidade elevada ou custos acrescidos. Por esse motivo, é essencial garantir uma conceção adequada das estruturas de modo a diminuir as condições de risco a que os elementos estão sujeitos e, conseqüentemente, permitir o recurso a tratamentos químicos de mais fácil aplicação e menos tóxicos.

O princípio básico subjacente a uma conceção adequada consiste, então, em diminuir as condições de risco a que os elementos estão sujeitos, essencialmente através de uma correta pormenorização construtiva.

De acordo com a EN 1995-2 (CEN, 2004b), o principal fator de risco para elementos de madeira em pontes é a água, pelo que os pormenores construtivos que se apresentam seguidamente para garantir a durabilidade dos elementos de madeira pertencentes a tabuleiros mistos madeira-betão têm em consideração, sobretudo, esse fator de risco.

Nesse sentido, é fundamental assegurar uma drenagem rápida e eficaz da água da superfície do tabuleiro. Para isso, um pormenor construtivo indispensável é a inclinação transversal da superfície superior do tabuleiro, na direção da sua largura, uma vez que permite o encaminhamento da água da faixa de rodagem para as laterais do tabuleiro (ver Figura 3.19). Esta inclinação, garantida pela própria laje de betão armado, pode variar entre 1 e 3 % e ser direcionada para ambos os lados (ver Figura 3.19) ou apenas para um dos lados do tabuleiro.

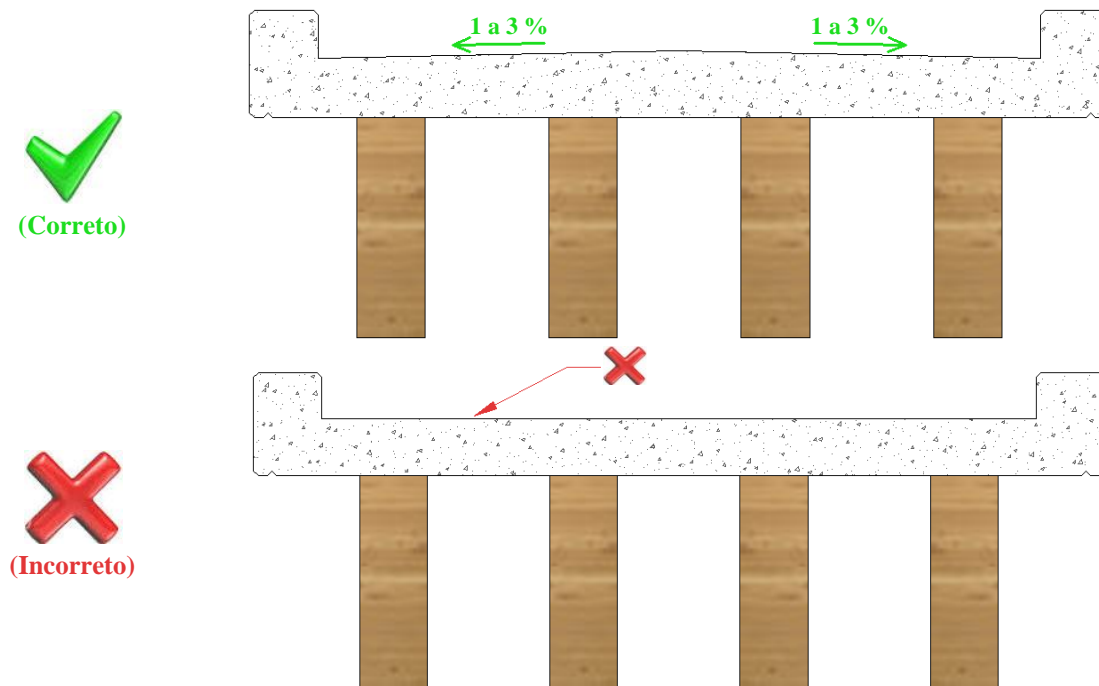


Figura 3.19 – Inclinação transversal da superfície superior do tabuleiro.
(desenhos sem escala)

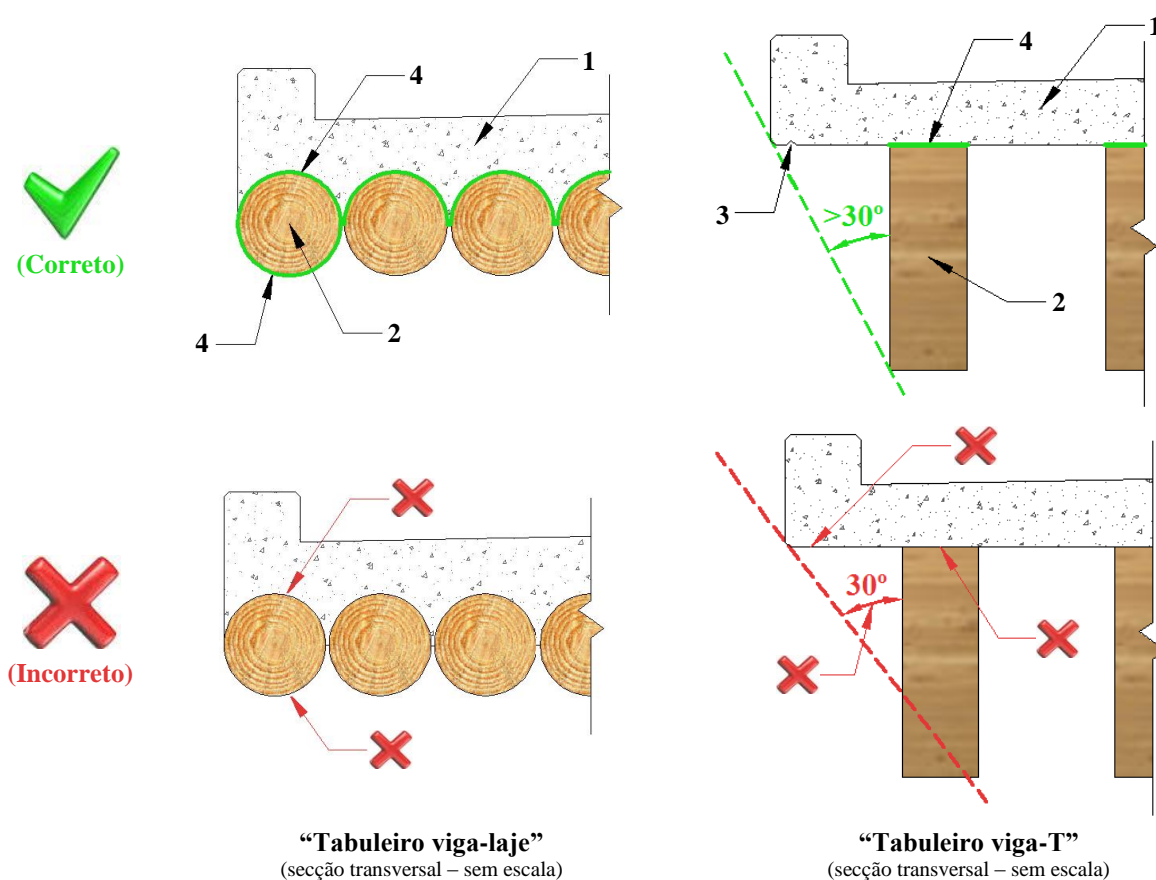
Nas laterais do tabuleiro, uma vez que a água é para aí encaminhada, é necessário providenciar elementos que, por sua vez, a direcionem para pontos localizados, de onde será expulsa posteriormente. Para esse efeito é comum aproveitar os guarda-rodas (cujas diferentes tipologias são apresentadas na secção 3.6.2) ou, caso estes não existam, as vigas de bordadura (elementos que também desempenham outro tipo de funções num tabuleiro de uma ponte, conforme referido na secção 3.6.3).

No caso das vigas de bordadura, estas devem ser concebidas com uma pingadeira ao longo do seu comprimento (ver Figura 3.20). A pingadeira tem por objetivo reduzir o risco das humidades de escorrência atingirem a superfície inferior da laje de betão armado e as vigas de madeira nas extremidades laterais do tabuleiro.

As vigas de madeira nas extremidades laterais do tabuleiro estão sujeitas à incidência direta da água da chuva, necessitando de medidas de proteção adicionais que minorem esse risco. Genericamente podem ser tomadas duas medidas. A primeira consiste em dispor as vigas de extremidade a uma distância ao bordo tal que o ângulo entre o plano vertical e o plano definido pelos bordos extremos da viga de bordadura e da viga de madeira seja superior a 30° – tipicamente os “tabuleiros viga-T” adotam esta conceção (ver Figura 3.20). A segunda consiste em impermeabilizar toda a superfície das vigas de extremidade, revestindo-as com uma pintura impermeabilizante ou outro qualquer material que desempenhe a mesma função, *e.g.* membranas betuminosas. Esta medida deve ser aplicada sempre que (i) o bordo da viga de bordadura coincida com o bordo da viga de madeira ou (ii) o ângulo referido na primeira medida for inferior a 30° – é frequentemente utilizada em “tabuleiros viga-laje”, conforme se

mostra na Figura 3.20, pois permite uma grande simplificação da cofragem – à custa, é claro, da satisfação do valor limite referido para o ângulo entre as vigas de bordadura e de madeira.

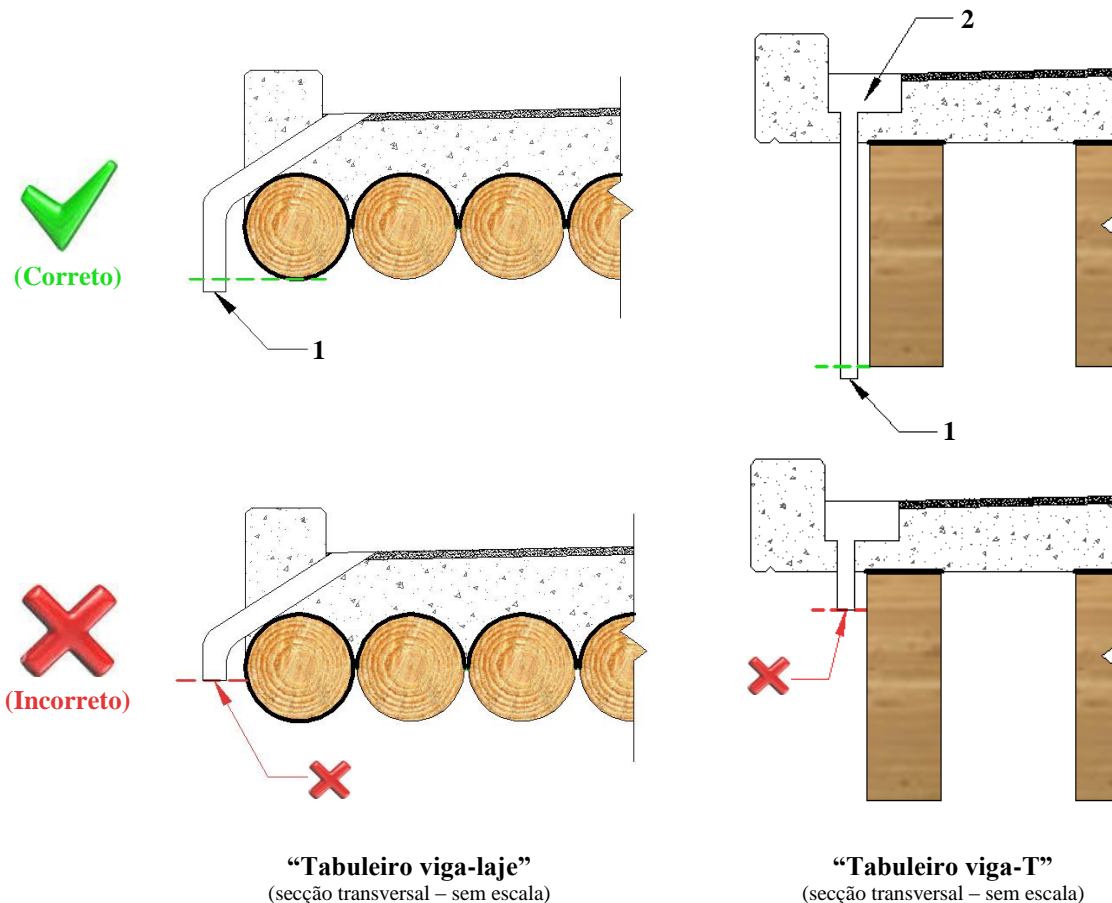
A face superior das vigas de madeira também carece de proteção adicional, devendo ser impermeabilizada para impedir o contacto com a água do betão (ver Figura 3.20). A eventual transferência de água entre os dois materiais, além de promover a degradação dos elementos de madeira, pode contribuir para retirar água necessária ao processo de hidratação do cimento, deteriorando as suas propriedades resistentes. A forma mais comum de responder a esta questão é através da aplicação de um barramento impermeável em todas as superfícies de madeira que se encontrem em contacto com betão. Outra possibilidade consiste em aplicar uma película plástica nessas mesmas superfícies.



Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira de extremidade (protegida da incidência de chuva); 3 – Pingadeira da viga de bordadura; 4 – Proteção da face exposta e/ou da face superior das vigas de madeira

Figura 3.20 – Pormenorização construtiva das vigas de madeira nas extremidades laterais do tabuleiro e nas superfícies de madeira em contacto com betão.

A expulsão da água da superfície do tabuleiro é garantida por dispositivos colocados nos seus topos e, se necessário, pontualmente ao longo do seu desenvolvimento longitudinal. Na secção 3.6.4 apresentam-se as diferentes tipologias associadas a estes dispositivos. Saliente-se que a expulsão de água tem de ser efetuada abaixo da face inferior das vigas de madeira, de modo a minorar o risco do vento “empurrar” a água na direção das vigas (ver Figura 3.21).



“Tabuleiro viga-laje”
(secção transversal – sem escala)

“Tabuleiro viga-T”
(secção transversal – sem escala)

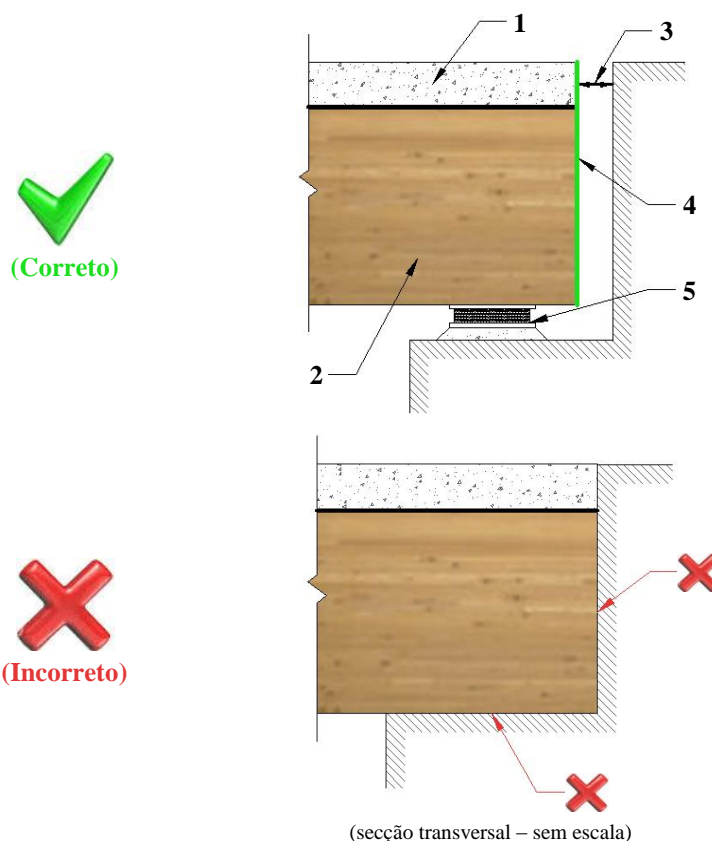
Legenda: 1 – Tubo de drenagem (extremidade abaixo das vigas de madeira); 2 – Caixa/gárgula de drenagem

Figura 3.21 – Pormenorização construtiva dos dispositivos de drenagem para expulsão da água da superfície do tabuleiro.

O apoio do tabuleiro constitui uma zona particularmente crítica no que diz respeito ao risco de existência de humidades, quer por condensação ou capilaridade, quer através de escorrências, *e.g.* devidas a problemas de drenagem do tabuleiro. Acresce a esta situação, o facto de nas vigas de madeira a progressão da água ocorrer com maior facilidade na direcção paralela às fibras, ou seja, a partir do topo das vigas.

Nesta perspetiva, devem-se impedir todas as situações de contacto das vigas de madeira com outras superfícies, exceto quando necessário por motivos estruturais (ver Figura 3.22). O afastamento da superfície inferior das vigas de madeira da superfície do encontro é garantido através da inclusão de maciços de sobre-elevação. Desta forma, além de se minorar o risco de contacto com humidades, evita-se também o contacto com lixos que se possam depositar nessa mesma zona (ver Figura 3.22). Entre as vigas de madeira e os maciços de sobre-elevação posicionam-se aparelhos de apoio, cuja função e tipologias são discutidas na secção 3.6.1. O topo das vigas de madeira também é afastado do encontro, o que é conseguido através da utilização de juntas de dilatação – estas devem ter, simultaneamente, capacidade para impedir a passagem de água. A secção 3.6.5 detalha os tipos de juntas de dilatação mais direccionados para a aplicação em tabuleiros mistos madeira-betão.

Para prevenir eventuais infiltrações de água no topo do tabuleiro, impõe-se impermeabilizar os topos das vigas de madeira através de telas ou pinturas impermeabilizantes, tal como indicado na Figura 3.22.



Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira; 3 – Afastamento do topo da viga de madeira do encontro; 4 – Proteção do topo da viga de madeira; 5 – Maciço de sobre-elevação e aparelho de apoio

Figura 3.22 – Pormenorização construtiva do apoio do tabuleiro.

Se for garantida uma pormenorização construtiva adequada, os elementos de madeira em tabuleiros mistos madeira-betão encontram-se em condições referentes à classe de risco 2, ao contrário do que se verifica em tabuleiros unicamente de madeira, onde os elementos de madeira estão numa situação de classe de risco 3.2 (exceção feita às pontes cobertas). Esta é uma das principais vantagens dos tabuleiros mistos madeira-betão por comparação com tabuleiros unicamente de madeira.

3.5 Durabilidade de elementos de betão armado

3.5.1 Conceitos gerais

No que concerne ao betão, o Anexo E da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) define seis classes de exposição. As classes de exposição dependem do tipo de corrosão a que os elementos de betão estão sujeitos: (i) nenhum risco de corrosão ou ataque (X0), (ii) corrosão induzida por

carbonatação (XC1-XC4), (iii) corrosão induzida por cloretos (XD1-XD3), (iv) corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar (XS1-XS3), (v) ataque gelo/degelo (XF1-XF4) e (vi) ataque químico (XA1-XA3). Em função da classe de exposição, a secção 4.2 da mesma norma define a classe resistência mínima do betão que é necessária.

3.5.2 Disposições construtivas para a durabilidade

A durabilidade das estruturas de betão armado depende, em grande parte, da pormenorização das armaduras. A NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) define um conjunto de disposições construtivas que têm de ser cumpridas para garantir a durabilidade das armaduras e, conseqüentemente, da estrutura de betão armado.

Começa-se por referir o recobrimento c_{nom} , cuja determinação segue a metodologia indicada na secção 4.4.1 da referida norma. O valor do recobrimento tem em conta as classes de exposição e também as classes estruturais. Para estruturas com tempo de vida útil de 50 anos (valor recomendado para os tabuleiros abordados nesta tese, ver secção 4.4.1), a norma recomenda classe estrutural S4.

Relativamente à disposição dos varões, estes têm de respeitar espaçamentos mínimos e máximos admissíveis (ver, respetivamente, secções 8.2 e 9.3 da referida norma). Enquanto o espaçamento mínimo está relacionado com a necessidade de satisfazer os requisitos de betonagem e compactação e de assegurar condições de aderência adequadas, o espaçamento máximo deve-se a questões de limitação da fendilhação. Também para limitação da fendilhação, a secção 9.3 da norma estabelece uma área mínima de armadura em zonas tracionadas. A mesma secção define, igualmente, uma área máxima de armadura, quer em zonas tracionadas quer em zonas comprimidas.

Cuidados especiais têm também de ser tidos em consideração na dobragem dos varões, de forma a não provocar o aparecimento de fendas nos varões ou a rotura do betão na zona côncava da dobragem. Nesse sentido, a secção 8.3 da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) define o diâmetro mínimo de dobragem dos varões (diâmetro do mandril).

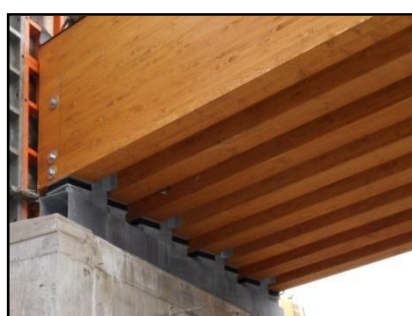
Outra questão relevante é a amarração e sobreposição de varões – em ambos os casos deve-se garantir um comprimento suficiente para assegurar a transferência das forças de aderência para o betão (no caso de amarrações) ou entre varões (no caso de sobreposições), evitando a fendilhação longitudinal ou o destacamento de betão. O cálculo do comprimento de amarração e do comprimento de sobreposição é apresentado, respetivamente, nas secções 8.4 e 8.7 da norma.

3.6 Outros aspetos de natureza construtiva

3.6.1 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio funcionam como elementos de transição entre o tabuleiro e os encontros ou pilares. A sua principal função é transmitir as reações de apoio e, se necessário, permitir os deslocamentos que não estão impedidos. Nos aparelhos de apoio é muito comum a inclusão de elementos elastoméricos, que são constituídos por polímeros de elevada durabilidade, flexibilidade e elasticidade, denominados elastómeros (o elastómero mais utilizado é o neoprene). Este tipo de elementos providencia uma superfície perfeitamente lisa e apresenta uma grande capacidade resistente a esforços verticais, tendo também capacidade para resistir a esforços horizontais.

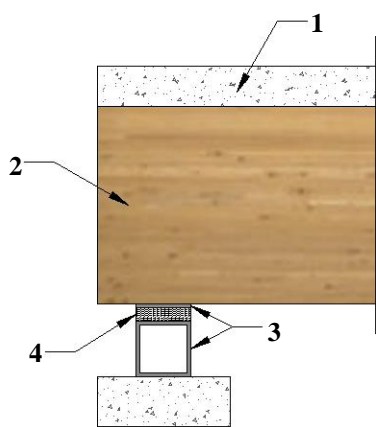
Nos tabuleiros mistos madeira-betão, o tipo de aparelho de apoio difere consoante a tipologia de tabuleiro. A Figura 3.23 apresenta os aparelhos de apoio tipicamente aplicados em “tabuleiros viga-T”, que consistem em elementos elastoméricos confinados por chapas e/ou perfis de aço. Relativamente aos “tabuleiros viga-laje”, os aparelhos de apoio apresentam tensões menores, sendo geralmente materializados apenas por elementos elastoméricos (ver Figura 3.24).



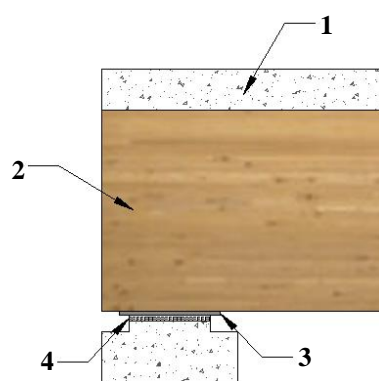
(Ponte em Pracchia)
Fonte: gentilmente cedida por Holzbau S.p.A.



(Ponte Schachenhusbrugg)
Fonte: (Swiss Timber Bridges, sem data)



(perfil longitudinal – sem escala)



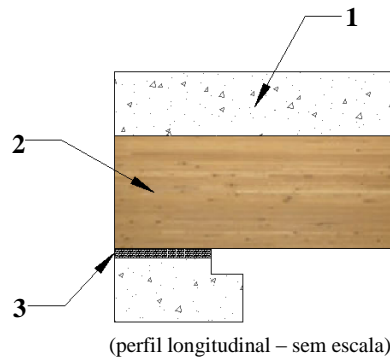
(perfil longitudinal – sem escala)

Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira; 3 – Elementos de aço;
4 – Elemento elastomérico

Figura 3.23 – Aparelhos de apoio em “tabuleiros viga-T”.



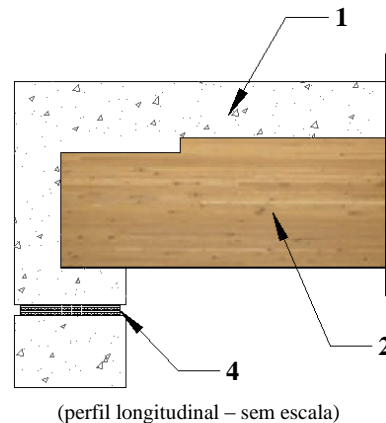
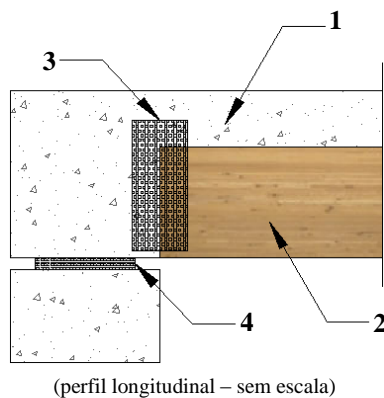
(Ponte 02 do Campus II da USP)
Fonte: (Calil Jr, 2006)



Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira; 3 – Elemento elastomérico

Figura 3.24 – Aparelho de apoio em “tabuleiros viga-laje”.

Nos exemplos das Figuras 3.23 e 3.24, os aparelhos de apoio posicionam-se entre as vigas de madeira e a superfície de apoio. No entanto, têm-se desenvolvido algumas soluções nas quais os aparelhos de apoio são colocados entre um diafragma de betão armado situado no topo do tabuleiro e a superfície de apoio, como as que se apresentam na Figura 3.25 (desenvolvidas por Bathon, Bletz e Bahmer e pela equipa de engenharia do organismo que coordena a rede viária do estado de Nova Gales do Sul – RTA-NSW). Enquanto na solução proposta por Bathon, Bletz e Bahmer, os topos das vigas de madeira são ligados ao diafragma de betão armado por intermédio de um sistema de ligação (neste caso, a ligação é garantida por chapas de metal expandido, pois é essa a ligação usada ao longo do desenvolvimento das vigas para as unir à laje de betão armado), na solução proposta pela RTA-NSW, os diafragmas de betão armado envolvem totalmente as vigas de madeira, sendo dispensado o sistema de ligação.



Solução desenvolvida por Bathon *et al.* (2006a)

Sistema desenvolvido pela RTA-NSW (RTA, 2008)

Legenda: 1 – Laje de betão armado; 2 – Viga de madeira; 3 – Sistema de ligação; 4 – Aparelho de apoio

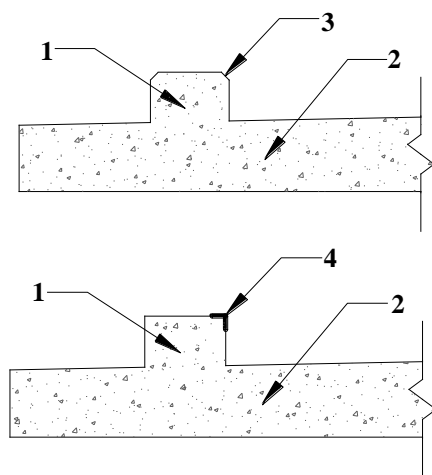
Figura 3.25 – Apoios com elementos de betão armado no topo do tabuleiro.

A principal motivação que conduziu ao desenvolvimento de soluções com estes diafragmas de betão armado para transmitir as reações na zona dos apoios, é a de não sujeitar as vigas de madeira ao esmagamento na direção perpendicular às fibras – solicitação para a qual a madeira tem menor capacidade resistente, conforme referido na secção 4.4.3.

3.6.2 Guarda-rodas

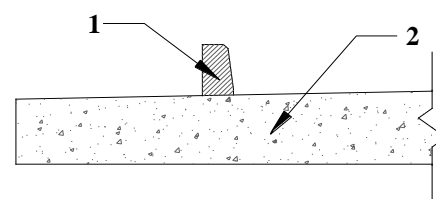
Os guarda-rodas, como o próprio nome indica, têm por função delimitar a faixa de rodagem, servindo de obstáculo ao rodado dos veículos. Os tabuleiros mistos madeira-betão podem incorporar qualquer uma das tipologias de guarda-rodas tipicamente utilizadas nos outros tipos de tabuleiros (*i.e.* de betão armado e/ou pré-esforçado ou mistos aço-betão).

Genericamente, os guarda-rodas podem ser (i) incorporados na própria estrutura da laje de betão armado, sendo betonados em simultâneo, ou (ii) materializados por lancis de betão pré-fabricados, assentes com argamassa de cimento (ver Figura 3.26). No primeiro caso, as arestas “vivas” devem ser chanfradas ou reforçadas com perfis de aço tipo cantoneira.



(secções transversais – sem escala)

Guarda-rodas incorporado na laje de betão armado



(secção transversal – sem escala)

Guarda-rodas materializado por lancil de betão pré-fabricado

Legenda: 1 – Guarda-rodas; 2 – Laje de betão armado; 3 – Aresta chanfrada; 4 – Cantoneira de aço

Figura 3.26 – Tipologias de guarda-rodas.

3.6.3 Vigas de bordadura

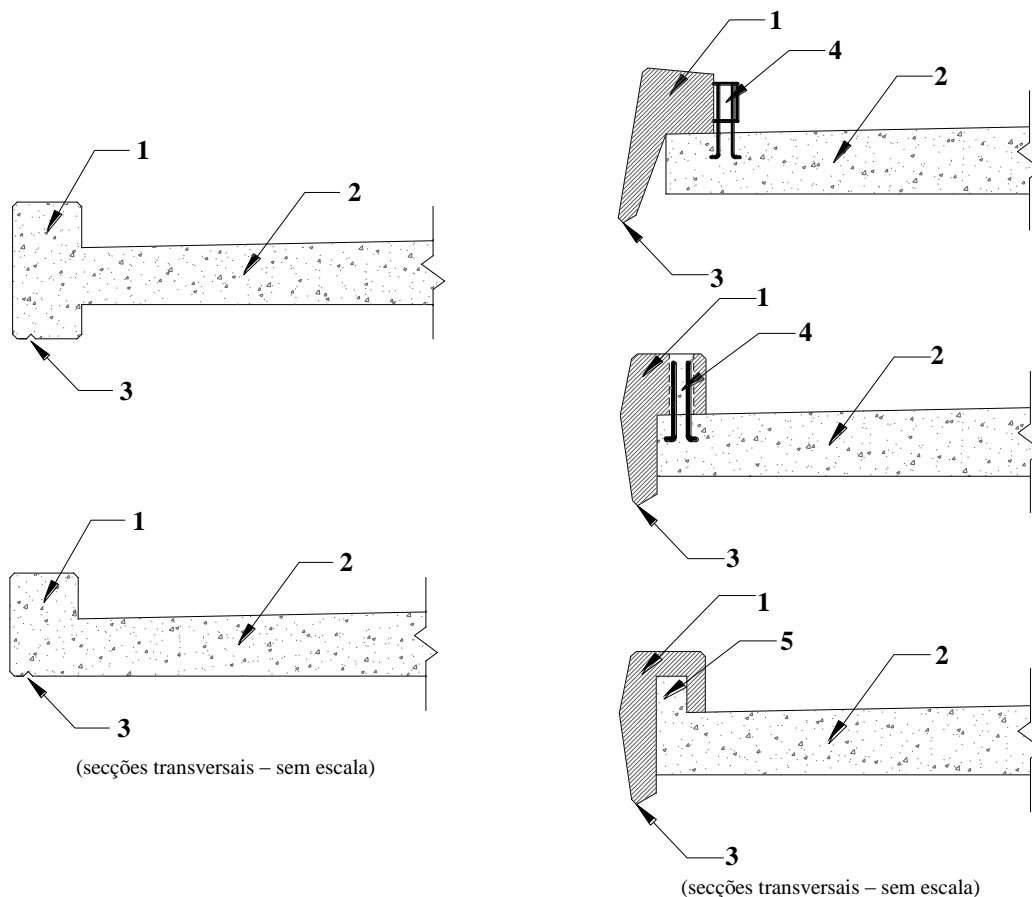
As vigas de bordadura fazem o remate final dos bordos do tabuleiro em todo o seu comprimento. À semelhança do que se verifica para os guarda-rodas, qualquer uma das

tipologias de vigas de bordadura correntemente fabricadas podem ser aplicadas em tabuleiros mistos madeira-betão.

É possível identificar dois tipos de vigas de bordadura (ver Figura 3.27): (i) incorporadas na laje de betão armado ou (ii) pré-fabricadas em betão armado. No caso de serem pré-fabricadas, apresentam-se na Figura 3.27 os sistemas de fixação correntemente aplicados: armaduras de espera nas próprias vigas de bordadura e/ou na laje, posteriormente betonadas *in situ*, ou encaixe na estrutura da laje.



(Ponte 02 do Campus II da USP)
Fonte: (Calil Jr, 2006)



Vigas de bordadura incorporadas na laje de betão armado

Vigas de bordadura de betão armado pré-fabricadas

Legenda: 1 – Viga de bordadura; 2 – Laje de betão armado; 3 – Pingadeira da viga de bordadura; 4 – Armadura de espera; 5 – Saliência na laje de betão armado que permite o encaixe da viga de bordadura

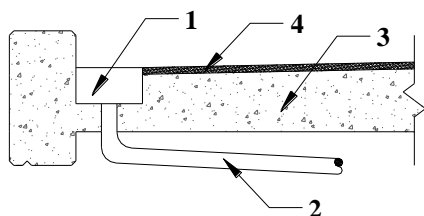
Figura 3.27 – Tipologias de vigas de bordadura.

3.6.4 Dispositivos de drenagem

Os dispositivos de drenagem podem (i) incluir caixas ou gárgulas de drenagem com grelha, que funcionam como elementos de recolha de água, e tubagem de drenagem, que conduz a água até à sua expulsão, ou (ii) ser constituídos unicamente por tubagem de drenagem (ver Figura 3.28).

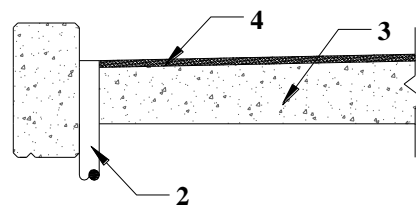


(Ponte La Combe)
Fonte: (Swiss Timber Bridges, sem data)



(secção transversal – sem escala)

Sistema de drenagem constituído por caixa/gárgula e tubagem de drenagem



(secção transversal – sem escala)

Sistema de drenagem constituído por tubagem de drenagem

Legenda: 1 – Caixa/gárgula de drenagem; 2 – Tubo de drenagem; 3 – Laje de betão armado; 4 - Pavimento

Figura 3.28 – Dispositivos de drenagem.

3.6.5 Juntas de dilatação

As juntas de dilatação são elementos de descontinuidade do tabuleiro, cuja principal função é absorver as variações de dimensão do tabuleiro na direção longitudinal. Em tabuleiros mistos madeira-betão as juntas de dilatação não têm de resistir a grandes movimentos horizontais, devido ao reduzido vão deste tipo de tabuleiros, o que permite utilizar os tipos de juntas representados na Figura 3.29.

As tipologias referidas apenas podem ser utilizadas em situações onde a amplitude de movimentos horizontais é relativamente baixa (± 25 mm no caso das juntas de betume modificado, de placas metálicas deslizantes e abertas e ± 50 mm no caso de juntas de perfil de elastómero comprimido e de bandas flexíveis de elastómero). Além disso, todos os tipos de juntas apresentados na Figura 3.29 têm a capacidade de impedir a passagem de água, o que constituiu um dos requisitos referidos na secção 3.4.3 para as juntas de dilatação aplicadas neste tipo de tabuleiros, de modo a proteger o topo das vigas de madeira.

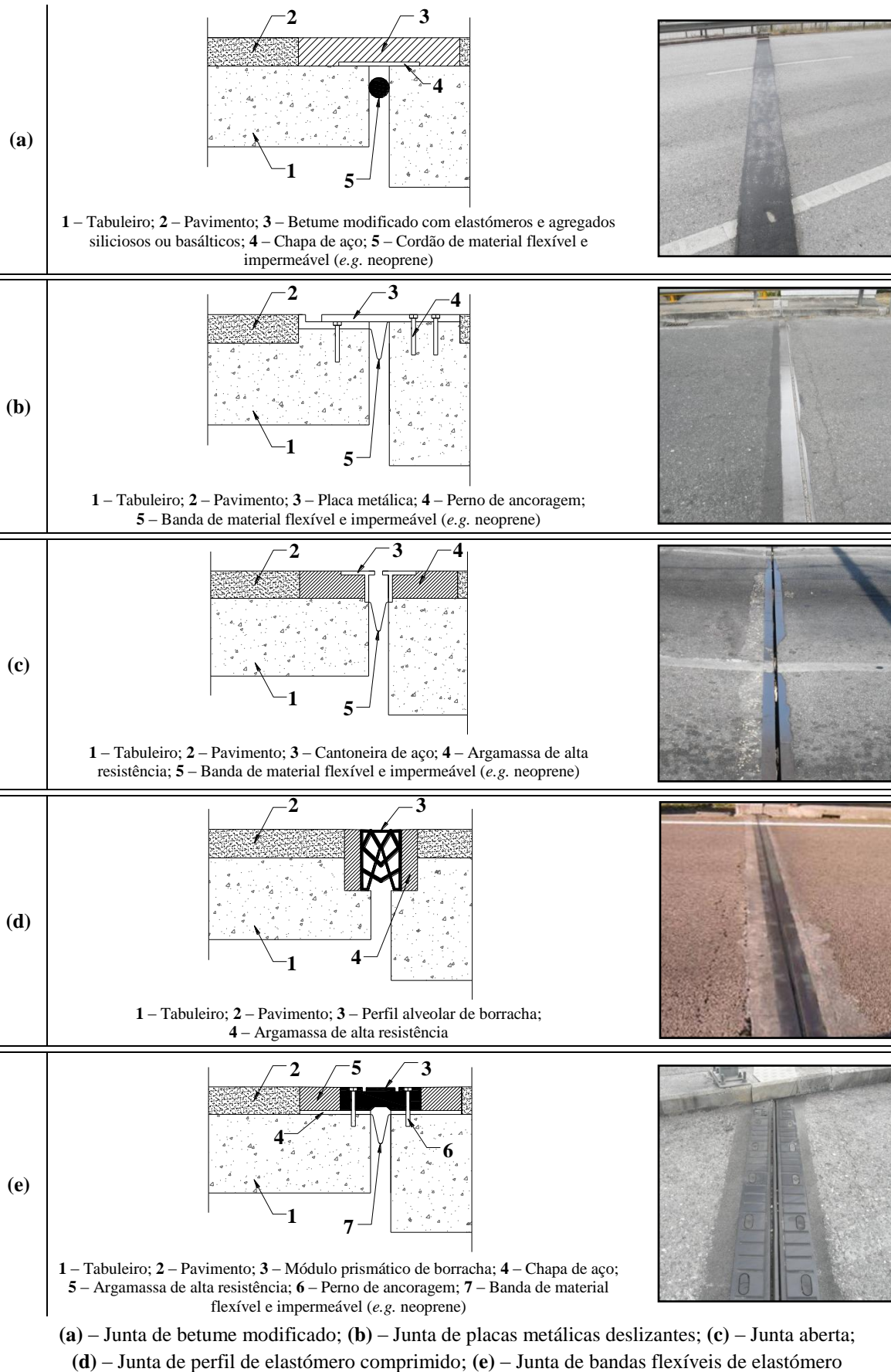


Figura 3.29 – Tipos de juntas de dilatação para tabuleiros mistos madeira-betão.

Fonte: adaptado Lima e de Brito (2009) | (desenhos sem escala)

3.6.6 Guarda-corpos

Os guarda-corpos são elementos de proteção do tráfego pedonal. Em tabuleiros mistos madeira-betão é muito comum a aplicação de guarda-corpos de madeira (ver Figura 3.30), o que facilmente se percebe pela harmonia que conseguem estabelecer com a estrutura do tabuleiro. No entanto, é também possível aplicarem-se guarda-corpos metálicos (ver Figura 3.30).



(Ponte Unido)

Fonte: (TiComTec, sem data)



(Ponte Pikisilta)

Fonte: gentilmente cedidas por Aarne Jutila



(Ponte de Quiaios)

Guarda-corpos de madeira



(Ponte em Bad Lauterberg im Harz)

Fonte: (MIEBACH INGENIEURBÜRO, sem data)

Guarda-corpos metálico

Figura 3.30 – Guarda-corpos aplicados em tabuleiros mistos madeira-betão.

4 BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

4.1 Introdução

O comportamento mecânico de uma estrutura mista madeira-betão depende de um conjunto de fatores, tais como as dimensões da secção transversal dos elementos de madeira e betão e as propriedades mecânicas desses elementos e do sistema de ligação. Neste capítulo é avaliada a influência de cada um destes parâmetros. As conclusões obtidas são resumidas num conjunto de diretrizes que devem ser consideradas no dimensionamento de pontes com tabuleiro misto madeira-betão, incluindo a fase de pré-dimensionamento. No início do capítulo são apresentadas as diferentes metodologias que podem ser seguidas na análise deste tipo de estruturas, com particular enfoque para o modelo seguido nesta tese.

4.2 Pressupostos e metodologia de análise

4.2.1 Introdução

O modelo de análise de estruturas mistas madeira-betão seguido nesta tese baseia-se em duas considerações fundamentais: (i) o escorregamento tangencial relativo na interface madeira-betão não é totalmente restringido, ou seja, a ação compósita entre os elementos de madeira e betão é parcial; e (ii) a relação tensão-deformação dos materiais é linear, independentemente do nível das tensões.

Se a primeira consideração corresponde ao que se verifica na prática, uma vez que os sistemas de ligação (à exceção da ligação colada) apenas asseguram ação compósita parcial entre os elementos, a segunda consideração não é consensual, visto que, conforme se mostra na secção 4.2.2, há autores que têm argumentado que a utilização de modelos não-lineares é mais adequada. Por esse motivo, apresenta-se de seguida uma breve descrição das duas abordagens possíveis (modelos lineares e modelos não-lineares), a partir da qual se justifica a abordagem seguida nesta tese.

4.2.2 Modelos lineares e não-lineares

Os modelos lineares têm sido desenvolvidos por diversos autores, *e.g.* Gjelsvik (1991), Kreuzinger (1995) ou Van der Linden (1999), baseando-se no trabalho pioneiro de Newmark *et al.* (1951). No seguimento destes trabalhos, o Anexo B da EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) propõe um modelo semelhante para a análise de estruturas mistas madeira-madeira, que é geralmente aplicado a estruturas mistas madeira-betão (Ceccotti, 2002; Yeoh *et al.*, 2011). Os modelos lineares referidos não consideram, por exemplo, o efeito da deformação de corte em cada um dos elementos individuais que constituem a estrutura mista, nem a possibilidade de carregamentos axiais. Na tentativa de suprimir algumas destas limitações têm surgido outros modelos lineares, tais como o desenvolvido por Schnabl *et al.* (2007), que considera o efeito da deformação de corte em cada elemento individual, ou os propostos por Girhammar e Gopu (1991) e (1993) e Girhammar e Pan (2007), que admitem carregamentos axiais.

Os modelos não-lineares têm sido também desenvolvidos e implementados por alguns autores. Embora estes modelos possam incluir comportamento não-linear para todos os elementos que constituem a estrutura mista, *e.g.* Van der Linden (1999) e Gattesco (1999), a maioria dos modelos desenvolvidos tem considerado unicamente o comportamento não-linear do sistema de ligação, *e.g.* Ahmadi e Saka (1993), Frangi e Fontana (2003), Čas *et al.* (2007), Dias e Jorge (2011) e Dias (2012), evidenciando a importância que a ligação assume no comportamento mecânico de uma estrutura mista.

Seguidamente avaliam-se as situações em que os modelos não-lineares são particularmente indicados para caracterizar o comportamento da ligação, bem como as situações em que estes podem ser substituídos por modelos lineares sem que com isso se comprometa a segurança ou o comportamento em serviço. Com esse objetivo analisaram-se duas ligações cuja relação força-escorregamento corresponde a situações limite: numa, a relação força-escorregamento é aproximadamente linear até à rotura (ver Figura 4.1), noutra, esta relação é marcadamente não-linear (ver Figura 4.2). As curvas força-escorregamento representadas (a laranja) nas Figuras 4.1 e 4.2 foram determinadas experimentalmente, correspondendo a dois dos sistemas de ligação identificados na revisão bibliográfica (ver secção 2.2). As mesmas figuras incluem (a preto) retas que simulam o comportamento linear das ligações até à rotura (determinadas a partir da rigidez inicial das ligações).

Como se verifica nos exemplos das Figuras 4.1 e 4.2, a relação força-escorregamento para ambas as ligações é praticamente linear até valores da carga na ordem dos 50 % da capacidade última das ligações ou mesmo um pouco superiores. Nestes dois exemplos, a utilização de modelos lineares é perfeitamente ajustada para valores da carga da ordem de grandeza dos que se verificam para Estados Limites de Serviço (ELS).

Já para valores da carga próximos da capacidade última das ligações, a rigidez da solução experimental é inferior (principalmente na ligação com varões de aço em “X”) à rigidez inicial. Se se tiver em consideração que quanto menor for a rigidez da ligação, menor é a ação compósita e portanto maior é o escorregamento na interface madeira-betão e maiores são as tensões máximas nos elementos, os modelos lineares não se encontram do lado da segurança. Nesta perspetiva, o modelo de análise seguido nesta tese, que considera comportamento linear da ligação, propõe um fator de redução da rigidez para verificação dos Estados Limites Últimos (ELU), conforme se mostra na Tabela 4.1.

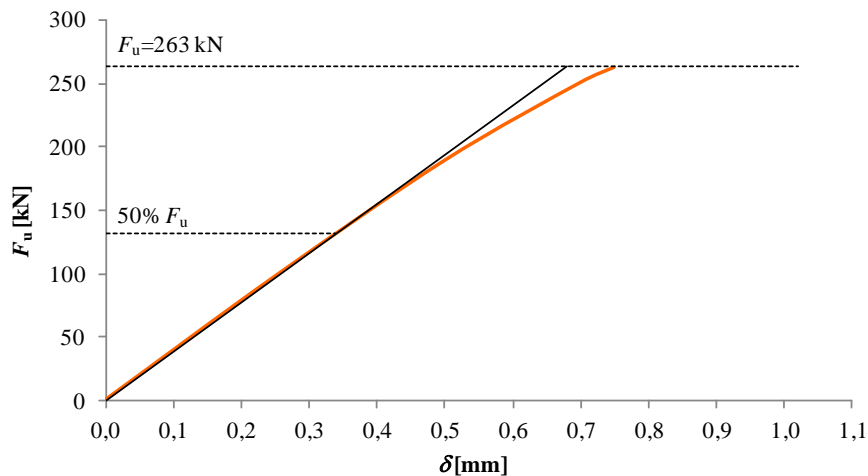


Figura 4.1 – Curva força-escorregamento para sistema de ligação com entalhes.
Fonte: adaptado de Aldi e Kuhlmann (2010)

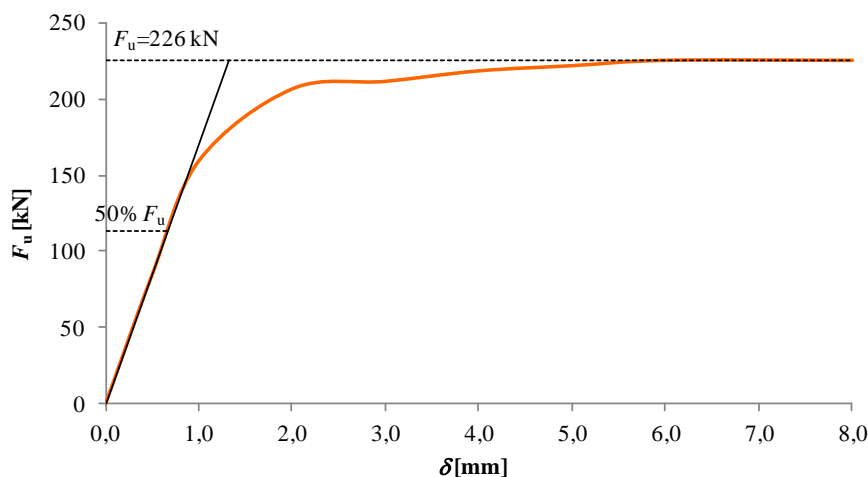


Figura 4.2 – Curva força-escorregamento para sistema de ligação com varões de aço em “X”.
Fonte: adaptado de Aldi e Kuhlmann (2010)

Comparando ambos os modelos, os lineares são obviamente menos complexos que os não-lineares, apresentando como maior vantagem a fácil aplicação prática (Le Roy *et al.*, 2009; Dias, 2012). Além disso, fornecem resultados rigorosos para níveis de carga que correspondam a um comportamento das estruturas próximo do linear (Van der Linden, 1999).

Por sua vez, os modelos não-lineares aumentam a precisão da análise, o que pode ser determinante a partir de um determinado nível de tensões (Gjelsvik, 1991).

A escolha do modelo mais adequado depende, sobretudo, das características dos materiais, nomeadamente do seu comportamento, quando sujeitos (i) a cargas próximas da capacidade de carga última, conforme demonstrado anteriormente para o sistema de ligação, ou (ii) a fenómenos diferidos relacionados com a fluência e retração ao longo do tempo, uma vez que as não-linearidades têm tendência para se manifestar de forma mais determinante com o tempo (Ahmadi e Saka, 1993; Van der Linden, 1999).

4.2.3 Modelo de análise seguido

Conforme mencionado anteriormente, o modelo de análise seguido nesta tese considerou comportamento elástico-linear para todos os elementos que compõem uma estrutura mista madeira-betão, incluindo o sistema de ligação. Pretendeu-se utilizar uma abordagem que facilitasse a compreensão do problema e que desse origem a metodologias simples de cálculo; por outro lado, esta tem sido a estratégia correntemente seguida na análise e dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão, incluindo tabuleiros de pontes (Dias *et al.*, 2011).

Como a utilização de modelos lineares poderá não se encontrar do lado da segurança na verificação dos ELU e de longo-prazo, quando os efeitos da não-linearidade são mais relevantes, a EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) e a NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) propõem que se utilizem valores reduzidos das propriedades de rigidez dos materiais para considerar, entre outros, o efeito das não-linearidades (ver Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Redução do valor da rigidez dos elementos em estruturas mistas madeira-betão.

Elemento	Análise de curto-prazo	Análise de longo-prazo	
		Cargas permanentes	Cargas quase-permanentes
ELU			
Madeira	E_t	$E_{t,\infty} = E_t / \left(1 + \frac{(G+Q\psi_2)k_{\text{def}}}{G+Q} \right)$	
Betão	E_{cm}	$E_{\text{cm},\infty} = E_{\text{cm}} / \left(1 + \frac{(G+Q\psi_2)\varphi_{(\infty,t_0)}}{G+Q} \right)$	
Ligação	$K_u = \frac{2}{3} K_{\text{ser}}$	$K_{u,\infty} = K_u / \left(1 + \frac{(G+Q\psi_2)k_{\text{def}}}{G+Q} \right)$	
ELS			
Madeira	E_t	$E_{t,\infty} = E_t / (1+k_{\text{def}})$	$E_{t,\infty} = E_t / (1+\psi_2 k_{\text{def}})$
Betão	E_{cm}	$E_{\text{cm},\infty} = E_{\text{cm}} / (1+\varphi_{(\infty,t_0)})$	$E_{\text{cm},\infty} = E_{\text{cm}} / (1+\psi_2 \varphi_{(\infty,t_0)})$
Ligação	K_{ser}	$K_{\text{ser},\infty} = K_{\text{ser}} / (1+k_{\text{def}})$	$K_{\text{ser},\infty} = K_{\text{ser}} / (1+\psi_2 k_{\text{def}})$

Nas expressões da Tabela 4.1, E_t é o valor médio do módulo de elasticidade da madeira, E_{cm} é o valor do módulo de elasticidade secante do betão, K_{ser} e K_u são, respetivamente, os módulos de escorregamento da ligação para a verificação dos ELS e dos ELU, G e Q referem-se, respetivamente, às ações permanentes e variáveis, ψ_2 é o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável – de acordo com a NP EN 1990 (IPQ, 2009a), $\psi_2 \leq 1$ ($\psi_2 = 0$ no caso de ações do tráfego ou vento), k_{def} é o fator de deformação para elementos de madeira, definido na Tabela 3.2 da EN 1995-1-1 (CEN, 2004a), e $\varphi_{(\infty,10)}$ é o valor final do coeficiente de fluência do betão, que, de forma simplificada, pode ser determinado a partir da Figura 3.1 da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a).

Uma questão extremamente relevante na modelação de tabuleiros mistos madeira-betão é a distribuição transversal das cargas pontuais entre os elementos de madeira, não só porque estas cargas são elevadas, mas também porque o elemento de betão tem uma espessura considerável, logo uma elevada rigidez de flexão. Uma das formas de considerar a distribuição transversal de cargas consiste em modelar os tabuleiros através do método dos elementos finitos. Outras formas, menos exatas, também podem ser utilizadas, como por exemplo, a consideração de um determinado valor das cargas pontuais sobre uma única viga mista – esse valor pode corresponder (i) ao valor máximo de dimensionamento, conduzindo a resultados conservadores, ou (ii) a um valor estabelecido na bibliografia, o que poderá levar a resultados mais próximos dos reais, mas que poderão não se encontrar do lado da segurança, uma vez que esse valor é obtido para condições específicas dos próprios estudos – por exemplo, os resultados obtidos nos ensaios de carga *in situ* realizados na *Ponte de Quiaios* permitiram concluir que mais de 50 % do valor de uma carga pontual aplicada sobre uma viga mista pode ser suportado pelas restantes vigas, dependendo da posição transversal e longitudinal da carga (Dias *et al.*, 2011; Dias *et al.*, 2013).

Nesta tese, os tabuleiros mistos madeira-betão foram modelados pelo método dos elementos finitos, com o *software* SAP2000[®] (CSI, 2011), utilizando elementos *shell* para definir a laje de betão armado, elementos *frame*, orientados na direção longitudinal, para definir as vigas de madeira e elementos *link* para definir a ligação entre as vigas de madeira e a laje de betão armado. Este modelo é sustentado pelas seguintes hipóteses básicas:

- Os elementos de madeira e betão e o sistema de ligação têm comportamento elástico-linear;
- A secção transversal de cada viga apresenta um plano de simetria vertical e é constante na direção longitudinal;
- A hipótese de Euler-Bernoulli é válida para cada elemento individualmente (madeira e betão), ou seja, a deformação de corte em cada elemento é desprezada;
- Os elementos de madeira e betão, bem como a interface madeira-betão são transversalmente rígidos, o que se traduz em deslocamentos verticais iguais para pontos inicialmente na mesma secção transversal das vigas;

- Não existe atrito na interface madeira-betão.

O Anexo B (desta tese) detalha a modelação utilizada. Um modelo em tudo semelhante a este foi usado e validado por Dias *et al.* (2013) para a análise dos resultados dos ensaios *in situ* efetuados na *Ponte de Quiaios* (ver secção 2.2.4).

O modelo anterior seria suficiente para determinar o valor das tensões, esforços e deformações individuais em cada um dos elementos e, a partir destes, proceder ao seu dimensionamento. No entanto, nesta tese esse modelo foi apenas utilizado para determinar o valor dos esforços e deformações globais no tabuleiro, sendo as tensões em cada um dos elementos, na direção longitudinal, determinadas através do modelo elástico-linear supramencionado (proposto no Anexo B da EN 1995-1-1), introduzindo-se os valores dos esforços globais nas expressões 4.9 a 4.12 apresentadas seguidamente. Poder-se-ia, então, pensar que a utilização do modelo do Anexo B da EN 1995-1-1 é completamente dispensável para efeitos de dimensionamento. De facto, isso é verdade, no entanto este modelo, conforme já mencionado, é amplamente referido por diversos autores como o método tipicamente usado para dimensionado de estruturas mistas madeira-betão, incluindo pontes, podendo o seu conhecimento ser muito útil para qualquer projetista que necessite de projetar pontes mistas madeira-betão, quer seja para realizar um pré-dimensionamento expedito, quer seja para analisar de forma simples e rápida aspetos específicos, como por exemplo, tensões nos elementos. Além disso, este modelo será utilizado na próxima secção para estabelecer diretrizes para o pré-dimensionamento deste tipo de estruturas.

De acordo com o modelo proposto no Anexo B da EN 1995-1-1, as tensões são calculadas para vigas mistas madeira-betão isoladas (ver Figura 4.3). A laje de betão armado, além de proporcionar a rigidez na direção transversal e a rigidez de torção do tabuleiro, representa também o banzo comprimido das vigas, pelo que, de facto, os tabuleiros podem ser entendidos como um conjunto de vigas mistas madeira-betão ligadas transversalmente por uma laje de betão armado. Antes de se apresentar este modelo, referem-se as hipóteses básicas que o sustentam:

- O sistema de ligação é contínuo na interface madeira-betão e considera de forma aproximada a rigidez dos ligadores (dada pelo módulo de escorregamento K), expressa por unidade de espaçamento s , entre estes;
- O carregamento é transversal ao plano médio do tabuleiro, ou seja, não são consideradas cargas com direção paralela a este plano. No entanto, como os tabuleiros estão sujeitos a forças tangenciais à superfície do elemento de betão, devido às ações de travagem e aceleração dos veículos (ver secção 4.4.1), admitiu-se que o sistema de ligação tem capacidade resistente suficiente para absorver o acréscimo de esforço de corte correspondente (na prática, a resistência da ligação é tipicamente suficiente para suportar

este acréscimo de tensão, conforme se demonstra no final da secção 4.3.4). Além disso, é ignorado o correspondente momento distribuído associado à excentricidade entre a superfície do tabuleiro e o seu plano médio.

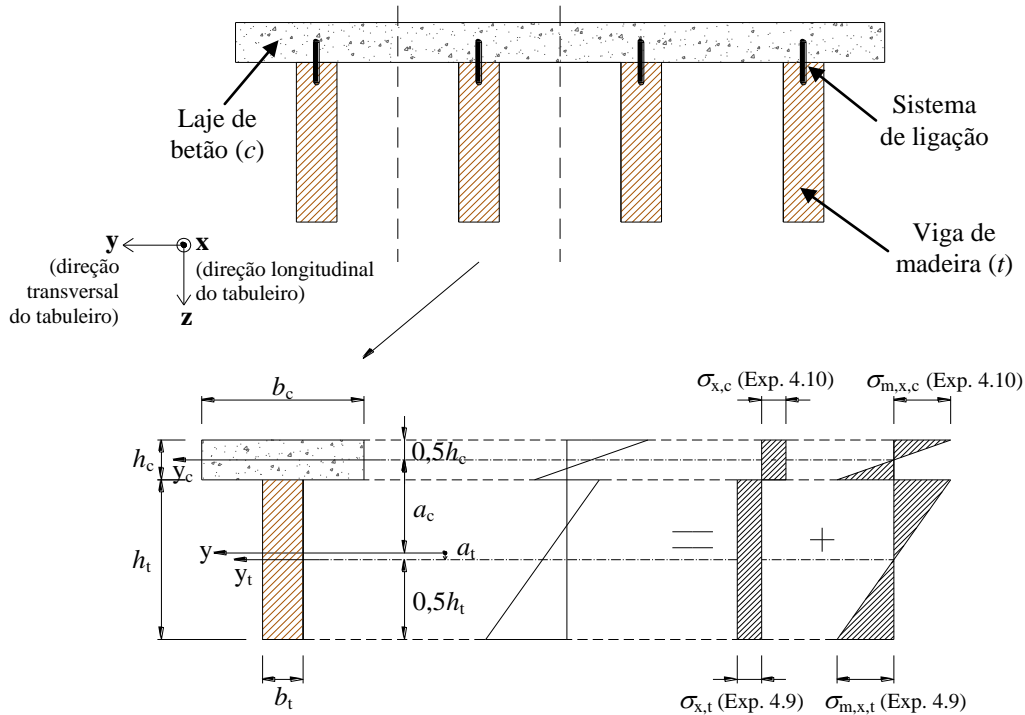


Figura 4.3 – Parâmetros utilizados na determinação das tensões na secção transversal de uma viga mista madeira-betão.

De forma a considerar a ação compósita parcial entre os elementos de madeira e betão, o modelo seguido nesta tese determina uma rigidez efetiva à flexão $(EI)_{ef}$, que considera a rigidez da ligação através do coeficiente de ação compósita γ , determinado de acordo com a expressão 4.4, e que varia entre 0, para ação compósita nula, e 1, para ação compósita total. O valor de $(EI)_{ef}$ é dado pela expressão 4.1:

$$\begin{aligned}
 (EI)_{ef} &= (E_c I_c + \gamma E_c A_c a_c^2) + (E_t I_t + E_t A_t a_t^2) = \\
 &= \frac{1}{\frac{1}{E_t A_t} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{\left(\frac{l_0}{\pi}\right)^2 \frac{K}{s}}} \left(\frac{h_c + h_t}{2}\right)^2 + E_c I_c + E_t I_t
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

onde os índices c e t se referem, respetivamente, aos materiais betão e madeira: A é a área da secção transversal, determinada de acordo com as expressões 4.2, sendo b e h , respetivamente, a largura e a altura da secção transversal; I é o momento de inércia da secção transversal em torno de um eixo horizontal baricêntrico y_c e y_t , paralelo ao eixo dos yy , determinado de acordo com as expressões 4.3; E é o valor do módulo de elasticidade; e a é a distância do centro geométrico de cada elemento ao eixo neutro equivalente da secção mista, determinada de acordo com as expressões 4.5,

$$A_c = b_c h_c ; A_t = b_t h_t \quad (4.2)$$

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} ; I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} \quad (4.3)$$

$$\gamma = \left(1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{l_0^2 K} \right)^{-1} \quad (4.4)$$

$$a_c = \frac{1}{2}(h_c + h_t) - a_t ; a_t = \frac{\gamma E_c A_c (h_c + h_t)}{2(\gamma E_c A_c + E_t A_t)} \quad (4.5)$$

onde K é o módulo de escorregamento da ligação (K_{ser} para ELS e K_u para ELU, conforme referido na Tabela 4.1), s é o espaçamento entre ligadores e l_0 é a distância entre pontos de momento fletor nulo ($l_0 = l$, para vigas simplesmente apoiadas, sendo l o vão da viga). A primeira parcela da expressão 4.1 representa o acréscimo de rigidez de flexão devido à ação compósita ($(EI)_{ef} - (EI)_{ef,min}$, sendo $(EI)_{ef,min}$ a rigidez efetiva à flexão considerando ação compósita nula).

Se o espaçamento transversal entre elementos de madeira for elevado, a distribuição das tensões normais longitudinais nos banzos de betão não é uniforme, devido à deformabilidade por corte (*shear lag*), logo a deformação de corte no plano do elemento de betão não pode ser desprezada e a hipótese de Euler-Bernoulli não é válida na direção transversal.

De modo a poder-se admitir uma distribuição uniforme de tensões longitudinais e a utilizar a hipótese de Euler-Bernoulli, recorre-se ao conceito de largura efetiva do banzo $b_{eff,c}$, considerando a possibilidade de redução da largura do banzo de betão comprimido, que de acordo com o estipulado na EN 1995-2 (CEN, 2004b) é calculada pela expressão 4.6:

$$b_{eff,c} = b_t + b_{eff,c,esq} + b_{eff,c,dir} \quad (4.6)$$

onde $b_{eff,c,esq}$ e $b_{eff,c,dir}$ são as larguras efetivas das abas de betão, determinadas, de acordo com a NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a), pela expressão 4.7:

$$b_{eff,c,i} = 0,2b_{c,i} + 0,1l \leq \min \{ 0,2l ; b_{c,i} \} \quad (4.7)$$

onde $b_{eff,c,i}$ e $b_{c,i}$ são, respetivamente, a largura efetiva e a largura de cada aba de betão.

No entanto, na grande maioria das situações práticas, o espaçamento transversal entre elementos de madeira é suficientemente pequeno para que o efeito do *shear lag* possa ser desprezado à partida, o que resulta num aproveitamento total do elemento de betão. Para o caso de vigas mistas madeira-betão, basta que seja satisfeita a expressão 4.8:

$$l / b_{c,i} \geq 8 \quad (4.8)$$

Com base no modelo proposto no Anexo B da EN 1995-1-1, as tensões máximas devidas à flexão em vigas mistas madeira-betão são dadas em valor absoluto pelas expressões 4.9 e 4.10:

$$\sigma_{x,t} = \frac{E_t a_t M_y}{(EI)_{ef}} \quad ; \quad \sigma_{m,x,t} = \frac{E_t h_t M_y}{2(EI)_{ef}} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{x,c} = \frac{\gamma E_c a_c M_y}{(EI)_{ef}} \quad ; \quad \sigma_{m,x,c} = \frac{E_c h_c M_y}{2(EI)_{ef}} \quad (4.10)$$

onde M_y é o momento fletor em torno do eixo dos yy , σ_x é a tensão normal devida à extensão axial ao nível do eixo de cada elemento e $\sigma_{m,x}$ é a tensão normal nas faces horizontais dos elementos devida à curvatura.

A tensão de corte máxima no elemento de madeira τ_t é calculada com base na expressão 4.11 e o esforço de corte na ligação F é dada pela expressão 4.12:

$$\tau_t = \frac{E_t h_t^2}{2(EI)_{ef}} V_z \quad (4.11)$$

$$F = \frac{\gamma E_c A_c a_c s}{(EI)_{ef}} V_z \quad (4.12)$$

onde V_z é o esforço transversal segundo o eixo dos zz .

A dedução completa destas expressões pode ser encontrada, por exemplo, na lição B11 do STEP (Kreuzinger, 1995). As tensões determinadas pelas expressões anteriores são utilizadas posteriormente no processo de dimensionamento aquando da verificação de segurança dos elementos (ver Anexo E).

4.3 Diretrizes para o pré-dimensionamento

4.3.1 Introdução

Considere-se a secção de uma viga mista do tipo já descrito, ou seja, formada pela sobreposição de dois elementos de materiais distintos. A rigidez à flexão desta secção mista foi denotada, anteriormente, $(EI)_{ef}$. Se não existir ligação entre os dois elementos que constituem a secção (ação compósita nula), esta rigidez é dada pela soma simples da rigidez de cada um dos elementos, que se denotará $(EI)_{ef,min}$. A ligação dos dois elementos tem como consequência o aumento da rigidez à flexão da secção $(EI)_{ef}$, sendo esse valor tanto maior quanto maior for a rigidez da ligação (ver expressão 4.1), que pode ser medida pelo coeficiente de ação compósita γ (CEN, 2004a).

Para dois elementos de secção e materiais fixos, a rigidez $(EI)_{ef}$ é máxima, e denota-se $(EI)_{ef,max}$, quando se tem ação compósita total ($\gamma=1$), sendo possível provar que $(EI)_{ef,max} \leq 4(EI)_{ef,min}$. O valor extremo $(EI)_{ef,max} = 4(EI)_{ef,min}$ só pode ser atingido para certas combinações de materiais e de dimensões relativas da secção dos elementos, conforme se mostra na secção 4.3.2. Ou seja, se se arbitrarem estes valores, ter-se-á normalmente $(EI)_{ef,min} < (EI)_{ef,max} < 4(EI)_{ef,min}$. Resumindo, é possível escrever que, para a grande maioria dos casos, $(EI)_{ef,min} \leq (EI)_{ef} \leq (EI)_{ef,max} < 4(EI)_{ef,min}$.

Deste modo, pode-se estabelecer um novo parâmetro, o nível de eficiência compósita de uma secção mista madeira-betão *NEC*, dado pela expressão 4.13:

$$NEC = \frac{1}{3} \frac{(EI)_{ef} - (EI)_{ef,min}}{(EI)_{ef,min}} \times 100 \quad (\%) \quad (4.13)$$

De acordo com o que se referiu anteriormente, para uma dada combinação de materiais e dimensões, o nível de eficiência compósita varia entre 0 e um máximo, geralmente inferior a 100 %, quando se faz variar o coeficiente de ação compósita γ entre 0 e 1. Ou seja, para uma dada combinação de materiais e dimensões, o valor máximo do *NEC* ocorre para $\gamma=1$, mas mesmo neste caso ($\gamma=1$), é tipicamente inferior a 100% (*i.e.* geralmente, $NEC_{max} < 100\%$).

4.3.2 Influência das dimensões da secção dos elementos de madeira e betão

Os parâmetros que definem a secção transversal de uma viga mista madeira-betão influenciam obviamente a sua rigidez e resistência, como em qualquer viga, e condicionam também o nível de eficiência compósita. O estudo que se apresenta de seguida estabelece a relação entre as dimensões da secção transversal dos elementos de madeira e betão e o nível de eficiência compósita da estrutura mista.

De acordo com a expressão 4.1, fixando o valor de γ , a rigidez efetiva à flexão de uma viga mista madeira-betão $(EI)_{ef}$ vai depender apenas dos módulos de elasticidade e das dimensões da secção transversal dos elementos. A análise das expressões 4.1 a 4.5 permite observar que a variação, de um dado valor percentual, do módulo de elasticidade ou da largura de qualquer um dos elementos tem exatamente o mesmo efeito, ou seja, não necessitam de ser analisados de forma independente (aliás, é esse mesmo resultado que justifica o conceito de secção equivalente, ver Dias da Silva (2004)). Assim, fixou-se a relação entre os módulos de elasticidade e a largura dos elementos através do seguinte coeficiente de rigidez relativa,

$$C_p = (E_c / E_t) \times (b_c / b_t) \quad (4.14)$$

e determinaram-se valores ideais da razão h_c/h_t , *i.e.* os valores de h_c/h_t que permitem maximizar *NEC*.

Para a razão b_c/b_t foram considerados diferentes valores, relacionados com a geometria da secção transversal das duas tipologias de tabuleiros mistos madeira-betão identificadas na secção 3.3.1, correspondendo a secções compactas ($b_c/b_t = 1$), semelhantes ao que se verifica em “tabuleiros viga-laje”, e secções esbeltas ($b_c/b_t = 3, 4, 6$ e 7), de modo a incluir todo o espectro de possibilidades que podem ocorrer em “tabuleiros viga-T”.

Já para a razão E_c/E_t assumiu-se um valor constante e igual a 2,7. Este valor foi estabelecido com base nas classes de resistência do betão e da madeira tipicamente aplicadas em pontes mistas madeira-betão (ver secção 4.3.3), para as quais a razão E_c/E_t varia entre, aproximadamente, 2,3 e 3,0. Nos casos em que o valor efetivo de E_c/E_t é diferente de 2,7, a consideração deste valor corresponde a tomar para a razão b_c/b_t um valor ligeiramente diferente do efetivo.

A Figura 4.4 apresenta a razão entre a rigidez efetiva à flexão considerando ação compósita total $(EI)_{ef,max}$ e nula $(EI)_{ef,min}$ e a altura relativa dos elementos de betão e madeira, para vigas mistas madeira-betão com diferentes valores de C_p (2,7; 8,1; 10,8; 16,2 e 18,9).

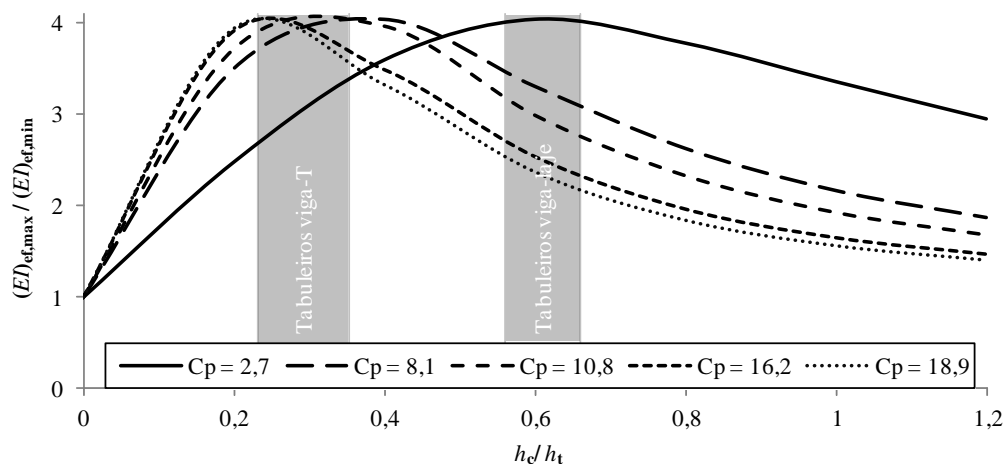
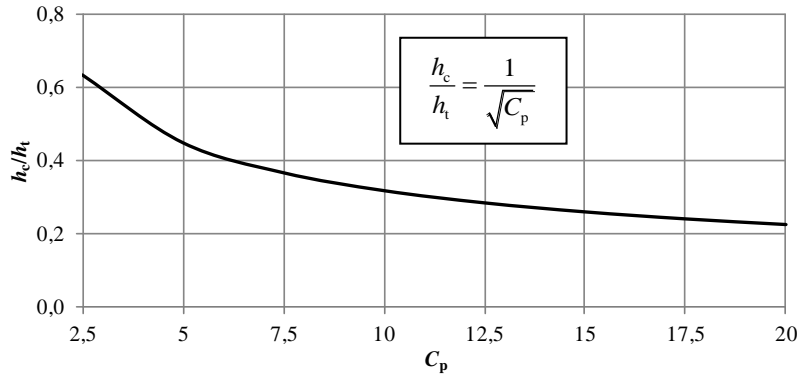


Figura 4.4 – Razão entre a rigidez efetiva à flexão para ação compósita total e nula em função da altura relativa dos elementos de betão e madeira.

O gráfico da Figura 4.4 esclarece qual a razão h_c/h_t que permite maximizar a razão $(EI)_{ef,max}/(EI)_{ef,min}$ das vigas e, conseqüentemente, o seu nível máximo de eficiência compósita (note-se que $(EI)_{ef,max}/(EI)_{ef,min} = 3NEC_{max} + 1$). Conforme se pode verificar, quanto maior é o coeficiente C_p , ou seja, quanto maior é a razão $E_c b_c/E_t b_t$, menor é a razão h_c/h_t que permite maximizar a ação compósita.

A mesma conclusão pode ser obtida a partir do gráfico da Figura 4.5, que representa a razão h_c/h_t correspondente ao nível de eficiência compósita de 100 % em função do coeficiente C_p . A relação anterior é definida pela expressão apresentada no gráfico, a qual é estabelecida seguidamente para o caso geral da viga mista madeira-betão representada na Figura 4.3 (Providência, 2014).



Começa-se por homogeneizar a secção, determinando um valor equivalente b_c para a largura do elemento de betão, e utilizando-o em vez da largura efetiva $b_{\text{eff},c}$,

$$b_c = b_{\text{eff},c} (E_c / E_t) \quad (4.15)$$

Seguidamente determina-se a posição do centro de gravidade da secção mista homogeneizada:

$$x_g = \frac{b_c h_c (h_c / 2) + b_t h_t (h_c + h_t / 2)}{b_c h_c + b_t h_t} \quad (4.16)$$

sendo x_g a distância do centro de gravidade da secção mista ao topo do elemento de betão.

Considerando:

$$h_c / h_t = 1 / \alpha \quad \text{e} \quad C_p = \beta \quad (4.17)$$

x_g é dada pela expressão 4.18:

$$x_g = \frac{h_c \beta + \alpha (2 + \alpha)}{2 \beta + \alpha} \quad (4.18)$$

Uma vez conhecida a posição do centro de gravidade, pode-se então determinar os momentos de inércia para os casos de ação compósita nula $I_{\text{ef},\text{min}}$ e ação compósita total $I_{\text{ef},\text{max}}$ através das expressões 4.19 e 4.20:

$$I_{\text{ef},\text{min}} = \frac{b_c h_c^3}{12} + \frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{b_t h_c^3}{12} (\beta + \alpha^3) \quad (4.19)$$

$$\begin{aligned} I_{\text{ef},\text{max}} &= \frac{b_c h_c^3}{12} + \frac{b_t h_t^3}{12} + b_c h_c \left(\frac{h_c}{2} - x_g \right)^2 + b_t h_t \left(h_c + \frac{h_t}{2} - x_g \right)^2 = \\ &= \frac{b_t h_c^3}{12} \left[(\beta + \alpha^3) + 3\beta \left(1 - \frac{x_g}{h_c/2} \right)^2 + 3\alpha \left(2 + \alpha - \frac{x_g}{h_c/2} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (4.20)$$

A maximização da razão $I_{\text{ef},\text{max}} / I_{\text{ef},\text{min}}$, dada pela resolução do sistema de equações seguinte, permite então determinar a relação entre α e β , i.e. entre h_c/h_t e C_p , de modo a que seja possível atingir NEC_{max} ,

$$\begin{cases} \frac{d}{d\alpha} \left(\frac{I_{\text{ef},\text{max}}}{I_{\text{ef},\text{min}}} \right) = 0 \\ \frac{d}{d\beta} \left(\frac{I_{\text{ef},\text{max}}}{I_{\text{ef},\text{min}}} \right) = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \frac{d}{d\alpha} \left(\frac{\alpha^4 + 4\alpha\beta + 6\alpha^2\beta + 4\alpha^3\beta + \beta^2}{(\alpha + \beta)(\alpha^3 + \beta)} \right) = 0 \\ \frac{d}{d\beta} \left(\frac{\alpha^4 + 4\alpha\beta + 6\alpha^2\beta + 4\alpha^3\beta + \beta^2}{(\alpha + \beta)(\alpha^3 + \beta)} \right) = 0 \end{cases} \rightarrow \beta = \alpha^2 \Leftrightarrow \boxed{\frac{h_c}{h_t} = \frac{1}{\sqrt{C_p}}}$$

Substituindo este maximizante em (4.18) obtém-se $x_{g,\text{max}} = h_c$, e substituindo-o conjuntamente com este resultado em (4.20) obtém-se $I_{\text{ef},\text{max}} = 4I_{\text{ef},\text{min}}$, i.e. $NEC_{\text{max}} = 100\%$. Assim se demonstra que a rigidez de flexão elástica máxima de uma secção mista de dois materiais elástico-lineares sobrepostos em duas camadas é igual ao quádruplo da rigidez que ocorreria se as camadas não estivessem ligadas. Além disso, também se verifica que este máximo ocorre quando o centro de gravidade da secção homogeneizada se situa justamente sobre a interface dos dois elementos.

Figura 4.5 – Razão entre a altura relativa dos elementos de betão e madeira em função do coeficiente de rigidez relativa, para que se atinja um nível de eficiência compósita de 100 %.

No caso de “vigas-laje” ($C_p = 2,7$), o valor ideal de h_c/h_t situa-se próximo de 0,6. Já no caso de “vigas-T” ($C_p = 8,1$ a 18,9), dependendo da esbelteza da secção, os valores ideais de h_c/h_t podem variar entre, aproximadamente, 0,23 e 0,35. As zonas sombreadas na Figura 4.4 incluem os intervalos referidos.

Os valores anteriores correspondem a ideais teóricos que permitem maximizar o nível de eficiência compósita das vigas. Com o objetivo de avaliar se este critério tem sido seguido na prática, determinaram-se os valores de h_c/h_t e C_p para as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada (barras a preto na Figura 4.6), nos casos em que foi possível aceder a essa informação.

Esses valores foram seguidamente comparados com os valores ideais teóricos de h_c/h_t (barras a verde na Figura 4.6), determinados para intervalos de C_p de 2,5 unidades (entre um mínimo de 0 e um máximo de 20), tendo-se calculado a média aritmética das razões h_c/h_t , indicados na Figura 4.5, para cada um dos extremos desse intervalo (por exemplo, para C_p pertencente a $[2,5;5]$, $h_c/h_t = (0,63 + 0,45) / 2 = 0,54$).

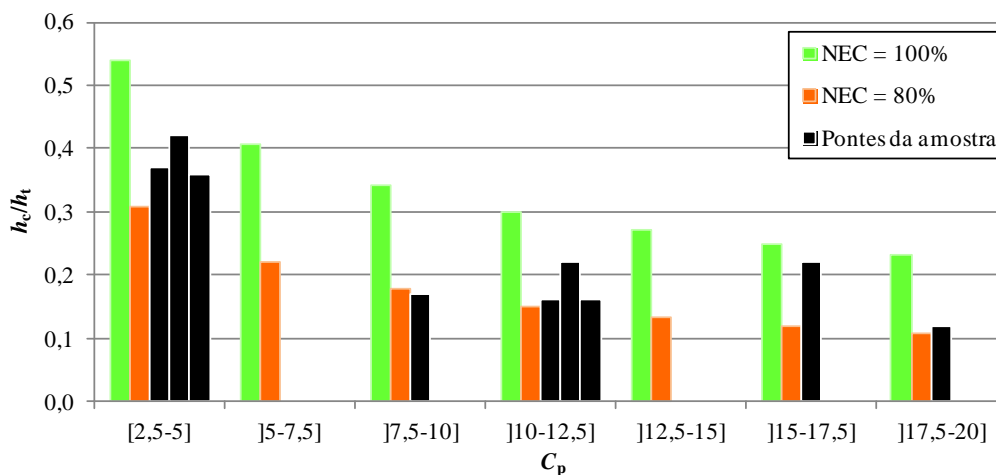


Figura 4.6 – Razão entre a altura relativa dos elementos de betão e madeira em função do coeficiente de rigidez relativa para as pontes da amostra estudada.

A partir da análise da Figura 4.6, verifica-se que o valor de h_c/h_t para as pontes da amostra está relativamente próximo do valor correspondente a um nível de eficiência de 80 %, *i.e.* $(EI)_{ef,max}/(EI)_{ef,min} = 3,4$ (barras a laranja na Figura 4.6). Este resultado é, então, utilizado para estabelecer o seguinte critério de pré-dimensionamento: $(EI)_{ef,max} \geq 3,4(EI)_{ef,min}$.

4.3.3 Influência das propriedades mecânicas da madeira e do betão

O estudo que se apresenta de seguida pretende avaliar o efeito da variação das propriedades mecânicas do betão e da madeira, nomeadamente do módulo de elasticidade, na rigidez efetiva de vigas mistas madeira-betão.

Para efetuar este estudo estabeleceram-se duas tipologias de viga mista madeira-betão, cuja geometria da secção transversal obedece aos seguintes critérios:

- “Viga-T”: secção esbelta com $b_c/b_t = 4$, $h_c/h_t = 0,30$ e $h_t = 3,4b_t$;
- “Viga-laje”: secção compacta com $b_c/b_t = 1$, $h_c/h_t = 0,60$ e $h_t = b_t$.

As razões h_c/h_t foram obtidas a partir do gráfico da Figura 4.5, correspondendo aos valores que permitem maximizar o nível de eficiência compósita das vigas. No que diz respeito à relação entre as dimensões da secção de madeira h_t e b_t , para o caso de “viga-T” considerou-se um valor ajustado ao que se obteve no dimensionamento de “tabuleiros viga-T” (ver Anexo D), e para o caso de “viga-laje” considera-se que os “tabuleiros viga-laje” são constituídos por módulos individuais de vigas mistas madeira-betão, cuja largura b_t corresponde à distância transversal entre os ligadores e é igual à altura h_t .

Relativamente às classes de resistência dos materiais, a análise que aqui se propõe procura considerar todas as possibilidades plausíveis em pontes mistas madeira-betão. Para o betão, e por questões relacionadas com a sua durabilidade, considerou-se que a classe mínima aplicável seria C30/37 ($E_t = 33$ GPa). Relativamente à classe máxima, considerou-se C40/50 ($E_t = 35$ GPa). A título informativo, refira-se que a NP EN 1994-1-1 (IPQ, 2011), relativa ao projeto de estruturas mistas aço-betão, não engloba betões com classes de resistência inferior a C20/25 ou superiores a C60/75. No que concerne à madeira, admitiu-se que E_t pode variar entre um mínimo de 11,5 GPa (GL 24h) e um máximo de 14,2 GPa (GL 32h).

A Tabela 4.2 apresenta o incremento da rigidez efetiva à flexão de vigas mistas madeira-betão em função do aumento do módulo de elasticidade da madeira e do betão. A situação padrão ($E_t = 11,5$ GPa e $E_c = 33$ GPa) foi comparada com outras duas situações: (i) incremento dos módulos de elasticidade plausível de se verificar na prática, ou seja, para $E_c = 35$ GPa (6 %) e para $E_t = 14,2$ GPa (23%) e (ii) aumento unitário (ou seja, de igual valor) dos módulos de elasticidade. A Tabela 4.2 considerou ainda duas situações particulares quanto ao nível de ação compósita, sendo calculado o incremento de rigidez efetiva à flexão para ação compósita total $(EI)_{ef,max}$ e ação compósita nula $(EI)_{ef,min}$.

Conforme referido no início da secção anterior, a rigidez efetiva à flexão de uma viga mista madeira-betão depende das dimensões da secção transversal e do módulo de elasticidade dos elementos e do coeficiente de ação compósita γ . Uma vez que (i) as dimensões dos elementos, pelos critérios referidos anteriormente, se relacionam entre si, (ii) o módulo de elasticidade é um valor constante e (iii) o coeficiente γ também é constante (assumindo o valor 1 para $(EI)_{ef,max}$ e o valor 0 para $(EI)_{ef,min}$), o incremento de rigidez efetiva à flexão (que representa uma variação) será sempre o mesmo independentemente da secção transversal da viga mista madeira-betão. Por este motivo, considerou-se uma única secção transversal para cada uma das duas tipologias de vigas admitidas (ver Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Influência do aumento do módulo de elasticidade da madeira e do betão na rigidez efetiva de vigas mistas madeira-betão.

			Incremento de $(EI)_{ef,max}$	Incremento de $(EI)_{ef,min}$
“Viga-T”				
(madeira – $b_t = 240$ mm e $h_t = 816$ mm; betão – $b_c = 960$ mm e $h_c = 245$ mm)				
Situação padrão $(EI)_{ef,max} = 6,546 \times 10^{14}$ Nmm ² $(EI)_{ef,min} = 1,636 \times 10^{14}$ Nmm ²	Aumento de E_c	6 %	1,34 %	1,43 %
		unitário	22 %	24 %
	Aumento de E_t	23 %	17,44 %	17,92 %
		unitário	76 %	78 %
“Viga-laje”				
(madeira – $b_t = 200$ mm e $h_t = 200$ mm; betão – $b_c = 200$ mm e $h_c = 120$ mm)				
Situação padrão $(EI)_{ef,max} = 0,993 \times 10^{13}$ Nmm ² $(EI)_{ef,min} = 0,248 \times 10^{13}$ Nmm ²	Aumento de E_c	6 %	2,19 %	2,32 %
		unitário	36 %	39 %
	Aumento de E_t	23 %	13,88 %	14,49 %
		unitário	60 %	63 %

Como se pode verificar na Tabela 4.2, o incremento percentual da rigidez efetiva à flexão de vigas mistas madeira-betão é da mesma ordem de grandeza para ambos os níveis de ação compósita, pelo que as conclusões que se referem de seguida podem, aproximadamente, ser generalizados para qualquer valor do coeficiente de ação compósita γ .

A análise dos resultados da tabela anterior permite concluir que a influência do aumento da rigidez da madeira na rigidez efetiva à flexão das vigas mistas é muito superior à influência do aumento da rigidez do betão. Este resultado poderá estar relacionado com o facto do eixo horizontal baricêntrico do elemento de madeira estar mais afastado do eixo neutro equivalente da viga mista do que o do elemento de betão. Pela mesma razão, no caso das “vigas-laje”, onde o eixo baricêntrico da madeira está significativamente mais próximo do eixo neutro equivalente do que se verifica nas “vigas-T”, verifica-se um decréscimo de influência do aumento da rigidez da madeira e um incremento de influência do aumento da rigidez do betão. De facto, para a situação padrão representada na Tabela 4.2 e considerando $\gamma = 1$, a distância do centro geométrico dos elementos ao eixo neutro equivalente da viga mista é igual a: “viga-T” – $a_t = 411$ mm \gg $a_c = 119$ mm; “viga-laje” – $a_t = 101$ mm $>$ $a_c = 59$ mm.

4.3.4 Influência das propriedades mecânicas do sistema de ligação

No estudo que se segue pretende-se, numa primeira fase, determinar qual a gama de valores de rigidez do sistema de ligação que permite alcançar ação compósita aceitável em vigas mistas madeira-betão. Posteriormente, e de acordo com os resultados obtidos, define-se um conjunto de espaçamentos admissíveis entre ligadores, máximos e mínimos, para os sistemas de ligação desenvolvidos pela atual tecnologia da construção e identificados na revisão

bibliográfica (ver secção 2.2). Por último, analisa-se se estes sistemas de ligação têm capacidade resistente suficiente.

Este estudo é efetuado com base em casos práticos de vigas mistas madeira-betão. Para estes, consideraram-se condições de apoio simples (l_0 corresponde ao vão das vigas), bem como os seguintes critérios (determinados no dimensionamento efetuado no Anexo E): “vigas T” – $h_c + h_t = l/12$ e “vigas-laje” – $h_c + h_t = l/13$. Pretende-se que os exemplos abordados nesta análise sejam suficientemente representativos do que se pode verificar, na prática, em tabuleiros mistos madeira-betão.

O primeiro passo consiste, então, em estabelecer um critério que clarifique quando é que a ação compósita de uma viga mista madeira-betão pode ser considerada aceitável. O modelo de análise utilizado nesta tese (ver secção 4.2.3) define um coeficiente de ação compósita γ que toma valores entre um mínimo de 0 (ação compósita nula) e um máximo de 1 (ação compósita total). No entanto, na bibliografia da especialidade nunca é referido um valor de γ que possa servir de critério para satisfazer a condição de ação compósita aceitável.

O critério assumido neste estudo consistiu em estabelecer, primeiramente, um nível de eficiência compósita aceitável, ou seja, em determinar um valor mínimo aceitável para NEC e, posteriormente, em calcular o valor de γ que satisfaz esse valor mínimo aceitável. A estratégia seguida determinou, então, o coeficiente de ação compósita aceitável a partir de um determinado nível de eficiência compósita aceitável.

Com este propósito, representa-se na Figura 4.7 a variação da rigidez efetiva à flexão (normalizada pela rigidez para ação compósita nula) com o coeficiente de ação compósita, para os casos práticos de vigas mistas madeira-betão considerados neste estudo. Recorde-se que um nível de eficiência compósita de 100 % corresponde a $(EI)_{ef} = 4(EI)_{ef,min}$.

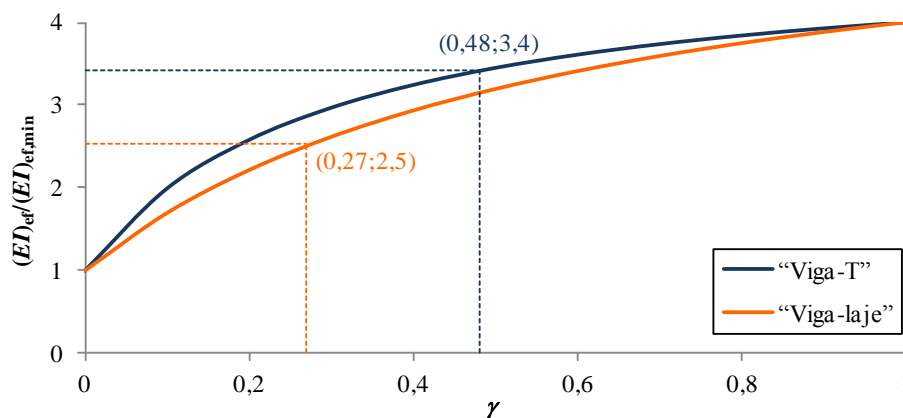


Figura 4.7 – Rigidez efetiva à flexão normalizada pela rigidez para ação compósita nula em função do coeficiente de ação compósita.

A Figura 4.7 mostra que para se atingir o mesmo nível de eficiência compósita, as vigas com geometria em laje necessitam de ligações significativamente mais rígidas. Atendendo ao facto dos sistemas de ligação utilizados em “vigas-laje” serem claramente menos rígidos (ver Tabela 4.3), e apesar deste tipo de ligações permitir a colocação de um número muito superior de ligadores, o nível de eficiência compósita não pode ser da mesma ordem de grandeza para ambas as tipologias de viga. Definiram-se, então, os seguintes critérios: em “vigas-T” o nível de eficiência compósita aceitável obedece ao critério estabelecido na secção 4.3.2, ou seja, $NEC \geq 80\%$ (*i.e.* $(EI)_{ef,acc} \geq 3,4(EI)_{ef,min}$), e em “vigas-laje” o nível de eficiência compósita aceitável é de 50%, *i.e.* $(EI)_{ef,acc} \geq 2,5(EI)_{ef,min}$, sendo $(EI)_{ef,acc}$ a rigidez efetiva considerando ação compósita aceitável.

Uma vez estabelecidas as relações $(EI)_{ef,acc}/(EI)_{ef,min}$, determinam-se os valores de γ que as verificam. De acordo com a expressão 4.4, γ depende das propriedades geométricas e materiais do elemento de betão (dada pela rigidez axial $E_c A_c$), que por sua vez se relaciona com a rigidez axial do elemento de madeira $E_t A_t$ (conforme demonstrado na secção 4.3.2), da distância entre pontos de momento fletor nulo da viga l_0 e da razão entre o módulo de escorregamento da ligação e o espaçamento entre ligadores K/s .

A razão K/s , que representa o módulo de escorregamento por unidade de comprimento, denomina-se por módulo de escorregamento unitário k . A consideração do valor unitário do módulo de escorregamento tem sido utilizada por diversos autores, *e.g.* Van der Linden (1999) e Ceccotti (2002), e foi também a forma encontrada neste estudo para considerar a rigidez do sistema de ligação.

Assumindo por hipótese, simplificada, que as secções dos elementos de madeira e betão não variam com o vão da viga, a simples interpretação da expressão 4.4 permite estabelecer os seguintes princípios:

- Quanto maior for o vão da viga, menor terá de ser o módulo de escorregamento unitário da ligação para se atingir o mesmo valor do coeficiente de ação compósita, ou seja, o incremento do vão promove o aumento de γ ;
- Quanto menor for a rigidez $E_c A_c$, menor terá de ser o módulo de escorregamento unitário da ligação para se atingir o mesmo valor do coeficiente de ação compósita.

No entanto, na prática, as relações anteriores não se verificam da forma descrita, uma vez que quando o vão das vigas aumenta também as dimensões dos elementos estruturais têm de aumentar. Todavia, a relação $E_c A_c / l_0^2$ é constante, uma vez que os critérios de dimensionamento adotados anteriormente (onde todas as dimensões b_t , h_t , b_c e h_c se relacionam entre si) e o critério de dimensionamento referido no início desta secção (que estabelece l_0 função de h_t e h_c) permitem definir $E_c A_c$ e l_0 em função de uma mesma dimensão.

Por esse motivo, o coeficiente de ação compósita γ vai depender unicamente do valor do módulo de escorregamento unitário do sistema de ligação k .

A verificação dos critérios estabelecidos anteriormente para se atingir um nível de eficiência compósita aceitável (recorde-se, 80 % em “vigas-T” e 50 % em “vigas-laje”), resulta nas seguintes relações: “vigas-T”, $\gamma_{acc} \geq 0,48$ e “vigas-laje”, $\gamma_{acc} \geq 0,27$ (ver Figura 4.7). Estes valores de γ_{acc} podem, então, ser definidos como os limites a partir dos quais a ação compósita das vigas é considerada aceitável. Com base nos valores estabelecidos para o coeficiente γ_{acc} , determinam-se os valores do módulo de escorregamento unitário da ligação k_{acc} que permitem garantir ação compósita aceitável: $k_{acc} \geq 560$ N/mm/mm (“vigas-T”) e $k_{acc} \geq 170$ N/mm/mm (“vigas-laje”).

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam a curva que estabelece a relação entre o coeficiente de ação compósita γ e o módulo de escorregamento unitário da ligação k para os casos práticos de vigas mistas madeira-betão considerados neste estudo. Como se pode verificar, γ tende assintoticamente para um máximo, à medida que k se aproxima de infinito, e para um mínimo, quando k tende para zero, sendo que, acima de determinado nível o aumento de k produz um efeito residual no incremento da ação compósita. Por outro lado, abaixo de certos valores de k a ação compósita é insignificante.

As mesmas figuras incluem duas zonas sombreadas: (i) a cinza representa-se a gama de valores de k que permitem, teoricamente, atingir ação compósita aceitável e (ii) a verde (zona que está sobreposta à cinza) representa-se a gama de valores de k obtida para o conjunto de sistemas de ligação identificados na revisão bibliográfica (cujos valores são apresentados na Tabela 4.3). Nas mesmas figuras indicam-se, ainda, os coeficientes de ação compósita obtidos para os valores limite de k dos sistemas de ligação referidos, que como se pode verificar são sempre superiores a γ_{acc} (coeficiente a partir do qual a compósita é considerado aceitável).

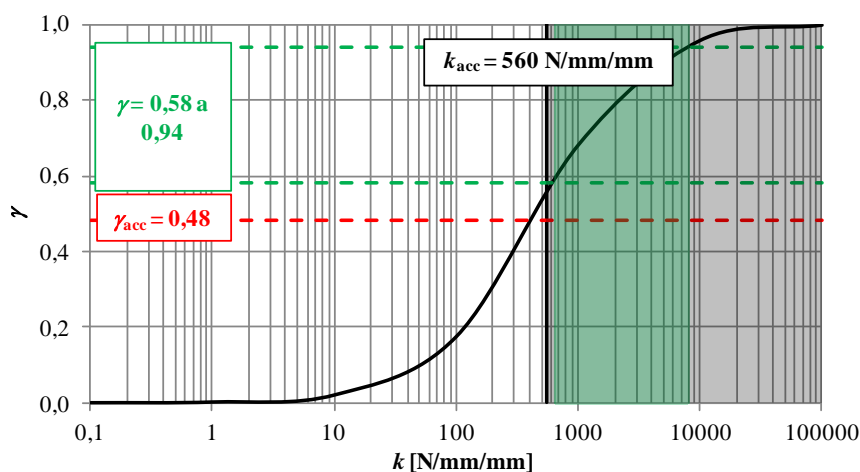


Figura 4.8 – Relação entre o coeficiente de ação compósita e o módulo de escorregamento unitário da ligação na “viga-T” considerada.

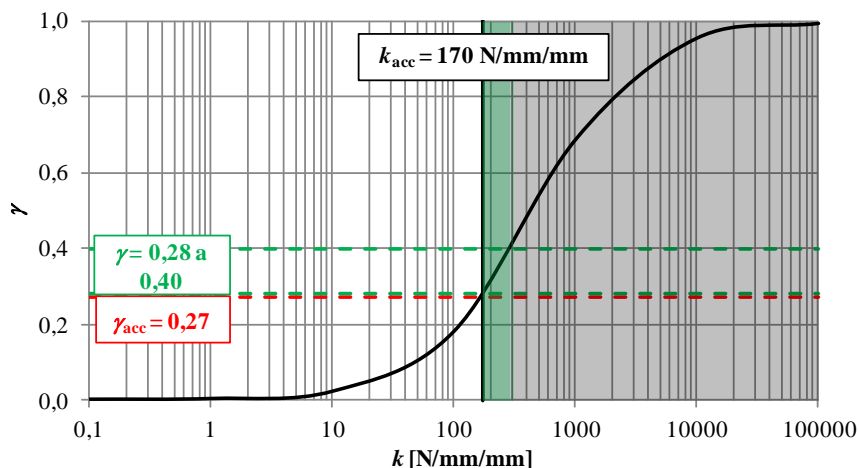


Figura 4.9 – Relação entre o coeficiente de ação compósita e o módulo de escorregamento unitário da ligação na “viga-laje” considerada.

A Tabela 4.3 apresenta os valores do módulo de escorregamento K de todas as ligações identificadas na revisão bibliográfica (ver secção 2.2). Os sistemas de ligação apresentados nesta tabela surgem associados às duas tipologias de vigas mistas madeira-betão identificadas anteriormente, sendo que, e de acordo com o que já foi referido, a utilização de “vigas-T” permite sistemas de ligação com propriedades mecânicas claramente superiores às dos usados em “vigas-laje”. A Tabela 4.3 inclui também a definição dos espaçamentos máximo s_{acc} (que na verdade representa o espaçamento aceitável) e mínimo s_{min} entre ligadores, bem como o módulo de escorregamento unitário máximo da ligação k_{max} .

Quanto maior é o espaçamento entre ligadores, menor é o valor do módulo de escorregamento unitário da ligação. O valor de s_{acc} corresponde, então, ao maior espaçamento possível que permite verificar $k_{acc} = 560 \text{ N/mm/mm}$ (no caso de “vigas-T”) e $k_{acc} = 170 \text{ N/mm/mm}$ (no caso de “vigas-laje”), anteriormente estabelecidos como os valores de k que permitem atingir ação compósita aceitável.

Por sua vez, s_{min} é o espaçamento que maximiza o módulo de escorregamento unitário da ligação k_{max} , tendo sido determinado a partir de disposições construtivas definidas na EN 1995 1-1 (CEN, 2004a). No entanto, nem todos os sistemas de ligação estão incluídos na referida norma – nesses casos, s_{min} foi definido nos documentos que apresentam e investigam essas ligações. Noutros casos ainda, é a própria geometria da ligação que condiciona o valor de s_{min} . A Tabela 4.3 inclui uma coluna com a referência ao modo como foi definido s_{min} .

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4.3, a escolha do sistema de ligação mais adequado em função da relação entre módulo de escorregamento da ligação e o espaçamento dos ligadores, está, sobretudo, relacionada com os custos de execução (materiais e mão de obra) e também com a exequibilidade da ligação.

A este respeito, refira-se que, em alguns casos particulares, a comparação do custo de diferentes alternativas de sistemas de ligação poderá ser facilitada pela apresentação da rigidez da ligação por metro de largura de tabuleiro, *i.e.* pelo módulo de escorregamento unitário por metro de largura \bar{k} . Por exemplo, no caso de “tabuleiros viga-T”, quando se avaliam diferentes configurações da secção transversal, função da distância (transversal) entre elementos de madeira (de iguais dimensões), as soluções com menor afastamento entre elementos de madeira eventualmente não necessitarão de um sistema de ligação tão rígido como as soluções com afastamento superior. Para estas situações, a melhor forma de considerar a rigidez da ligação, é, efetivamente, por metro de largura. Nesta tese não foi efetuado um estudo que comparasse o custo de execução dos diferentes tipos de ligação referidos, por se considerar que seria uma análise demasiado específica, logo que saía fora do âmbito do trabalho aqui apresentado.

Tabela 4.3 – Definição do espaçamento entre ligadores de sistemas de ligação para aplicação em pontes mistas madeira-betão.

Ligação	K [N/mm]	s_{acc} [mm]	s_{min}		k_{max} (obtido de s_{min}) [N/mm/mm]
			[mm]	Definido por:	
Chapas de metal expandido, $h = 90 \text{ mm}^*$	(ligação contínua)			-	7.431
Entalhes, $l = 200 \text{ mm}$	387.000	691	200	Aldi e Kuh., 2010	1.935
Varões de aço em “X”, $\Phi 20 \text{ mm} + \text{entalhes}^*$	2.190.000	3.910	1.200	Geometria	1.825
Varões de aço em “X”, $\Phi 20 \text{ mm}$	2.030.000	3.625	1.200	Geometria	1.692
“Viga-T” Varões de aço a 45° , $\Phi 10 \text{ mm} + \text{entalhes}$	580.000	1.035	400	Geometria	1.450
Chapa de aço hor. + 4 cavilhas, $\Phi 16 \text{ mm}^*$	206.000	367	200	Simon <i>et al.</i> , 2008	1.030
Chapa de aço em “T”	510.000	910	500	Mäkipuro <i>et al.</i> , 1996	1.020
Chapa de aço hor. + 2 cavilhas, $\Phi 19 \text{ mm}^*$	160.000	285	200	Simon <i>et al.</i> , 2008	800
Secção em “I”, $h = 100 \text{ mm}$	205.000	366	300	Benítez, 2000	683
Chapa de aço perfurada, $h = 100 \text{ mm}$	339.000	605	500	Miotto e Dias, 2008	678
Sec. circulares ocas + parafusos, $\Phi 16 \text{ mm}$	116.000	207	180	Benítez, 2000	644
“Viga-laje” Cavilhas, $\Phi 25 \text{ mm}^*$	38.000	223	$5\Phi = 125$	EN 1995 1-1	304
Parafusos, $\Phi 12,7 \text{ mm}$	15.464	90	$4\Phi = 51$	EN 1995 1-1	303
Parafusos, $\Phi 9,5 \text{ mm}$	11.471	67	$4\Phi = 38$	EN 1995 1-1	302
Varões de aço a 45° , $\Phi 8 \text{ mm}$	35.734	210	132	Geometria	271
Cavilhas, $\Phi 19 \text{ mm}^*$	22.830	134	$5\Phi = 95$	EN 1995 1-1	240
Varões de aço em “X”, $\Phi 16 \text{ mm}$	169.630	997	750	Geometria	226
Varões de aço em “X”, $\Phi 8 \text{ mm}^*$	37.963	223	180	Geometria	211
Parafusos, $\Phi 11 \text{ mm} + \text{cintas}$, $\Phi 4,2 \text{ mm}$	8.333	49	$4\Phi = 44$	EN 1995 1-1	189
Pregos, $\Phi 6,6 \text{ mm}$	14.427	84	$12\Phi = 80$	EN 1995 1-1	180

*Sistema de ligação utilizado em ponte construída.

Nas estruturas mistas, uma eventual rotura do sistema de ligação pode provocar a rotura de toda a estrutura mista ou, pelo menos, eliminar o efeito compósito. Nesta perspetiva, a

resistência tem de ser considerada em combinação com a rigidez, porque de nada vale ter uma ligação muito rígida mas com resistência insuficiente.

De acordo com a expressão 4.12, o esforço de corte na ligação F varia entre um mínimo de 0, para o caso de ação compósita nula, e um máximo obtido para ação compósita total, sendo também função do esforço transverso. O valor do esforço transverso foi determinado para os ELU (combinação fundamental), considerando as ações permanentes devidas ao peso próprio dos materiais e variáveis relativas ao tráfego rodoviário, num tabuleiro com 4 m de largura (para um maior detalhe das ações no tabuleiro de pontes, ver secção 4.4.1)

Neste estudo, além das vigas mistas madeira-betão que têm vindo a ser analisadas (ver Tabela 4.2), cuja secção transversal dos elementos é identificada como “secção1”, utilizaram-se mais duas secções por tipologia, uma vez que a secção transversal dos elementos tem influência nos resultados obtidos. A definição das secções transversais considerou todos os critérios utilizados para a secção1, bem como o critério, referido no início desta secção, que relaciona o vão da viga com a altura dos elementos:

- “Vigas-T”: secção1 (madeira, 240x816 mm e betão, 960x245 mm), secção2 (madeira, 280x952 mm e betão, 1120x286 mm) e secção3 (madeira, 320x1088 mm e betão, 1280x326 mm);
- “Vigas-laje”: secção1 (madeira, 200x200 mm e betão, 200x120 mm), secção2 (madeira, 300x300 mm e betão, 300x180 mm) e secção3 (madeira, 400x400 mm e betão, 400x240 mm).

Para os casos práticos anteriores determinaram-se, então, os valores teóricos de F_{acc} para $\gamma_{acc} = 0,48$ (“vigas-T”) e $\gamma_{acc} = 0,27$ (“vigas-laje”), *i.e.* o esforço de corte na ligação quando se atinge ação compósita aceitável, e, a partir destes, o esforço de corte unitário, $f_{acc} = F_{acc}/s$. As Figuras 4.10 e 4.11 estabelecem a relação entre f_{acc} e γ para as vigas.

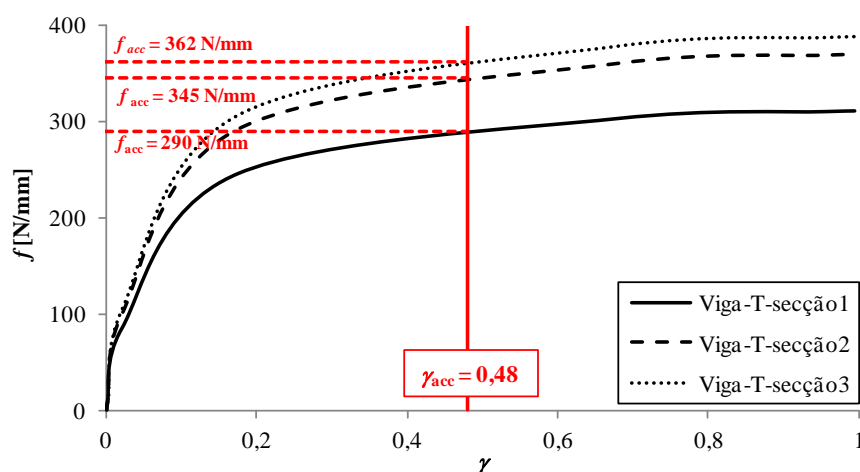


Figura 4.10 – Relação entre o esforço de corte unitário e o coeficiente de ação compósita nas “vigas-T” consideradas.

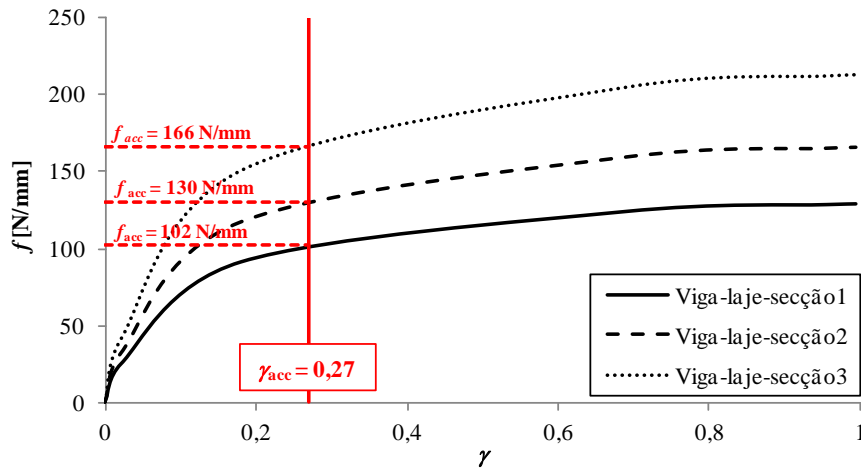


Figura 4.11 – Relação entre o esforço de corte unitário e o coeficiente de ação compósita nas “vigas-laje” consideradas.

Como se pode verificar nas Figuras 4.10 e 4.11, a capacidade resistente exigida ao sistema de ligação, quando se atinge ação compósita aceitável, depende da secção transversal dos elementos, tal como referido anteriormente, vindo: $f_{acc} = 290$ a 362 N/mm (“vigas-T”) e $f_{acc} = 102$ a 166 N/mm (“vigas-laje”).

Conforme referido na secção 4.2.3, para se poder aplicar o modelo de análise adotado neste estudo, considerou-se que o sistema de ligação tem capacidade para resistir às forças horizontais (paralelas ao eixo da viga) devidas às ações de travagem e aceleração dos veículos. De forma conservativa, considera-se que esta força (concentrada, ver secção 4.4.1.) é distribuída por uma única viga do tabuleiro, de forma igual pelos ligadores que compõem a viga, promovendo um acréscimo de carga que está dependente do número de ligadores (função de s e l_0).

Para os casos práticos de vigas mistas madeira-betão considerados neste estudo, calculou-se o número de ligadores para os sistemas de ligação definidos na Tabela 4.3, e em função disso determinou-se o esforço de corte devido à força horizontal em cada ligador F_{hor} .

A Tabela 4.4 avalia se o espaçamento mínimo s_{min} , definido para os sistemas de ligação da Tabela 4.3, é suficiente para que o valor da capacidade de carga última da ligação F_u seja superior à soma do esforço de corte F_{hor} com o esforço de corte de flexão aceitável F_{acc} , determinado a partir dos resultados apresentados nas Figuras 4.10 e 4.11. A Tabela 4.4 não considerou, obviamente, os sistemas de ligação para os quais se desconhece a capacidade de carga última.

Os resultados apresentados na Tabela 4.4 incluem um código de cores, a partir do qual facilmente se identificam quais os sistemas de ligação que não cumprem o critério de resistência. Como se pode verificar, o sistema de ligação com chapa de aço perfurada não cumpre este critério – esta poderá ser uma razão plausível para o facto de essa ligação não ter

sido ainda aplicada em pontes mistas madeira-betão). Além disso, o sistema de ligação com varões de aço em “X” (Φ 8 mm) não verifica a resistência para a secção relativa ao maior vão (secção3), sugerindo que a utilização deste sistema de ligação em “vigas-laje” poderá estar dependente do vão. A grande maioria das ligações assegura uma capacidade de carga última claramente suficiente.

Tabela 4.4 – Verificação da capacidade de carga última de sistemas de ligação para aplicação em pontes mistas madeira-betão.

Ligação	s_{min} [mm]	F_u [kN]	$F_{hor} + F_{acc}$		
			Secção1 [kN]	Secção2 [kN]	Secção3 [kN]
Chapas de metal expandido, h = 90 mm* (ligação contínua => valores em N/mm)	-	703,0	17,0 + 290,0	14,5 + 345,0	12,7 + 362,0
Entalhes, l = 200 mm	200	263,0	3,4 + 58,0	2,9 + 69,0	2,5 + 72,4
Varões de aço em “X”, Φ 20 mm + entalhes*	1.200	914,0	19,6 + 348,0	18,0 + 414,0	15,4 + 434,4
Varões de aço em “X”, Φ 20 mm	1.200	588,0	19,6 + 348,0	18,0 + 414,0	15,4 + 434,4
Varões de aço a 45°, Φ 10 mm + entalhes	400	233,0	6,8 + 116,0	5,8 + 138,0	5,1 + 144,8
Chapa de aço hor. + 4 cavilhas, Φ 16 mm*	200	672,0	3,4 + 58,0	2,9 + 69,0	2,5 + 72,4
Chapa de aço em “T”	500	265,0	8,6 + 145,0	7,2 + 172,5	6,4 + 181,0
Chapa de aço hor. + 2 cavilhas, Φ 19 mm*	200	480,0	3,4 + 58,0	2,9 + 69,0	2,5 + 72,4
Secção em “I”, h = 100 mm	300	172,1	5,1 + 87,0	4,3 + 103,5	3,8 + 108,6
Chapa de aço perfurada, h = 100 mm	500	153,4	8,6 + 145,0	7,2 + 172,5	6,4 + 181,0
Sec. circulares ocas + parafusos, Φ 16 mm	180	176,6	3,0 + 52,2	2,6 + 62,1	2,3 + 65,2
Cavilhas, Φ 25 mm*	125	97,1	6,5 + 12,8	4,3 + 16,3	3,2 + 20,8
Varões de aço a 45°, Φ 8 mm	132	29,0	6,8 + 13,5	4,5 + 17,2	3,4 + 21,9
Cavilhas, Φ 19 mm*	95	34,0	4,9 + 9,7	3,3 + 12,4	2,5 + 15,8
Varões de aço em “X”, Φ 16 mm	750	226,4	36,0 + 76,5	27,0 + 97,5	19,6 + 124,5
Varões de aço em “X”, Φ 8 mm*	180	33,0	9,4 + 18,4	6,2 + 23,4	4,6 + 29,9
Parafusos, Φ 11 mm + cintas, Φ 4,2 mm	44	21,0	2,3 + 4,5	1,5 + 5,7	1,1 + 7,3

*Sistema de ligação utilizado em ponte construída.

Legenda:

$$\frac{F_u - (F_{hor} + F_{acc})}{F_u} \times 100$$



4.3.5 Resumo dos critérios de pré-dimensionamento

Para as duas tipologias básicas de tabuleiros mistos madeira-betão: “tabuleiro viga-T” e “tabuleiro viga-laje”, a Tabela 4.5 apresenta um conjunto de critérios e recomendações que devem ser seguidos aquando do pré-dimensionamento, de modo a maximizar o nível de eficiência compósita.

Tabela 4.5 – Critérios e recomendações para o pré-dimensionamento de vigas mistas madeira-betão pertencentes ao tabuleiro de pontes.

	“Viga-T” (secção transversal – sem escala)	“Viga-laje” (secção transversal – sem escala)
Critérios	(1) $\frac{h_c}{h_t} = \frac{1}{\sqrt{\frac{E_c b_c}{E_t b_t}}}$	
	(2) $h_t/b_t = 3,4$	$h_t/b_t = 1$
	(3) $h_c + h_t = l/12$	$h_c + h_t = l/13$
	(4) s_{\min} – ver Nota (3)	
Recomendações	$(EI)_{ef} \geq 3,4(EI)_{ef,\min}$ $k_{acc} \geq 560 \text{ N/mm/mm}$ $f_{acc} \geq 290 \text{ a } 362 \text{ N/mm}$	$(EI)_{ef} \geq 2,5(EI)_{ef,\min}$ $k_{acc} \geq 170 \text{ N/mm/mm}$ $f_{acc} \geq 102 \text{ a } 166 \text{ N/mm}$
Notas	<p>(1) Quanto maior é a razão entre a largura dos elementos de betão e madeira b_c/b_t menor é a razão entre as alturas h_c/h_t que permite maximizar o nível de eficiência compósita;</p> <p>(2) O aumento do módulo de elasticidade da madeira e do betão promove o aumento da rigidez da estrutura mista madeira-betão, sendo bastante mais relevante a influência da variação do módulo de elasticidade da madeira, nomeadamente em geometrias com “viga-T”;</p> <p>(3) s_{\min} é definido com base em: disposições construtivas da EN 1995 1-1, recomendações incluídas nos documentos que apresentam e investigam os sistemas de ligação ou questões geométricas das próprias ligações.</p>	

4.4 Diretrizes para o dimensionamento

4.4.1 Ações no tabuleiro de pontes

O tabuleiro de uma ponte, como qualquer outra estrutura, deve ser dimensionado para resistir a todas as ações previsíveis de ocorrer durante o seu tempo de vida útil e durante a fase de construção. De acordo com a NP EN 1990 (IPQ, 2009a), o tempo de vida útil corresponde ao “período durante o qual se pretende que uma estrutura ou parte da mesma seja utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações”. A mesma norma refere que as pontes podem ser projetadas para 50 anos, caso se tratem de estruturas correntes, *e.g.* passagens superiores, ou 100 anos, no caso de pontes de grande envergadura.

As ações no tabuleiro de pontes durante a fase de construção estão relacionadas (i) com o peso próprio dos elementos e (ii) com as sobrecargas de construção, incluindo a acumulação

local de betão durante a construção. Relativamente ao funcionamento em serviço, o tabuleiro das pontes é dimensionado para resistir a ações (i) devidas ao peso próprio dos elementos e (ii) variáveis: tráfego – EN 1991-2 (CEN, 2003); vento – NP EN 1991-1-4 (IPQ, 2010e); térmicas – NP EN 1991-1-5 (IPQ, 2009c); e sísmicas – EN 1998-2 (CEN, 2005d).

A título informativo, refere-se de seguida a massa volúmica dos principais materiais de construção utilizados em tabuleiros mistos madeira-betão (valores em kg/m^3), de acordo com o definido na NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009b): betão armado normal – 2.500, betão armado fresco – 2.600, madeira lamelada colada – 370 a 420, madeira maciça – 350 a 1.080, aço – 7.700 a 7.850, e betão betuminoso – 2.400 a 2.500. Obviamente, outras cargas permanentes, como sejam guarda-corpos, lancis, etc., também têm de ser contabilizadas.

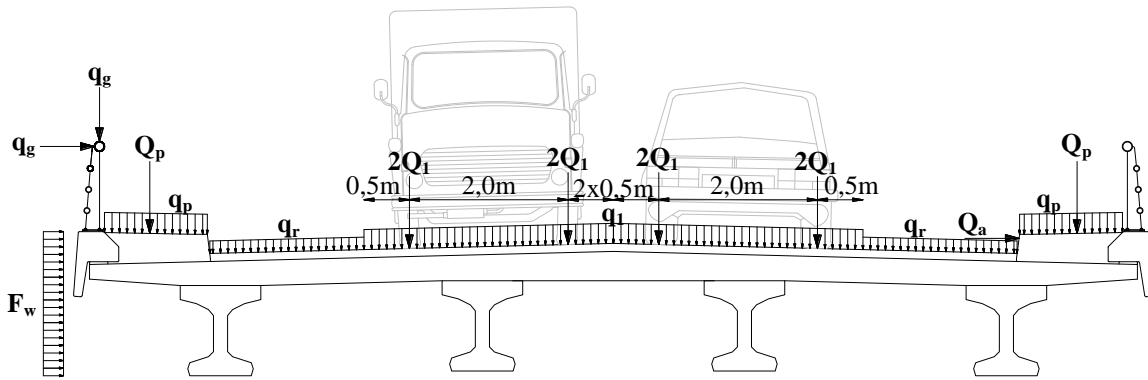
No que diz respeito às sobrecargas de construção, a EN 1991-1-6 (CEN, 2005e) define, fora do período de betonagem, uma carga uniformemente distribuída de 1 kN/m^2 representando o peso de operários e de pequenos equipamentos de trabalho. Durante a betonagem, a mesma norma define uma carga de $0,75 \text{ kN/m}^2$ fora da zona de trabalho e outra correspondente a 10 % do peso próprio do elemento de betão, mas nunca inferior a $0,75 \text{ kN/m}^2$ nem superior a $1,50 \text{ kN/m}^2$, numa zona de trabalho com $3 \times 3 \text{ m}$.

Relativamente às ações variáveis, apenas se consideram as ações associadas ao tráfego e ao vento. A EN 1991-2 (CEN, 2003) refere um conjunto de solicitações associadas à ação do tráfego, seja ele rodoviário ou pedonal, conforme se mostra na Tabela 4.6. Quanto à ação do tráfego ferroviário não se particularizam os diversos tipos de solicitações, uma vez que neste estudo, conforme se verificará adiante na secção 6.3, não se admite a possibilidade de se utilizarem pontes mistas madeira-betão para receber tráfego ferroviário. A Tabela 4.6 refere também as solicitações devidas à ação do vento, de acordo com o preconizado na NP EN 1991-1-4 (IPQ, 2010e).

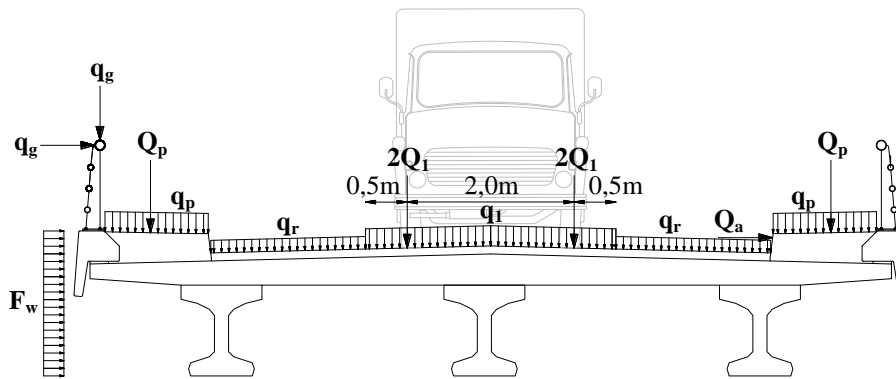
Tabela 4.6 – Ações variáveis do tráfego e do vento.

Ação variável	Tipo de solicitação	Norma aplicável
Tráfego rodoviário	Vertical	EN 1991-2, secção 4.3
	Horizontal	EN 1991-2, secção 4.4
	Acidental	EN 1991-2, secção 4.7
	Em guarda-corpos	EN 1991-2, secção 4.8
Tráfego pedonal	Vertical	EN 1991-2, secção 5.3
	Horizontal	EN 1991-2, secção 5.4
Vento	Normal à direção longitudinal do tabuleiro	NP EN 1991-1-4, secção 8.3.2

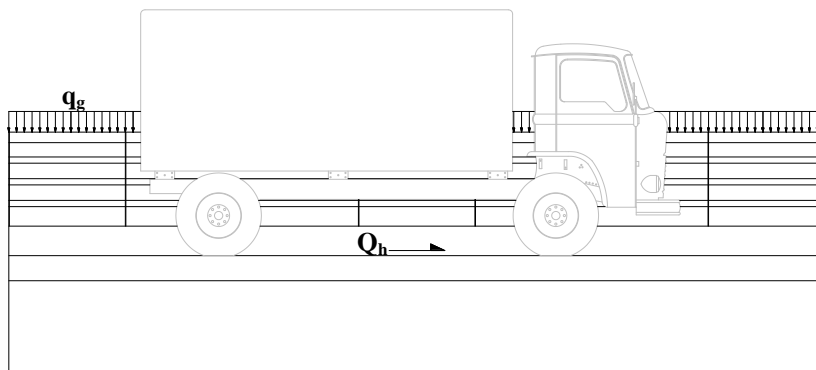
Os valores característicos das cargas relativas às ações variáveis do tráfego e do vento no tabuleiro de pontes são definidos na Figura 4.12.



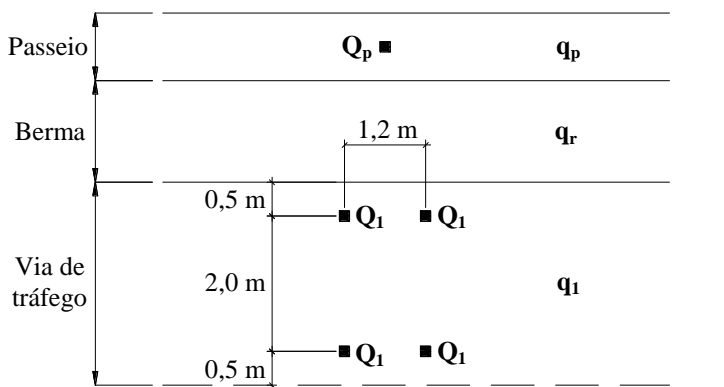
(secção transversal do tabuleiro, sem escala – 1x1 vias)



(secção transversal do tabuleiro, sem escala – 1 via)



(secção longitudinal do tabuleiro, sem escala)



(esquema em planta do posicionamento das cargas verticais)

Carga	Valor característico
Q_1	120 kN
Q_p	10 kN
Q_h	144 kN (veículos) e 0,75 kN (peões)
Q_a	100 kN
q_1	9 kN/m ²
q_p	5 kN/m ²
q_r	2,5 kN/m ²
q_g	1,0 kN/m
F_w	2,03 kN/m ²

Figura 4.12 – Valores característicos das cargas relativas às ações variáveis do tráfego (rodoviário e pedonal) e do vento no tabuleiro de pontes.

A duração de atuação das cargas varia consoante o tipo de ação. Esta questão é particularmente relevante em estruturas que incluam elementos de madeira, tendo de ser considerada no seu dimensionamento. A EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) – norma seguida em Portugal para o dimensionamento de estruturas de madeira (ver secção 4.4.3) – define as seguintes classes de duração de cargas: permanente (superior a 10 anos), longa duração (6 meses a 10 anos), média duração (1 semana a 6 meses), curta duração (inferior a 1 semana) e instantânea. Para as ações em tabuleiros de pontes previamente referidas, tem-se que o peso próprio é uma carga permanente e as ações do tráfego e do vento são cargas de curta duração.

A Tabela 4.7 apresenta os modelos de carga utilizados no dimensionamento de tabuleiros mistos madeira-betão, que admitiram os seguintes pressupostos:

- As solicitações verticais devidas ao tráfego rodoviário correspondem ao modelo de carga LM1 definido na EN 1991-2 (CEN, 2003), por ser o mais desfavorável;
- As solicitações horizontais devidas ao tráfego são promovidas pela travagem e aceleração dos veículos;
- A única ação accidental considerada é a força de impacto lateral sobre os guarda-rodas;
- A ação variável do vento é incluída na sua componente com direção normal à direção longitudinal do tabuleiro.

Tabela 4.7 – Modelos de carga considerados no dimensionamento de tabuleiros mistos madeira-betão.

Modelo de carga	Condição de dimensionamento	Condição de aplicação das cargas
(A)	Momento fletor máximo na direção longitudinal e flecha máxima	Aplicação de todas as cargas verticais a meio-vão do tabuleiro.
(B)	Reação de apoio máxima	Aplicação de todas as cargas verticais o mais próximas do topo do tabuleiro.
(C)	Momento fletor máximo na direção transversal	Aplicação de cargas verticais numa única via de tráfego e num único passeio, ou seja, em metade do tabuleiro. (apenas aplicáveis em perfis com, pelo menos, 2 vias de tráfego)
(D)	Força máxima paralela à direção longitudinal do tabuleiro	Aplicação da força horizontal devida às ações de travagem e aceleração dos veículos
(E)	Força máxima perpendicular à direção longitudinal do tabuleiro	Aplicação da força horizontal devida ao vento. (esta carga depende da altura de referência para a pressão exterior, tendo-se considerado um valor menor ou igual a 20 m)
(F)	Força máxima nos guarda-rodas	Aplicação da carga accidental. (esta carga considera-se a atuar 0,05 m abaixo do topo dos guarda-rodas e num comprimento de 0,5 m)
(G)	Força máxima nos guarda-corpos	Aplicação de cargas uniformemente distribuídas no topo dos guarda-corpos.

4.4.2 Materiais estruturais

A Tabela 4.8 lista as normas que indicam como determinar as propriedades dos materiais estruturais que compõem um tabuleiro misto madeira-betão.

Tabela 4.8 – Normas que definem as propriedades dos materiais utilizados em pontes mistas madeira-betão.

Material	Norma aplicável	
Madeira	Maciça – toros	Não existem normas aplicáveis, sendo necessário recorrer a resultados publicados no meio científico, <i>e.g.</i> Morgado (2008), Morgado <i>et al</i> (2009), Morgado <i>et al</i> (2010), Martins (2010), Martins e Dias (2012), Morgado (2012).
	Maciça – secção retangular	- EN 338, secção 5 (CEN, 2009a) - Ficha M2 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para madeira de pinheiro-bravo, Quadro IV (LNEC, 1997b)
	Lamelada colada	- EN 14080, secção 5.1.4 (CEN, 2013a)
Betão	Armaduras para betão armado	- NP EN 1992-1-1, secção 3.1 (IPQ, 2010a)* - NP EN 1992-1-1, secção 3.2 (IPQ, 2010a)*
	Aço estrutural	- NP EN 1993-1-1, secção 3.2 (IPQ, 2010c) - ISO 2081 (ISO, 2008a), para aço galvanizado

*A NP EN 1992-1-1 refere normas específicas para o betão e armaduras, que podem ser utilizadas se necessário.

4.4.3 Requisitos de dimensionamento

Não existindo uma norma nacional, ou mesmo europeia, exclusiva para estruturas mistas madeira-betão, o dimensionamento de tabuleiros mistos madeira-betão é efetuado de forma individual para os elementos que os constituem: vigas de madeira, laje de betão armado e sistema de ligação.

As vigas de madeira têm de verificar os critérios definidos na EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) e respetiva adenda (CEN, 2008) e na EN 1995-2 (CEN, 2004b). Já a laje de betão armado tem de cumprir os critérios incluídos na EN 1992-2 (CEN, 2005c). Todavia, para alguns critérios de dimensionamento (seguidamente indicados na Figura 4.13) poderá ser útil ter em consideração as disposições da NP EN 1994-1-1 (IPQ, 2011) e da EN 1994-2 (CEN, 2005b), relativas a estruturas mistas aço-betão.

Quanto ao sistema de ligação, a EN 1995-2 (CEN, 2004b) fornece algumas indicações, ainda que meramente informativas, para estruturas mistas madeira-betão. Além disso, podem ser utilizadas as especificações da EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) para estruturas mistas madeira-madeira, que incluem ligações tipo cavilha. No entanto, como não existe qualquer norma que defina claramente um método para o dimensionamento de diferentes tipos de sistemas de ligação em estruturas mistas madeira-betão, este processo está dependente de ensaios experimentais com a tipologia de ligação que se prevê aplicar numa determinada

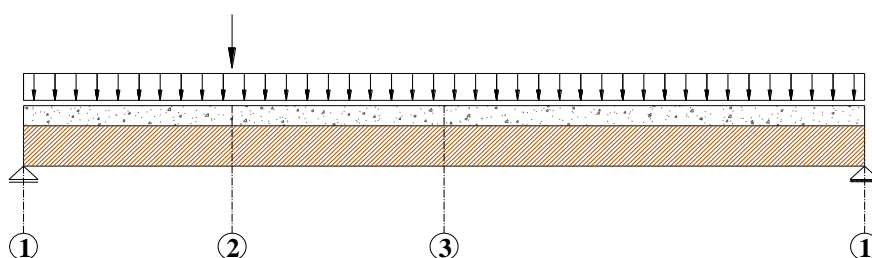
estrutura. Esta tem sido, aliás, a metodologia seguida no processo de dimensionamento das pontes mistas madeira-betão já construídas, sendo igualmente a metodologia estabelecida na NP EN 1994-1-1 (IPQ, 2011) para o dimensionamento de tipos de ligação não incluídos nesta norma.

Antes de se referirem alguns aspetos de dimensionamento específicos para cada um dos elementos que constituem um tabuleiro misto madeira-betão, importa perceber a forma como é considerada a influência das condições ambientais nos elementos de madeira. Com esse objetivo, a EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) estabelece que a cada estrutura deve ser associada uma classe de serviço, com base na qual vão ser determinados os parâmetros necessários para verificação dos ELU e dos ELS. São, então, definidas três classes de serviço:

- Classe de serviço 1 – “corresponde a uma temperatura ambiente de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede os 65 % num pequeno número de semanas no ano”, *e.g.* ambientes interiores com aquecimento;
- Classe de serviço 2 – “corresponde a uma temperatura ambiente de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede os 85 % num pequeno número de semanas no ano”, *e.g.* ambientes exteriores abrigados sem exposição direta a focos de humidade ou contacto com o solo;
- Classe de serviço 3 – “condições climáticas que conduzem a teores de água na madeira superiores aos da classe 2”, *e.g.* ambientes onde existe exposição a focos de humidade e/ou contacto com o solo.

Os tabuleiros mistos madeira-betão, apesar de serem estruturas exteriores, apresentam uma laje de betão armado que protege as vigas de madeira das intempéries e, conseqüentemente, do contacto direto com a água das chuvas. Podem, portanto, considerar-se como estruturas de classe de serviço 2, o que constitui uma importante mais-valia relativamente a tabuleiros unicamente de madeira. De facto, se se atender à descrição das classes de serviço, facilmente se percebe que os tabuleiros de madeira (exceção feita ao caso de pontes cobertas, tal como referido na secção 3.4.1 aquando da definição de classe de risco) são estruturas de classe de serviço 3, mais desvantajosa. Tome-se, como exemplo, o caso do fator de modificação da resistência k_{mod} , definido na EN 1995-1-1 (CEN, 2004a). Este fator é aplicado às propriedades resistentes da madeira, sendo tanto mais gravoso quanto menor for o seu valor. Considerando, por exemplo, ações do tráfego (de curta duração), o valor de k_{mod} para classe de serviço 2 é de 0,90 e para classe de serviço 3 é de 0,70. Trata-se de uma diferença bastante significativa, comprovando a importância que a classe de serviço assume para o comportamento de uma estrutura de madeira. No entanto, a garantia de classe de serviço 2 para tabuleiros mistos madeira-betão não está única e exclusivamente dependente da existência da laje de betão armado. Para, efetivamente, se atingir essa classe de serviço, é necessário que a conceção preencha um conjunto de requisitos indispensáveis (os quais foram referidos na secção 3.4.3).

A Figura 4.13 apresenta esquematicamente as secções transversais críticas e o respetivo critério de dimensionamento em relação aos ELU e aos ELS, para vigas mistas madeira-betão pertencentes a tabuleiros de pontes.



Secção transversal crítica	Modelo(s) de carga	Critério de dimensionamento	Norma	
ELU				
2, 3 – secções de momento fletor máximo	(A), (C) e (D)	Flexão composta no elemento de madeira	EN 1995-1-1, secções 6.2.3 e 6.2.4	
		Flexão no elemento de betão	EN 1992-2, secções 3.1.6 e 6.1	
		Rotura do sistema de ligação*	(i) com pregos EN 1995-1-1, secções 8.2, 8.3 e 10.4.2 (ii) com cavilhas EN 1995-1-1, secções 8.2, 8.6 e 10.4.4 (iii) com parafusos EN 1995-1-1, secções 8.2, 8.7 e 10.4.5	
*Tipicamente, os sistemas de ligação são sujeitos a ensaios experimentais que permitem conhecer as suas propriedades mecânicas, e cujos resultados são utilizados posteriormente para efeitos de dimensionamento.				
2 – secções sujeitas a cargas concentradas	(A)	Flexão composta no elemento de madeira	EN 1995-1-1, secções 6.2.3 e 6.2.4	
		Flexão no elemento de betão	EN 1992-2, secções 3.1.6 e 6.1	
		Punçoamento no elemento de betão	EN 1992-2, secção 6.4	
1 – secções de apoio	(A) e (B)	Esforço transversal no elemento de madeira	EN 1995-1-1, secção 6.1.7	
		Esmagamento no elemento de madeira	(i) por ação da(s) reação(ões) de apoio EN 1995-1-1, secções 6.1.4 e 6.1.5 (ii) por ação do(s) elemento(s) de aço do aparelho de apoio EN 1995-1-1, secção 8	
		Esforço transversal no elemento de betão	EN 1992-2, secção 6.2	
		Rotura dos elementos de aço do aparelho de apoio	(i) por corte NP EN 1993-1-8, secções 3.6.1, 3.13 e 4.5 e EN 1995-1-1, secção 8 (ii) por esmagamento NP EN 1993-1-8, secções 3.6.1 (iii) por grupo (bloco) NP EN 1993-1-8, secção 3.10.2	
		Rotura do elemento elastomérico do aparelho de apoio	EN 1995-1-1, Anexo A EN 1337-3, secção 5.4	
		ELS		
		2, 3 – secções de flecha máxima	(A) e (C)	Deformação (flecha) no elemento de madeira
2, 3 – secções de tensões de flexão máximas	(A) e (C)	Controlo da fendilhação no elemento de betão	EN 1992-2, secção 7.3 EN 1994-1-1, secção 7.4	

Figura 4.13 – Localização esquemática das secções transversais críticas e critérios de dimensionamento em vigas mistas madeira-betão.

A verificação da resistência à flexão nos elementos de madeira é efetuada simultaneamente com o esforço axial (flexão composta), sendo particularmente gravosa no caso de existir compressão, devido a eventuais problemas de instabilidade. No entanto, como as vigas de madeira têm a sua zona comprimida ligada à laje de betão armado, podem considerar-se contraventadas ao longo de todo o seu comprimento. Esse pressuposto é igualmente considerado para as vigas de aço em estruturas mistas aço-betão (Calado e Santos, 2010).

No entanto, na fase construtiva, durante o período de cura do betão, é indispensável a existência de um contraventamento provisório. Além disso, nos alinhamentos dos apoios é necessário providenciar elementos de contraventamento (definitivos). Estes elementos, que desempenham um papel semelhante às carlingas, são responsáveis por transmitir as forças transversais ao tabuleiro, *e.g.* vento lateral, e por auxiliar a distribuição das cargas pontuais que são aplicadas sobre a laje de betão armado.

Na zona dos apoios, os elementos de madeira têm de verificar duas situações particularmente importantes: (i) esforço transversal (corte) e (ii) esmagamento na direção perpendicular às fibras. Embora sejam verificações distintas, a sua relevância deve-se a dois aspetos comuns: por um lado, à fraca capacidade resistente da madeira ao corte e à compressão na direção perpendicular às fibras, e, por outro lado, aos elevados carregamentos a que os tabuleiros de pontes estão sujeitos.

A verificação do esmagamento na direção perpendicular às fibras de madeira obriga, tipicamente, a uma área de contacto dos elementos de madeira com a superfície de apoio muito significativa. Esta área é geralmente materializada por aparelhos de apoio, que, consoante incluam elementos elastoméricos e/ou de aço (ver secção 3.6.1), têm de satisfazer, respetivamente, os critérios referidos na EN 1337-3 (CEN, 2005a) e/ou na NP EN 1993-1-8 (IPQ, 2010d). Sempre que os aparelhos de apoio contenham elementos de aço embutidos nos elementos de madeira é também necessário verificar o esmagamento da madeira na direção das fibras.

Uma vez que os tabuleiros de pontes são estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos (ação do tráfego), é necessário verificar a fadiga nos elementos de madeira (EN 1995-2, secção 6.2/Anexo A) e de betão (EN 1992-2, secção 6.8). A abordagem proposta nas normas referidas consiste em utilizar uma carga de fadiga equivalente e de amplitude constante, que seja representativa dos efeitos de fadiga de todo o espectro de eventos do carregamento. Quanto à verificação da fadiga no sistema de ligação, aspeto crítico nas estruturas mistas madeira-betão (conforme referido na secção 2.2.2), não existe qualquer norma com um método estabelecido que considere este fenómeno. Todavia, para ligações tipo cavilha pode-se adotar o método proposto na NP EN 1994-1-1 (IPQ, 2011) para estruturas mistas aço-betão.

Relativamente à verificação dos ELS, nomeadamente da deformação máxima admissível, este critério é mais condicionante no elemento de madeira do que no elemento de betão, razão pela qual a verificação da deformação em tabuleiros mistos madeira-betão corresponde, na verdade, à verificação da deformação no elemento de madeira. De acordo com a EN 1995-2 (CEN, 2004b), a verificação da deformação de curto prazo tem por base a seguinte gama de valores admissíveis em pontes rodoviárias: $l/400$ a $l/500$.

4.4.4 Resumo dos requisitos de dimensionamento

A Figura 4.14 apresenta um fluxograma onde se resumem os requisitos de dimensionamento de vigas mistas madeira-betão pertencentes ao tabuleiro de pontes.

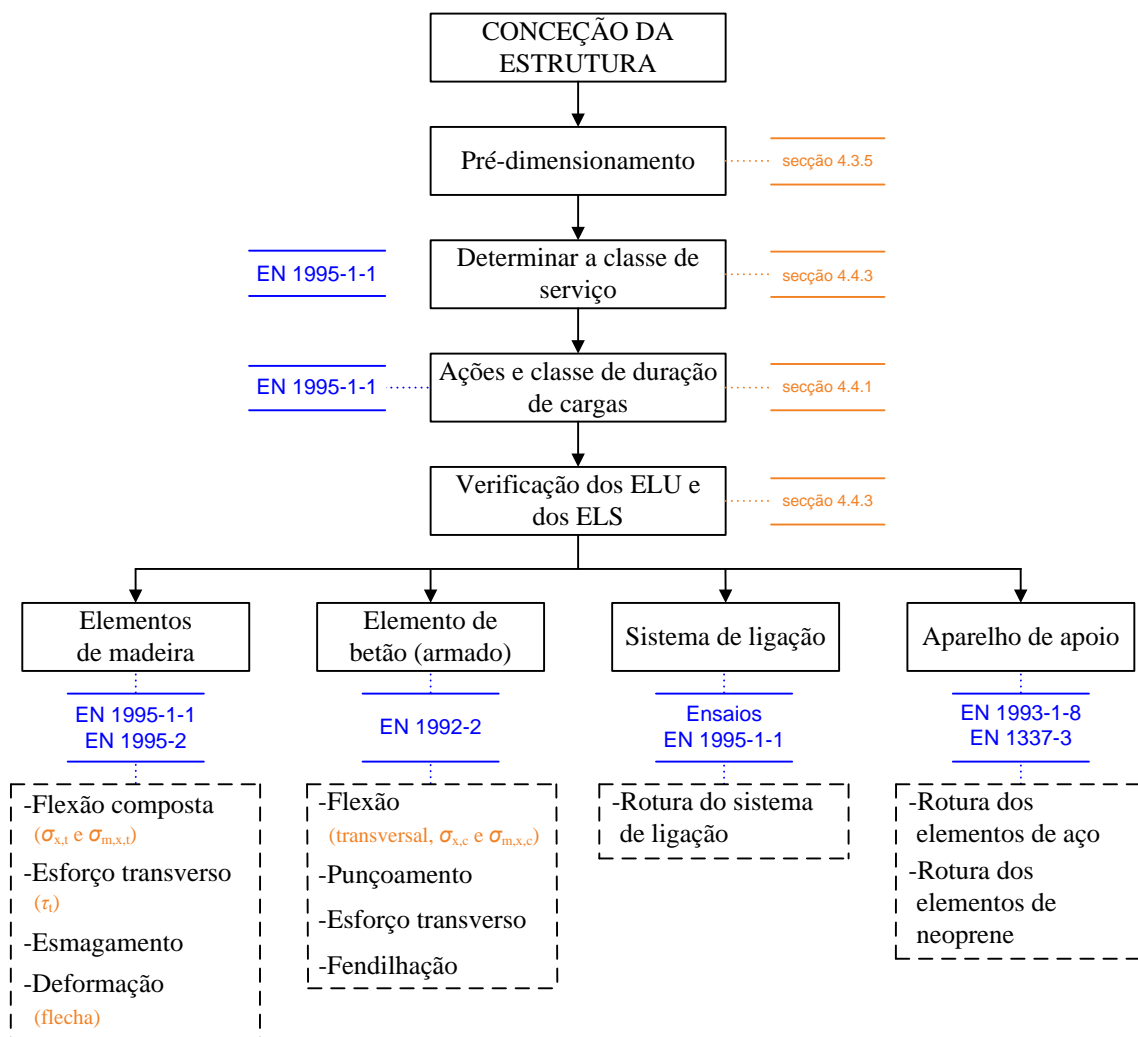


Figura 4.14 – Requisitos de dimensionamento de vigas mistas madeira-betão.

5 SUSTENTABILIDADE

5.1 Metodologia geral aplicada ao caso de pontes

5.1.1 Introdução

Atualmente, ainda não foi estabelecida pela comunidade científica uma metodologia verdadeiramente generalizada e consensual para a avaliação de sustentabilidade de edifícios e infraestruturas, apesar dos esforços que têm vindo a ser realizados nesse sentido, conforme referido na secção 2.3. Existe, contudo, um consenso geral acerca do âmbito dessa mesma metodologia, sendo amplamente aceite que se deve basear numa análise do ciclo de vida (Gervásio, 2010). Além disso, a secção 2.3.1 estabeleceu que a avaliação de sustentabilidade deve compreender três vertentes: ambiente, economia e sociocultura.

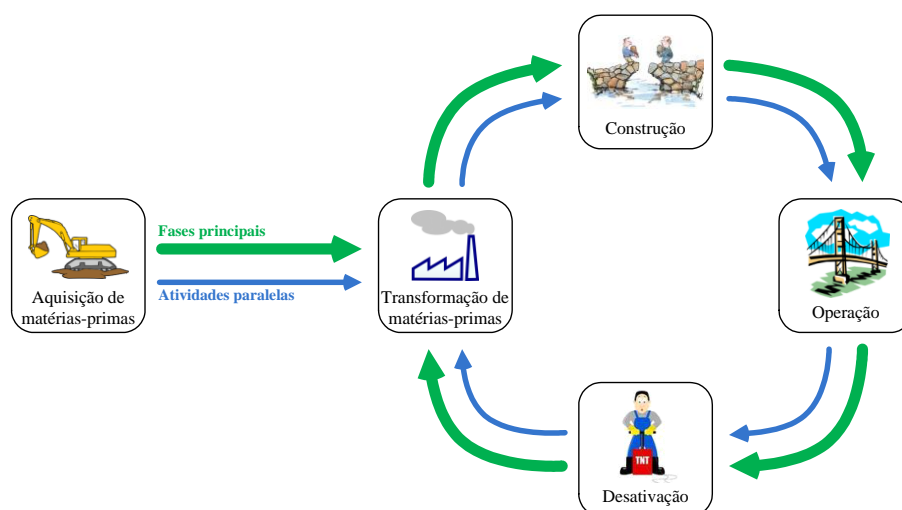


Figura 5.1 – Ciclo de vida de uma ponte/seus componentes.

Genericamente, uma análise do ciclo de vida, como o próprio nome indica, tem como objetivo avaliar determinado produto ao longo de todo o seu tempo de vida útil, *i.e.* “do berço ao túmulo”. No caso de pontes ou seus componentes, *e.g.* tabuleiro, o ciclo de vida compreende as fases sumariadas na Figura 5.1: produção de materiais (aquisição e transformação de

matérias-primas), construção, operação e desativação, incluindo todas as atividades paralelas entre as diferentes fases, *e.g.* transporte de materiais e equipamentos.

No seguimento do que foi exposto nos parágrafos anteriores, a metodologia para avaliação de sustentabilidade de pontes, aplicada neste estudo, consiste numa análise do ciclo de vida, abrangendo as dimensões ambiental, económica e sociocultural – respetivamente: Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida (AACV), Avaliação do Custo do Ciclo de Vida (ACCV) e Avaliação Social do Ciclo de Vida (ASCV). A metodologia adotada propõe uma avaliação individualizada para cada uma das dimensões (ambiental, económica e sociocultural), em detrimento da determinação de um valor único para o desempenho global. Esta metodologia corresponde ao que tem vindo a ser aplicado em estudos de sustentabilidade de infraestruturas, sendo recomendada pela norma internacional ISO 21929-1 (ISO, 2011).

A AACV é guiada pelas normas internacionais NP EN ISO 14040 e 14044 (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b) e foca três objetivos principais: proteção dos recursos, proteção do ecossistema e proteção da saúde humana. A ACCV tem por base a norma internacional ISO 15686-5 (ISO, 2008b), ocupando-se da contabilização dos custos que ocorrem ao longo do tempo de vida útil. Por fim, a ASCV trata as questões socioculturais, sendo a que se encontra menos desenvolvida – só muito recentemente foi publicada uma norma relativa à avaliação do desempenho social, EN 15643-3 (CEN, 2012), restringindo-se ao caso de edifícios. No entanto, os aspetos socioculturais impõem, por diversas vezes, escolhas que contrariam a melhor solução económica e/ou ambiental, razão pela qual se optou, neste estudo, por também avaliar a dimensão sociocultural.

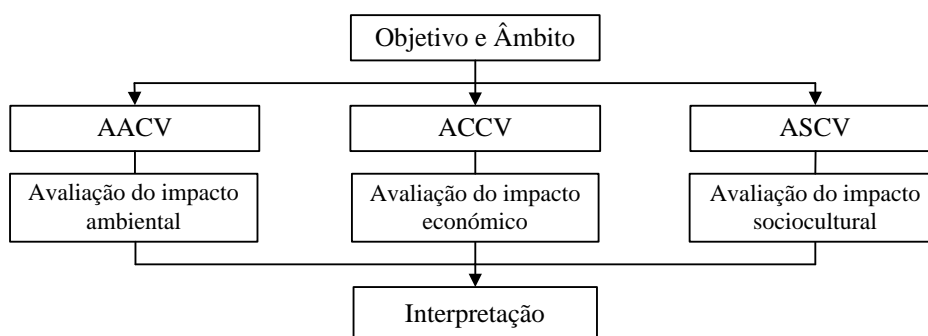


Figura 5.2 – Esquema da análise do ciclo de vida considerado neste estudo.

A metodologia proposta estabelece um objetivo e âmbito de estudo comum às três dimensões analisadas (ver Figura 5.2). A definição do objetivo e âmbito constitui a premissa inicial que irá determinar o plano de trabalhos do estudo, sendo formulada tendo em atenção a aplicação pretendida, bem como as razões que estão por detrás do estudo e a audiência a quem este é dirigido. No final, a interpretação e análise crítica dos resultados obtidos é também efetuada tendo em consideração as três dimensões avaliadas (ver Figura 5.2), com vista a se poder, de

uma forma transparente, tirar conclusões e fazer recomendações de suporte à tomada de decisão, de acordo com o estabelecido no objetivo e âmbito do estudo.

É na definição do objetivo e âmbito do estudo que devem ser consideradas e claramente descritas (i) a unidade funcional, *i.e.* a medida que funciona como referência comum e assegura comparabilidade de resultados para um mesmo produto, e (ii) a fronteira do sistema, que determina os limites pretendidos para os fluxos de entrada e saída do sistema de um produto (IPQ, 2008b).

Neste estudo, a unidade funcional adotada é um tabuleiro de ponte projetado para um tempo de vida útil de 50 anos. Refira-se que as pontes aqui abordadas (de pequeno vão) são classificadas, de acordo com a NP EN 1990 (IPQ, 2009a), como estruturas correntes ou comuns, pelo que devem ser projetadas para um tempo de vida útil de 50 anos.

Relativamente à fronteira do sistema, consideraram-se quatro fases distintas: produção de materiais, construção, operação e desativação. A Figura 5.3 esclarece as principais atividades incluídas na fronteira do sistema, sendo os principais impactos referidos na Tabela 5.1 – na secção 5.2.3 procede-se à otimização da fronteira do sistema, tendo em vista a sua aplicação aos exemplos abordados neste estudo. Não são contabilizados quaisquer impactos relativos à construção das pontes no local escolhido em detrimento de outro qualquer local.

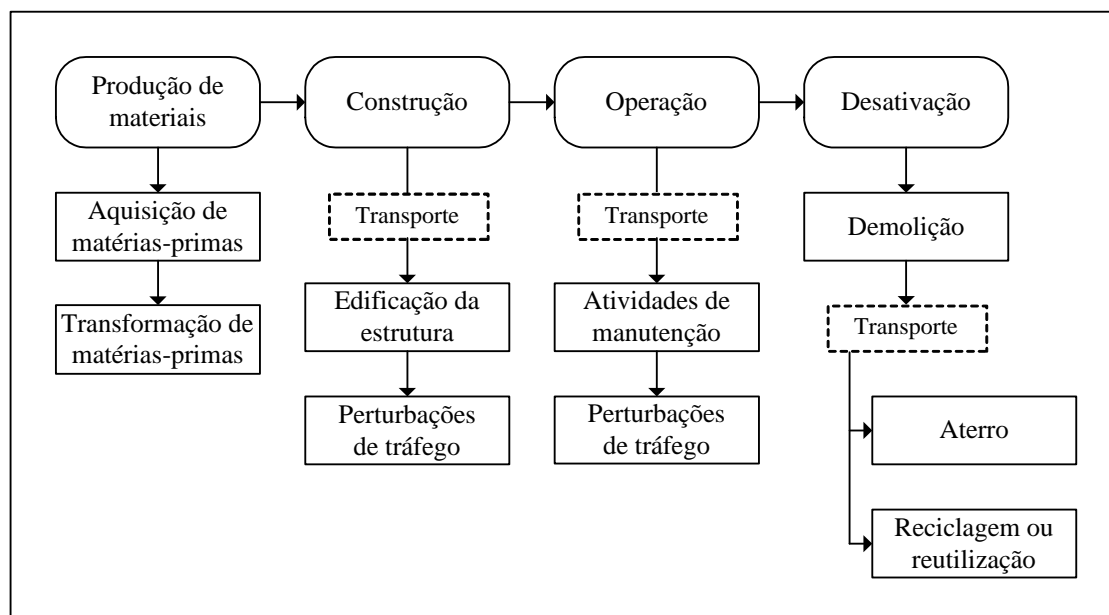


Figura 5.3 – Fronteira do sistema considerada neste estudo.

Os impactos apresentados na Tabela 5.1 são agregados em categorias, que funcionam como indicadores. A sua definição obriga a um processo o mais criterioso e rigoroso possível e consistente com o objetivo e âmbito do estudo (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b). A Tabela 5.2 refere os três conjuntos de categorias de impacto consideradas neste estudo.

Tabela 5.1 – Impactos do ciclo de vida considerados neste estudo.

Fase	Processos	Impactos	
Produção de materiais	- Aquisição de matérias-primas; - Transformação de matérias-primas.	Ambientais	Perda de ecossistemas Depleção dos recursos naturais Consumo de energia Consumo de água Efeitos visuais Poeiras Emissões para o ar, água e solo
		Económicos	-
		Socioculturais	-
Construção	- Transporte; - Edificação da estrutura; - Interrupções de tráfego e congestionamento.	Ambientais	Ocupação de espaço Perda de ecossistemas Consumo de energia Consumo de água Poeiras Emissões para o ar, água e solo
		Económicos	Custo de matérias-primas Custo de equipamentos Custo de mão-de-obra
		Socioculturais	Atrasos Acidentes
Operação	- Uso e transporte de equipamentos; - Ações de inspeção e manutenção; - Interrupções de tráfego e congestionamento.	Ambientais	Consumo de energia Consumo de água Poeiras Emissões para o ar, água e solo
		Económicos	Custo de matérias-primas Custo de equipamentos Custo de mão-de-obra
		Socioculturais	Atrasos Acidentes
Desativação	- Atividades de demolição; - Gestão de resíduos.	Ambientais	Consumo de energia Consumo de água Poeiras Emissões para o ar, água e solo
		Económicos	Custo de demolição Custo de gestão de resíduos
		Socioculturais	-

Tabela 5.2 – Conjunto de categorias de impacto consideradas neste estudo.

Ambientais (ver secção 5.1.2)	Económicas (ver secção 5.1.3)	Socioculturais (ver secção 5.1.4)
Acidificação (AD)	Custo de construção (CC)	Custo de atraso dos condutores (CAC)
Aquecimento global (AG)	Custo de operação (CO)	Custo de operação dos veículos (COV)
Depleção abiótica (DA)	Custo de desativação (CD)	Custo de acidentes (CA)
Depleção de ozono (DO)		
Eutrofização (ET)		
Oxidação fotoquímica (OF)		

Estabeleceu-se, anteriormente, que a metodologia seguida neste estudo para avaliação de sustentabilidade de pontes segue uma análise do ciclo de vida. Nesse sentido, é fundamental definir um conjunto de ações, que ocorrerão ao longo do tempo de vida útil das estruturas, e que acarretarão consequentes impactos. Embora a previsão dessas atividades esteja sujeita a um significativo grau de incerteza, a sua não consideração constituiria uma hipótese grosseira, sendo sempre preferível incluí-las (Fuller e Petersen, 1996).

Genericamente, podem adotar-se duas abordagens para a consideração de ações futuras: (i) de base determinística ou (ii) de base probabilística (Gervásio, 2010). Neste estudo adotou-se uma metodologia de base determinística, que consistiu em admitir cenários para a definição das atividades futuras. Estes, são tanto mais precisos e consistentes quanto maior for o conhecimento prático de quem os elabora. Por esse motivo, é imprescindível garantir a qualidade dos dados utilizados nos estudos de sustentabilidade. A Tabela 5.3 sistematiza as principais fontes de dados utilizadas neste estudo, que procuram traduzir o mais fielmente possível a realidade portuguesa.

Tabela 5.3 – Fontes de dados utilizadas na avaliação de sustentabilidade efectuada neste estudo.

Dados ambientais	Dados económicos	Dados socioculturais
- Fonte bibliográfica: Ecoinvent v2.0 (Ecoinvent, 2008).	- Projetista; - Dono de obra; - Levantamentos <i>in situ</i> ; - Fontes bibliográficas.	- Estatísticas públicas; - Levantamentos <i>in situ</i> ; - Fontes bibliográficas.

5.1.2 Avaliação Ambiental do Ciclo de Vida

A AACV tem por objetivo avaliar os potenciais impactos ambientais associados a um determinado produto, ao longo de todo o seu ciclo de vida (IPQ, 2008b). Neste âmbito, a Avaliação de Impacto Ambiental, requerida pelo Decreto-Lei n.º 151-B/2013 de 31 de Outubro para projetos susceptíveis de produzirem efeitos significativos no ambiente, tem desempenhado um papel importante no planeamento da rede rodoviária ao longo dos últimos anos, *e.g.* definição de traçado ou conceção de elementos diversos como pontes. No entanto, estas avaliações focam, tipicamente, apenas impactos de abrangência local, descurando os impactos ambientais às escalas regional e mundial que daí advém.

A AACV é efetuada com base em normas que providenciam uma base estrutural metodológica, mas que não constituem, em si mesmas, um manual de aplicação concreto desta técnica. Na prática, está disponível no mercado *software* diverso, devidamente certificado pela família de normas ISO 14000, que funcionam como ferramentas operacionais (Salokangas, 2012).

As ferramentas informáticas datam de 1990 com o programa BREEAM – *BRE Environmental Assessment Method* (Grace, 2000) e, na atualidade, ascendem a várias dezenas (Davis Langdon, 2007). No entanto, a esmagadora maioria direciona-se para edifícios, não permitindo uma adaptação fácil ao estudo de infraestruturas como pontes. Neste estudo utilizou-se o *software* SimaPro[®] (PRé Consultants, 2008), que é apontado por diversos autores como o programa mais utilizado e mais testado a nível mundial no desenvolvimento de projetos de AACV (Menke *et al.*, 1996; Davis Langdon, 2007; Frenette *et al.*, 2010; Salokangas, 2012).

De acordo com as normas NP EN ISO 14040 e 14044 (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b), que sustentam a AACV, a operacionalização desta avaliação consiste em quatro fases: objetivo e âmbito, Análise de Inventário do Ciclo de Vida (ICV), Avaliação de Impactos do Ciclo de Vida (AICV) e interpretação. As fases de definição do objetivo e âmbito do estudo e de interpretação dos resultados são transversais às avaliações ambiental, económica e sociocultural do ciclo de vida, tendo já sido descritas na secção anterior. As outras duas fases (ICV e AICV) são apresentadas seguidamente.

A ICV corresponde à listagem de dados (tabela de inventário), de entrada e saída pela fronteira do sistema em estudo, que provocam alterações no ambiente, tais como fluxos de matérias-primas e energia e emissões poluentes (sólidas, líquidas, gasosas), entre outros aspetos ambientais. O procedimento da ICV compreende uma série de etapas de tratamento dos dados (ver Figura 5.4).

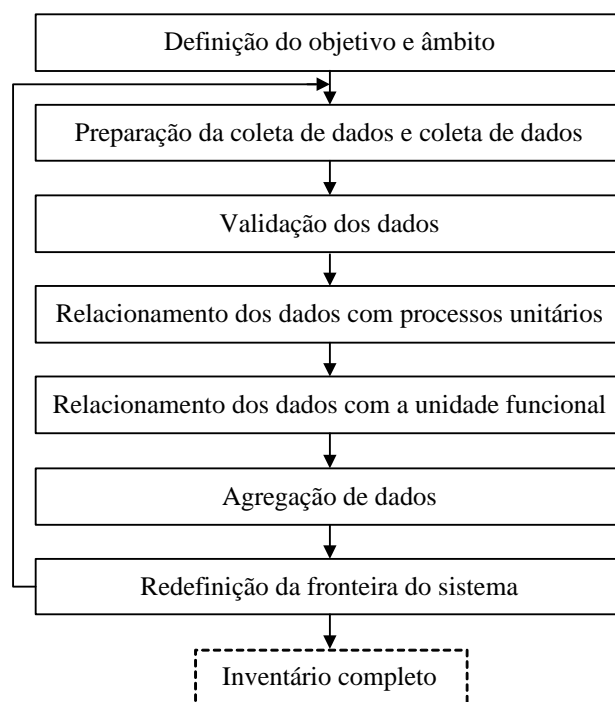


Figura 5.4 – Procedimento simplificado da ICV.

Fonte: (IPQ, 2010b)

Os dados a incluir na ICV podem ser obtidos a partir de diversas fontes disponíveis na literatura. Neste estudo, conforme referido na Tabela 5.3, adota-se a base de dados Ecoinvent v2.0 (Ecoinvent, 2008), desenvolvida no Centro Suíço para a Inventariação do Ciclo de Vida (*Swiss Centre for Life Cycle Inventories*) e largamente testada em vários estudos de sustentabilidade. Esta base de dados é mesmo apontada por alguns autores como a mais completa e abrangente da atualidade para as condições da Europa Ocidental (Goedkoop *et al.*, 2008; Frenette *et al.*, 2010; Salokangas, 2012).

A tabela de inventário, que aloca todos os dados recolhidos no processo de ICV, contém uma quantidade tão abundante de informação numérica que seria impossível tratá-la e torná-la compreensível se não fosse reduzida a um conjunto mais pequeno de valores numéricos, que se denominam categorias de impacto e que funcionam como indicadores.

As normas internacionais ISO 21931-1 e 21929-1 (ISO, 2010; ISO, 2011), bem como a norma europeia EN 15643-2 (CEN, 2011) estabelecem orientações para o desenvolvimento e seleção de categorias de impacto para edifícios. No caso de infraestruturas como pontes, embora alguns autores tenham proposto um conjunto de categorias de impacto para a sua avaliação (Ugwu *et al.*, 2006; Kokoli *et al.*, 2007), os desenvolvimentos realizados não se encontram ao mesmo nível, não existindo normas aplicáveis. Apesar disso, o manual holandês de AACV (Guinée *et al.*, 2001), publicado em 2001 pelo Centro de Ciência Ambiental da Universidade de Leiden (*Center of Environmental Science of Leiden University*), define aquela que pode ser entendida como uma lista padrão, e que pode ser aplicável ao caso de pontes: acidificação, aquecimento global, depleção abiótica, depleção de ozono, ecotoxicidade terrestre, ecotoxicidade marinha, ecotoxicidade de água doce, eutrofização, oxidação fotoquímica e toxicidade humana.

As categorias de impacto ambiental consideradas neste estudo (ver Tabela 5.2) seguiram essa lista, tendo-se omitido a toxicidade humana e a ecotoxicidade devido ao elevado nível de incerteza associado à toxicidade dos materiais incluídos neste estudo, nomeadamente da madeira lamelada colada (Du e Karoumi, 2013; Hammervold *et al.*, 2013).

A Tabela 5.4 descreve as categorias de impacto consideradas. A opção por este conjunto de categorias deveu-se aos seguintes aspetos: (i) baseiam-se nos modelos desenvolvidos pelo grupo de trabalho europeu na avaliação de impactos do SETAC (*Society of Environmental Toxicology and Chemistry*), (ii) são definidas de acordo com as recomendações das normas NP EN ISO 14040 e 14044 (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b) e (iii) cobrem a maioria dos problemas ambientais avaliados pelas abordagens mais correntes de análise do ciclo de vida (Gervásio, 2010).

Tabela 5.4 – Categorias de impacto ambiental consideradas neste estudo.

Categoria	Alcance geográfico	Unidade (/ kg emitido)	Descrição	Natureza dos impactos
Acidificação (AD)	Regional	kg SO ₂ eq	É o processo em que alguns poluentes atmosféricos são convertidos em substâncias ácidas, sendo geralmente lançadas para a superfície terrestre sob a forma de chuva, vulgarmente conhecidas por “chuvas ácidas”.	<ul style="list-style-type: none"> - Degradação do património construído (corrosão); - Acidificação dos solos e dos habitats aquáticos; - Degradação da flora.
Aquecimento global (AG)	Mundial	kg CO ₂ eq	Muitas vezes referida como “Alterações Climáticas”, esta categoria de impacto pode resultar em efeitos adversos para os ecossistemas, saúde humana e materiais, estando relacionada com a emissão para a atmosfera de gases com efeito de estufa.	<ul style="list-style-type: none"> - Derretimento das calotes polares; - Extremos climáticos; - Alterações dos padrões de ventos e correntes oceânicas; - Desertificação; - Alteração das zonas florestais.
Depleção abiótica (DA)	Mundial	kg Sb eq	Relaciona-se com a proteção do bem-estar e saúde humanas e com a saúde dos ecossistemas, estando ligada à extração de minerais e combustíveis fósseis.	<ul style="list-style-type: none"> - Diminuição dos recursos naturais (materiais e energéticos).
Depleção de ozono (DO)	Mundial	kg CFC-11 eq	Devido à depleção da camada de ozono, uma larga fração da radiação UV-B atinge a superfície da terra, potenciando efeitos nefastos sobre a saúde humana, saúde animal, ecossistemas aquáticos e terrestres e materiais.	<ul style="list-style-type: none"> - Risco de melanomas; - Destruição da microfauna oceânica; - Degradação do património construído.
Eutrofização (ET)	Regional	kg PO ₄ eq	A eutrofização inclui todos os impactos devido ao nível excessivo de nutrientes no ambiente causado pela emissão de nutrientes para o ar, água e solo.	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento do consumo de oxigénio em meios aquosos; - Redução da penetração da luz em ambientes aquosos; - Desaparecimento de solos que, por natureza, tenham baixa concentração de nutrientes.
Oxidação fotoquímica (OF)	Regional	kg C ₂ H ₄ eq	A formação de oxidantes fotoquímicos corresponde à formação de compostos químicos reativos, <i>e.g.</i> ozono, por ação da luz UV em alguns poluentes atmosféricos, podendo ser nocivo para a saúde humana e para os ecossistemas e destruir campos agrícolas. Este problema é também conhecido como “smog de verão”.	<ul style="list-style-type: none"> - Diminuição da visibilidade; - Aumento de doenças dos olhos, respiratórias e cardiovasculares; - Degradação das plantas vasculares.

Após a definição das categorias de impacto, a AICV, de acordo com as normas NP EN ISO 14040 e 14044 (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b), é efetuada a partir de: (i) elementos obrigatórios, como a classificação e a caracterização, necessários para categorizarem os numerosos resultados da tabela de inventário da ICV num número limitado de impactos ambientais conhecidos; e (ii) elementos opcionais, como a normalização, a ponderação e a análise de qualidade dos dados, que têm por objetivo simplificar a interpretação dos resultados obtidos.

A classificação baseia-se na atribuição dos resultados da tabela de inventário às categorias de impacto. Esta tarefa assume-se como determinante ao longo de toda a AICV, uma vez que suporta a escolha do método de avaliação de impactos.

Existe um leque alargado de métodos de avaliação de impactos disponíveis na bibliografia, mas basicamente existem dois tipos de metodologias – orientadas: (i) para problemas ambientais (“*mid-points*”), que determinam o impacto ambiental dos indicadores de categoria, ou (ii) para danos ambientais (“*end-points*”), que estabelecem os danos ambientais das categorias finais. A Figura 5.5 mostra um exemplo de possíveis impactos relativos a ambas as metodologias.

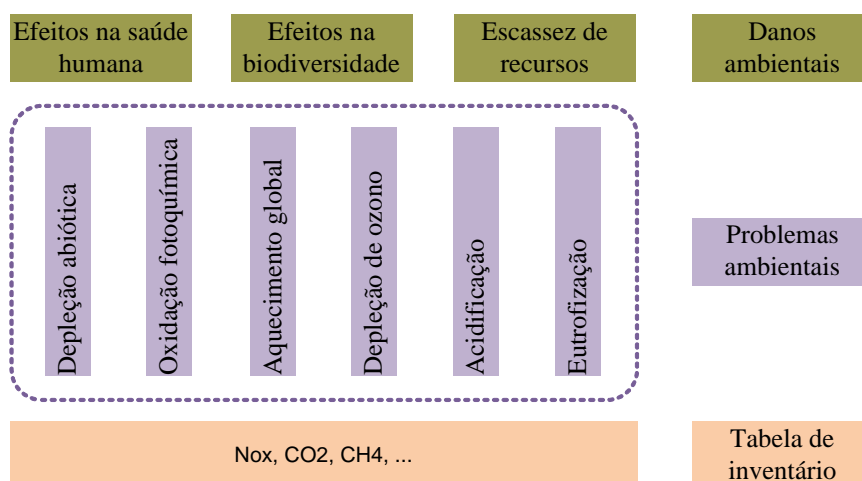


Figura 5.5 – Metodologias de avaliação de impactos.

Na abordagem orientada para problemas ambientais é necessário definir uma vasta lista de categorias de impacto, que pode variar consoante o objetivo e âmbito da AACV. Uma das desvantagens desta abordagem consiste na incerteza da significância ambiental de cada categoria de impacto, o que dificulta a subsequente fase de caracterização (Krewitt *et al.*, 1998). Já na metodologia orientada para danos ambientais, os critérios de agrupamento das categorias de impacto são mais abrangentes, de modo a reduzir o número de categorias. No entanto, o nível de incerteza associado aos limites de cada categoria de impacto tende a subir à medida que se reduz o número de categorias, o que representa uma desvantagem deste tipo de abordagem. Genericamente, os resultados obtidos na abordagem orientada para problemas

ambientais são mais precisos e corretos do que os obtidos na abordagem orientada para danos ambientais (Salokangas, 2012).

Em função do que se expôs anteriormente, neste estudo a AICV segue um método de avaliação de impactos orientado para problemas ambientais, tal como já foi deixado a entender pelas categorias de impacto adotadas (ver Tabela 5.4). O método escolhido – CML 2001, foi também desenvolvido no Centro de Ciência Ambiental da Universidade de Leiden e publicado no manual holandês “*An operational guide to the ISO standards*” (Guinée *et al.*, 2001), tendo sido especificamente construído “respeitando” as categorias de impacto previamente referidas. Além disso, o CML 2001 é um dos métodos que está implementado no *software* para AACV selecionado neste estudo.

O passo seguinte, e obrigatório, da AICV é a caracterização. Uma vez que os impactos ambientais não têm o mesmo peso relativo em todas as categorias, são-lhes atribuídos fatores de caracterização, de modo a que se possam somar as contribuições de todos os impactos numa dada categoria. O resultado obtido é o indicador dessa categoria. Da caracterização, resulta uma lista de valores numéricos, que pretende quantificar as potenciais cargas ambientais, e que se designa por perfil ambiental.

Finalizados os elementos obrigatórios, é muitas vezes imprescindível considerar os elementos opcionais previamente referidos (normalização, ponderação e análise de qualidade dos dados). Realce-se a normalização, muitas vezes referida como obrigatória (Guinée *et al.*, 2001), devido aos benefícios em termos de facilidade de compreensão, fiabilidade e imparcialidade dos resultados que daí advêm. A normalização consiste em determinar a grandeza de cada categoria de impacto relativamente a uma base comum (IPQ, 2008b; IPQ, 2010b), permitindo identificar a importância relativa de cada categoria de impacto no impacto ambiental global.

No processo de normalização são, então, introduzidos um conjunto de fatores numéricos associados às diversas categorias de impacto, que têm de ser consistentes com as categorias de impacto selecionadas (IPQ, 2010b). Neste estudo, esses fatores são considerados através do método de avaliação de impactos adotado (CML 2001). O CML 2001 agrupa os fatores de acordo com as seguintes realidades: Holanda (em 1997), Europa Ocidental (em 1995) e Mundo (em 1990 e em 1995) (Huijbregts *et al.*, 2003), tendo-se adotado a realidade da Europa Ocidental.

5.1.3 Avaliação do Custo do Ciclo de Vida

A ACCV objetiva a consideração de todos os fluxos monetários potencialmente relevantes ao longo do tempo de vida útil de um produto (Fuller e Petersen, 1996). O âmbito da ACCV é, por diversas vezes, confundido com o custo de vida total, pelo que a norma que sustenta a

ACCV, ISO 15686-5 (ISO, 2008b), procurou eliminar esta ambiguidade. A Figura 5.6 apresenta a distinção entre custo de vida total e custo do ciclo de vida para o caso de edifícios/infraestruturas, de acordo com as indicações fornecidas nesta norma.

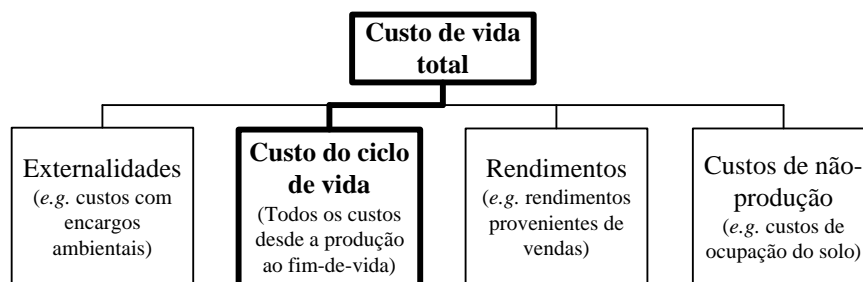


Figura 5.6 – Custo de vida total e custo do ciclo de vida para edifícios/infraestruturas.

Os fluxos monetários relacionados com infraestruturas como pontes são, tipicamente, divididos em (i) custos de agenciamento e (ii) custos de utilização, podendo existir ainda quem considere (iii) custos de terceiros, tal como apresentado na metodologia proposta por Ehlen e Marshall (1996), uma das mais utilizadas na ACCV de pontes (Davis Langdon, 2007; Gervásio e da Silva, 2008).

Os custos de agenciamento, imputados ao dono/concessionário da via onde a ponte se insere, referem-se ao investimento de construção, bem como aos custos relativos às atividades de manutenção e desativação. Os custos de utilização são atribuídos aos utilizadores, que, embora sejam os principais beneficiários da rede rodoviária, têm de pagar por tempo de trabalho perdido devido a ações de construção, manutenção e desativação e, ainda, pelo aumento de probabilidade de ocorrência de outros riscos associados, *e.g.* risco de acidentes. Os custos de terceiros relacionam-se com custos que a própria sociedade tem de pagar, *e.g.* receitas perdidas por empresas situadas na proximidade da nova estrutura.

Neste estudo foi seguida uma adaptação da metodologia de Ehlen e Marshall (1996) para tabuleiros de pontes (Gervásio, 2010), segundo a qual apenas os custos de agenciamento são imputados na ACCV. Relativamente aos custos de utilização, por não serem normalmente incluídos em análises económicas, foram considerados na ASCV (ver secção 5.1.4). Os custos de terceiros foram excluídos.

Consideram-se, então, três categorias de impacto, referidas na Tabela 5.2: (i) Custo de Construção (CC), (ii) Custo de Operação (CO) e (iii) Custo de Desativação (CD), como se apresenta na expressão 5.1:

$$ACCV = CC + CO + CD \quad (5.1)$$

O CC engloba os custos necessários para construir a ponte, incluindo custos de aquisição dos materiais, custos de equipamentos e custos de mão-de-obra. Estes custos são, normalmente,

calculados com base em preços unitários e na quantidade dos recursos. O CO considera todos os custos de manutenção que ocorrem desde a entrada em funcionamento até ao fim de vida da ponte, incluindo: custos de inspeções periódicas ligeiras, custos de inspeções periódicas mais detalhadas e que envolvem operações de manutenção e custos de ações de reparação. O CD é gerado pelos custos de demolição e remoção da estrutura que alcançou o seu tempo de vida útil. Sempre que os resíduos possam ser reciclados ou reutilizados, assumem-se como tendo um valor positivo, que corresponde ao valor residual da ponte (CR).

Tanto os custos de operação, como os custos de desativação ocorrem no futuro, ao longo do tempo de vida útil das pontes, pelo que não podem ser comparados ou simplesmente somados, uma vez que é necessário ter em conta a variação do valor do dinheiro com o tempo. De facto, a mesma quantia de dinheiro gasta em diferentes instantes no tempo não representa o mesmo valor atual, pelo que é necessário ter esse aspeto em consideração.

A norma ISO 15686-5 (ISO 2008) indica um método no qual os custos futuros são convertidos (descontados) para valores atuais (correspondendo geralmente ao ano de inauguração da estrutura), de acordo com a aplicação da expressão 5.2:

$$VA = \sum_{t=0}^{t_L} \frac{VF}{(1+d)^t} \quad (5.2)$$

onde VA é o valor atual, VF é valor no futuro no ano t , t_L é o tempo de vida útil de dimensionamento da ponte (neste estudo, $t_L = 50$ anos) e d é a taxa de desconto. De acordo com este método, o valor atual, VA , representa a quantidade de dinheiro que seria necessária investir hoje, admitindo uma taxa de juro igual à taxa de desconto d , de modo a ter o dinheiro disponível para cobrir um custo futuro, VF , no momento t em que este esteja previsto ocorrer.

A seleção da taxa de desconto constitui um dos aspetos mais importantes e controversos na ACCV (Kishk *et al.*, 2003; Salokangas, 2012). Neste tipo de estudos, existe a possibilidade de se utilizarem duas taxas de desconto, uma real e outra nominal. Enquanto a taxa de desconto real reflete o valor do dinheiro sem ter em consideração os efeitos da inflação ou deflexão, ou seja, o valor real do dinheiro ao longo do tempo, a taxa de desconto nominal já tem em consideração a inflação ou deflexão. Poderia ser, então, expectável que a utilização da taxa de desconto nominal fosse recomendada. No entanto, devido à impossibilidade em prever a inflação/deflação ao longo do tempo, diversos autores (Davis Langdon, 2007; Ryall, 2010) e até mesmo a norma ISO 15686-5 (ISO 2008) referem que se deve adotar a taxa de desconto real, sendo esta a taxa utilizada neste estudo.

Além disso, também não existe consenso em torno do valor da taxa de desconto a adotar. Em Portugal, de acordo com o Decreto-Lei n.º 111/2012 de 23 de Maio, o valor da taxa de desconto real a ser usado na avaliação de projetos em parcerias público-privadas é de 4 %. No

Reino Unido, o governo utiliza uma taxa de desconto real de 8 %, já nos EUA a taxa de desconto real é de 6 %, na Alemanha 3 % e na Suíça 2 % (Ryall, 2010). A norma ISO 15686-5 (ISO 2008) define uma gama de valores entre 0 e 4 %. Neste estudo a AACV é efetuada assumindo uma taxa de desconto real de 4 % – na secção 5.2.4.3 faz-se um pequeno estudo comparativo, para $d = 1 \%$, 2% e 4% , o qual permite justificar o valor adotado.

A partir do método exposto anteriormente, é então possível calcular o valor atual do custo do ciclo de vida das pontes (VACCV), através da expressão 5.3:

$$VACCV = \sum_{t=0}^{t_L} \frac{C_t}{(1+d)^t} = CC + \left(\sum_{t=0}^{t_L-1} \frac{CO}{(1+d)^t} \right) + \frac{CD - CR}{(1+d)^{t_L}} \quad (5.3)$$

Na expressão 5.3, o custo de construção CC não aparece afetado de qualquer valor, uma vez que neste estudo se considerou que as pontes são construídas em menos de um ano, sendo este custo imputado, na sua totalidade, ao primeiro ano do ciclo de vida das estruturas. Além disso, considerou-se também que as pontes são desativadas durante o último ano do seu ciclo de vida, pelo que o custo de desativação CD, e o custo residual CR, ocorrem na sua totalidade no ano 50.

5.1.4 Avaliação Social do Ciclo de Vida

A ASCV relaciona-se com questões como as condições de trabalho, a criação de emprego, o bem-estar, a saúde, a segurança, o conforto, etc., sendo aquela que se apresenta numa fase mais embrionária de desenvolvimento. Consequentemente, e no seguimento da indefinição normativa relativa às questões socioculturais, não existe convergência na comunidade científica sobre este assunto, o que tem conduzido a dois pensamentos distintos: enquanto alguns autores defendem a inclusão dos aspetos socioculturais na análise do ciclo de vida de um produto, outros defendem uma posição oposta (Spillemaeckers, 2007).

Neste estudo incluiu-se a avaliação dos aspetos socioculturais, tendo-se adotado a metodologia proposta por Gervásio (2010), segundo a qual se podem considerar dois tipos de categorias de impacto na ASCV: (i) obrigatórios, que têm por objetivo quantificar os impactos causados aos utilizadores por qualquer ação de construção, manutenção ou desativação da estrutura, e (ii) opcionais, de natureza bastante mais subjetiva, incluindo aspetos como o ruído ou a estética.

Neste estudo consideram-se, apenas, categorias de impacto obrigatórias, que, de acordo com a Tabela 5.2, são materializadas por três tipos de custos: (i) Custo de Atraso dos Condutores (CAC), (ii) Custo de Operação dos Veículos (COV) e (iii) Custo de Acidentes (CA).

O CAC é o custo imputado aos condutores que sofrem atrasos devido à execução de trabalhos, sendo dado pela expressão 5.4:

$$CAC = \left(\frac{L}{V_a} - \frac{L}{V_n} \right) \times TMD \times N \times \sum_{i=1}^4 (CTC_i \times p_i) \quad (5.4)$$

onde L é o comprimento total de via que é afetada, V_a é a velocidade do tráfego durante a execução de trabalhos, V_n é a velocidade normal da via, TMD é o tráfego médio diário, N é o número de dias de duração dos trabalhos, CTC_i é o custo horário de cada condutor de um veículo da classe i [€/h.veículo] (ver Tabela 5.5) e p_i é a percentagem de veículos da classe i no tráfego total.

A Tabela 5.5 indica o custo horário por condutor CTC_i para cada uma das classes de veículos definidas na Tabela 5.6. A definição das classes de veículos foi efetuada com base no Decreto-Lei n.º 44/2005 de 23 de Fevereiro. Os valores apresentados na Tabela 5.5 foram adaptados por Gervásio (2010), a partir do modelo desenvolvido por Santos (2007) para calcular custos de utilização dos condutores da rede rodoviária portuguesa.

Tabela 5.5 – Custo horário dos condutores por classe de veículo (Gervásio, 2010).

	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
CTC_i				
[€/h.veículo]	7,75	6,20	62,90	9,30

Tabela 5.6 – Classes de veículos consideradas na legislação portuguesa.

Classe de veículos		Descrição		
1	Ligeiros	de passageiros	“Veículos com peso bruto igual ou inferior a 3.500 kg e com lotação não superior a nove lugares, incluindo o do condutor.”	Transporte de pessoas
2		de mercadorias		Transporte de carga
3	Pesados	de passageiros	“Veículos com peso bruto superior a 3.500 kg ou com lotação superior a nove lugares, incluindo o do condutor.”	Transporte de pessoas
4		de mercadorias		Transporte de carga

O COV deve-se ao custo dos veículos sujeitos a atrasos por efeito da execução de trabalhos. Este custo é calculado pela expressão 5.5:

$$COV = \left(\frac{L}{V_a} - \frac{L}{V_n} \right) \times TMD \times N \times \sum_{i=1}^4 (COV_i \times p_i) \quad (5.5)$$

onde COV_i é o custo de operação de um veículo da classe i [€/km.veículo].

A quantificação do custo de operação para cada uma das classes de veículos também se baseou numa adaptação de Gervásio (2010) ao modelo proposto por Santos (2007) (ver Tabela 5.7).

Tabela 5.7 – Custo de operação dos veículos (Gervásio, 2010).

	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
COV_i				
[€/km.veículo]	0,1725	0,1161	0,8314	0,6663

O CA representa o custo causado por acidentes devido à execução dos trabalhos, sendo dado pela expressão 5.6:

$$CA = L \times TMD \times N \times (T_a - T_n) \times C_a \quad (5.6)$$

onde T_a é a taxa de acidentes durante a execução de trabalhos [acidentes/veículos.km], T_n é a taxa de acidentes normal da via [acidentes/veículos.km] e C_a é o custo por acidente [€/acidente].

O custo por acidente foi, mais uma vez, determinado a partir do modelo elaborado por Santos (2007) e ajustado por Gervásio (2010). Considera-se que o custo total por acidente se deve (i) ao custo das vítimas e (ii) ao custo de assistência (das autoridades e das equipas médicas), sendo os acidente quantificados de acordo com três tipos: com feridos ligeiros, com feridos graves e com mortes. Os acidentes que apenas provocam danos materiais não foram tidos em consideração neste estudo. A Tabela 5.8 apresenta o custo das vítimas e de assistência por tipo de acidente.

Tabela 5.8 – Custo das vítimas, CV_a , e custo de assistência, CA_a (Gervásio, 2010).

Tipo de acidente	a	CV_a [€]	CA_a [€]
Com feridos ligeiros	1	41.600,00	73,12
Com feridos graves	2	93.600,00	255,31
Com mortes	3	520.000,00	342,67

De acordo com o que foi exposto, a expressão 5.6 toma a forma indicada na expressão 5.7:

$$CA = L \times TMD \times N \times \sum_{a=1}^3 [(TVa_a - TVn_a) \times CV_a + (TAa_a - TAn_a) \times CA_a] \quad (5.7)$$

onde TVa_a e TVn_a representam a taxa de vítimas por acidente de tipo a, respetivamente, com e sem execução de trabalhos na via [vítimas.10⁻⁸/veículos.km], TAa_a e TAn_a representam a taxa de acidentes de tipo a, respetivamente, com e sem execução de trabalhos na via [acidentes.10⁻⁸/veículos.km], CV_a é o custo das vítimas por acidente de tipo a (ver Tabela 5.8) e CA_a é o custo de assistência por acidente de tipo a (ver Tabela 5.8). Na expressão 5.7, as taxas de vítimas TV e de acidentes TA são consideradas através da diferença entre os valores obtidos quando ocorrem trabalhos na via e em condições normais de serviço.

As imposições de segurança cada vez mais rígidas a que os concessionários das estradas são obrigados, aquando da execução de trabalhos nas vias, têm como efeito imediato a redução da taxa de acidentes e, conseqüentemente, de vítimas. Estudos recentes mostram que a diferença entre estas taxas em zonas de trabalho e em condições normais de serviço é inferior a 5 % (Freeman *et al.*, 2004; Gervásio, 2010). Neste estudo foi assumido que as taxas em zonas de trabalho (TAA_a e TVa_a) são 5 % superiores às taxas em situação normal de serviço (TAN_a e TVn_a).

A contabilização de custos futuros que ocorrerão na ASCV, tal como referido na secção 5.1.3, são convertidos para o seu valor atual, de acordo com o método adotado neste estudo e expresso pela expressão 5.2. Na ASCV utiliza-se também uma taxa de desconto real de 4 %, por ser a que mais se adequa a este estudo (ver secção 5.2.4.3).

5.2 Avaliação de sustentabilidade de tabuleiros mistos madeira-betão

5.2.1 Introdução

Na secção 3.3.3 foram estabelecidas duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão (solução-tipo I e solução-tipo II), resultado da análise e caracterização das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada nesta tese. O estudo aqui apresentado permite avaliar o potencial destes dois tipos de tabuleiros em pontes.

Nesse sentido, identificaram-se dois casos reais de pontes de betão armado/pré-esforçado para as quais a utilização de cada uma das soluções-tipo I e II é particularmente adequada. A opção por pontes de betão deveu-se ao facto deste ser o material estrutural mais utilizado na construção de pontes de pequeno vão, quer em Portugal (de acordo com a Direção de Projetos da Estradas de Portugal, S.A. representavam, em 2012, cerca de 60 % das pontes em território português (DPEP, 2012)), quer a nível mundial (Aktan *et al.*, 2000).

A abordagem seguida consistiu em aplicar a metodologia para avaliação de sustentabilidade apresentada na secção 5.1 a estes dois casos reais, efetuando-se uma análise comparativa do ciclo de vida para duas situações distintas: (i) tabuleiros existentes (em betão armado/pré-esforçado) e (ii) tabuleiros propostos (soluções-tipo I e II mistas madeira-betão).

O dimensionamento dos tabuleiros propostos seguiu as diretrizes definidas no capítulo 4. Nesta secção não são apresentados quaisquer cálculos do dimensionamento, uma vez que o Anexo E apresenta e detalha o processo de dimensionamento para ambas as soluções-tipo. Além disso, os exemplos utilizados adiante têm características geométricas (vão e largura) muito semelhantes às dos dois casos abordados no anexo.

5.2.2 Detalhes de projeto

5.2.2.1 Estudo de Caso I

O Caso I refere-se a uma ponte rodoviária, construída em 2008, sobre a Linha do Oeste ao km 193+090, coordenadas GPS 40°1'37.6"N 8°48'43.1"W (ver Figura 5.7). A Linha do Oeste está integrada na Rede Complementar sob jurisdição da Rede Ferroviária Nacional – REFER e liga a estação de Agualva-Cacém à estação de Figueira da Foz, apresentando uma distância total de 197 km. A ponte situa-se na estrada municipal que une as localidades de Marinha das Ondas e Matas do Lourçal, Concelho de Figueira da Foz. Todos os elementos de projeto foram cedidos pela empresa projetista – GAPRES, Gabinete de Projetos, Engenharia e Serviços, S.A.



Figura 5.7 – Ponte rodoviária ao km 193+090 da Linha do Oeste, Estudo de Caso I.

O tabuleiro, composto por um vão único simplesmente apoiado de 14,80 m, compreende duas vias de tráfego com 2,75 m de largura (uma em cada sentido), bermas com 0,50 m e passeios com 1,35 m (incluindo guardas de segurança e guarda-corpos), o que corresponde a uma largura total de 9,20 m.

O tabuleiro existente é composto por seis vigas de betão pré-esforçado pré-fabricadas, solidarizadas através de uma laje de betão armado, betonada *in situ*, com 0,21 m de espessura média e que apresenta uma pendente transversal de 2,5 %. A armadura da laje é constituída por varões $\Phi 10 // 0,10$ m (na face inferior) e $\Phi 12 // 0,20$ m (na face superior), em ambas as direções (longitudinal e transversal). A laje utiliza betão de classe de resistência C30/37 e varões de aço com tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ MPa.

Os guarda-rodas, igualmente de betão armado, foram executados aquando da betonagem da laje, tendo 5 varões $\Phi 12$ mm em todo o seu comprimento e estribos $\Phi 12 // 0,10$ m na direção transversal. O passeio é preenchido com betão de agregados leves, sendo revestido com argamassa esquadrelada. Nos bordos do tabuleiro posicionam-se vigas de bordadura de betão armado pré-fabricadas. Existem, ainda, guardas de segurança metálicas sobre os guarda-rodas e guarda-corpos metálicos sobre as vigas de bordadura. A Figura 5.8 apresenta a secção transversal do tabuleiro existente.

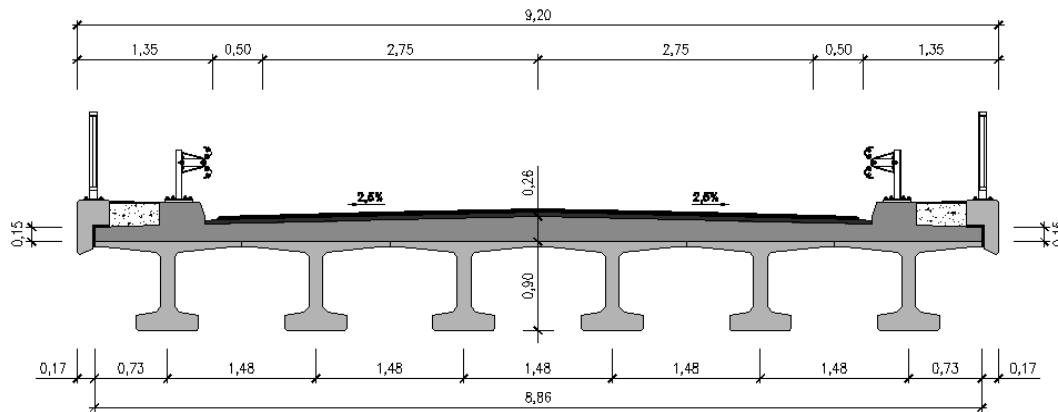


Figura 5.8 – Secção transversal do tabuleiro existente, Estudo de Caso I.
(dimensões em metros)

Relativamente ao tabuleiro proposto, a secção transversal é composta por oito vigas de madeira lamelada colada (classe de resistência GL 28h), com secção transversal retangular 0,28x0,96 m, solidarizadas através de uma laje de betão armado com 0,25 m de espessura média (igualmente betonada *in situ* e com uma pendente transversal de 2,5 %). A laje também utiliza betão de classe de resistência C30/37 e varões de aço com tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ MPa, $\Phi 10 // 0,10$ m (na direção transversal) e $\Phi 10 // 0,40$ m (na direção longitudinal) em ambas as faces. As vigas de madeira são ligadas à laje de betão armado por intermédio de um sistema de ligação constituído por varões de aço em “X” ($\Phi 20$ mm) colados na madeira combinados com entalhes a cada 1,5 m ($k_{ser} = 1.460$ N/mm/mm). Os restantes elementos do tabuleiro proposto, incluindo os guarda-rodas, são comuns aos do existente. A Figura 5.9 apresenta a secção transversal do tabuleiro proposto. Como se pode verificar, a altura total do tabuleiro proposto é cerca de 10 cm superior à do existente, o que não constitui qualquer condicionalismo relativamente à catenária da via ferroviária.

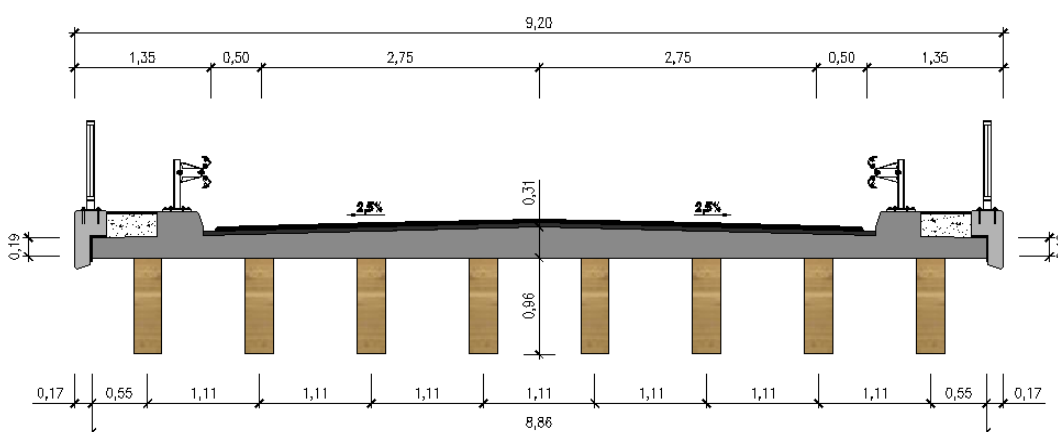


Figura 5.9 – Secção transversal do tabuleiro proposto, Estudo de Caso I.
(dimensões em metros)

A Tabela 5.9 apresenta as quantidades dos materiais utilizados em cada tabuleiro e respetivo custo unitário. Os preços apresentados incluem a colocação em obra dos materiais, bem como a mão-de-obra de montagem/instalação, tendo por referência o ano de 2014.

Tabela 5.9 – Quantidades e custo unitário dos materiais utilizados, Estudo de Caso I.

Elemento	Material	Un	Custo unitário [€/Un]	Quantidade	
				Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
Laje	Betão – classe C30/37	m ³	105,00	27,84	33,96
	Armadura ordinária – $f_{yk} = 500$ MPa	kg	0,95	3.690,24	2.826,09
	Cofragem (bordos)	m ²	35,00	8,23	10,26
	Cofragem (face inferior)	m ²	30,00	-	101,48
Vigas	Viga de betão pré-fabricada, incluindo ligação à laje (densidade do aço = 282 kg/m ³)	un	5.500,00	6,00	-
	Viga de madeira lamelada colada – classe GL 28h, incluindo tratamento preservador em profundidade	m ³	835,00	-	32,97
	Membrana impermeabilizante	m ²	12,00	-	6,14
	Cola de resinas epóxi	l	20,21	-	42,00
Ligação viga-laje	Armadura ordinária – $f_{yk} = 500$ MPa	-	-	(incluído nas vigas)	-
	Varões de aço em “X” + entalhes + cola de resinas epóxi (9,45 kg/un)	un	16,56	-	82,00
Passeios	Guarda-rodas de betão armado – classe C30/37	m ³	105,00	3,13	3,13
	Armadura ordinária – $f_{yk} = 500$ MPa	kg	0,95	481,18	481,18
	Cofragem	m ²	35,00	14,87	14,87
	Betão de agregados leves	m ³	44,80	2,78	2,78
	Revestimento com argamassa esquadrelada	m ²	7,00	15,33	15,33
	Tubo de PVC Φ 90 mm para enchimento	m	2,40	91,98	91,98
Pavimento	Camada de regularização em betão betuminoso com 4 cm de espessura	m ²	6,00	102,13	102,13
	Camada de desgaste em betão betuminoso antiderrapante com 4 cm de espessura	m ²	8,00	98,45	98,45
Diversos	Aparelho de apoio elastomérico tipo C Φ 200 mm	un	250,00	12,00	-
	Placa de neoprene 270x280x13 mm	un	75,00	-	16,00
	Chapa de aço dos apoios (67,5 kg/un)	un	81,53	-	16,00
	Junta de dilatação de perfil de elastómero comprimido	m	600,00	17,72	17,72
	Guarda de segurança em aço galvanizado	m	58,50	30,66	30,66
	Guarda-corpos metálico	m	110,00	30,66	30,66
	Viga de bordadura de betão armado pré-fabricada (densidade do aço = 88 kg/m ³)	m	85,00	30,66	30,66
	Tubo de descarga PEAD Φ 110 mm, incluindo todos os acessórios necessários	m	3,51	13,96	13,96
	Gárgula de aço galvanizado com grelha	un	39,50	4,00	4,00

5.2.2.2 Estudo de Caso II

O Caso II refere-se a uma ponte rodoviária construída sobre uma linha de água pertencente ao perímetro da zona agrícola do baixo Mondego, coordenadas GPS 40°11'25.5"N 8°34'45.0"W (ver Figura 5.10). A ponte situa-se num caminho agrícola, gerido pela Junta de Freguesia da

Vila de Pereira, que une a EN341 a esta povoação. Todos os detalhes da estrutura foram obtidos por observação e inspeção *in situ* da mesma, uma vez que a idade da ponte (com algumas dezenas de anos) impossibilitou a consulta do projeto de execução ou de dados relativos à fase de construção.



Figura 5.10 – Ponte rodoviária na zona agrícola do Baixo Mondego, Estudo de Caso II.

O tabuleiro, composto por um vão simplesmente apoiado de 8 m, compreende uma única via de tráfego (não incluindo passeio) com 4 m de largura e guarda-corpos que ocupam 0,3 m, o que corresponde a uma largura total do tabuleiro de 4,6 m.

O tabuleiro existente é composto por uma laje de betão armado com 0,6 m de espessura média. A laje apresenta uma pendente de 2,0 % relativamente à horizontal. Uma vez que não se teve acesso projeto de execução, desconhece-se a armadura da laje, bem como a classe de resistência do betão. Dimensionou-se, então, o tabuleiro (considerando betão de classe de resistência C30/37), o que resultou na seguinte armadura: $\Phi 12 // 0,25$ m (na direção transversal da face inferior), $\Phi 20 // 0,125$ m (na direção longitudinal da face inferior), $\Phi 12 // 0,25$ m (em ambas as direções na face superior). Nos bordos da laje, onde os guarda-corpos metálicos são posicionados, a armadura é constituída por 5 varões $\Phi 12$ mm em todo o seu comprimento e estribos $\Phi 10 // 0,25$ m na direção transversal. A Figura 5.11 apresenta a secção transversal do tabuleiro existente.

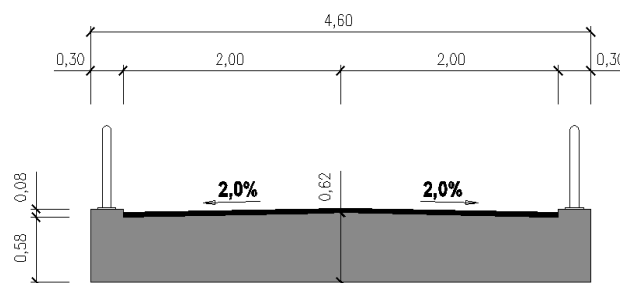


Figura 5.11 – Secção transversal do tabuleiro existente, Estudo de Caso II.
(dimensões em metros)

No caso do tabuleiro proposto, a secção transversal é composta por 13 toros com 357 mm de diâmetro (que corresponde ao diâmetro médio, ver secção 7.3.2), solidarizados por uma laje de betão armado com 0,20 m de espessura média. A laje utiliza betão de classe de resistência

C30/37 e armadura constituída por varões $\Phi 10 // 0,40$ m (na direção transversal da face inferior), $\Phi 16 // 0,125$ m (na direção longitudinal da face inferior), $\Phi 10 // 0,40$ m (na face superior). Nos bordos da laje, a armadura é constituída por 2 varões $\Phi 10$ mm em todo o seu comprimento e estribos $\Phi 10 // 0,25$ m na direção transversal. Os toros são de pinheiro-bravo, sendo as propriedades avançadas na Tabela 7.2 (valores sombreados). O sistema de ligação entre os toros e a laje de betão armado utiliza cavilhas $\Phi 25$ mm a cada 0,125 m ($k_{ser} = 304$ N/mm/mm). A Figura 5.12 apresenta a secção transversal do tabuleiro proposto, onde se observa um pequeno ajuste da largura do tabuleiro devido ao diâmetro dos toros.

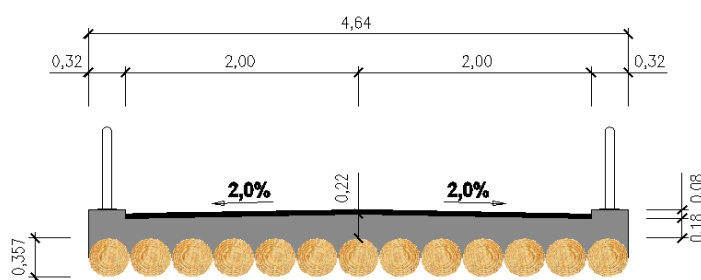


Figura 5.12 – Secção transversal do tabuleiro proposto, Estudo de Caso II.
(dimensões em metros)

A Tabela 5.10 apresenta as quantidades dos materiais utilizados em cada tabuleiro e respetivo custo unitário. Os preços apresentados incluem a colocação em obra dos materiais, bem como a mão-de-obra de montagem/instalação, tendo por referência o ano de 2014.

Tabela 5.10 – Quantidades e custo unitário dos materiais utilizados, Estudo de Caso II.

Elemento	Material	Un	Custo unitário [€/Un]	Quantidade	
				Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
Laje	Betão – classe C30/37	m ³	105,00	22,08	9,01
	Armadura ordinária – $f_{yk} = 500$ MPa	kg	0,95	1.145,40	881,36
	Toro de pinheiro-bravo, incluindo tratamento preservador superficial*	m ³	199,69	-	10,41
	Cofragem (bordos)	m ²	35,00	17,91	8,10
	Cofragem (face inferior)	m ²	30,00	36,80	-
	Película plástica em polietileno de média densidade	kg	3,8	-	10,73
	Cola de resinas epóxi	l	20,21	-	21,00
Ligação madeira-betão	Cavilha de aço (1,16 kg/un), incluindo ligação aos encontros	un	1,75	-	832,00
Pavimento	Camada de regularização em betão betuminoso com 4 cm de espessura	m ²	6,00	32,00	32,00
Diversos	Aparelhos de apoio e juntas de dilatação	(não foi possível verificar a sua presença no tabuleiro existente, pelo que não foram contabilizados)			
	Guarda-corpos metálico	m	50,00	16,00	16,00
	Tubo de descarga PEAD $\Phi 90$ mm	m	2,40	1,20	1,20

*Considera-se que os toros são colhidos em zona florestal gerida pela entidade responsável pela gestão da estrada onde a ponte se insere, sendo apenas necessário contabilizar os custos de remoção e transporte.

5.2.3 Cenários admitidos – otimização da fronteira do sistema

5.2.3.1 Fase de produção de materiais e fase de construção

No seguimento da fronteira do sistema apresentada na Figura 5.3, as Tabelas 5.11 e 5.12 estabelecem os cenários que a definem para as fases de produção de materiais e de construção, respetivamente. É com base nestes cenários que são calculados os impactos (ambientais, económicos e socioculturais) destas duas fases.

Tabela 5.11 – Definição da fronteira do sistema na fase de produção de materiais.

Natureza dos impactos	Processos	Cenários admitidos
Ambientais (AACV)	Aquisição e transformação de matérias-primas	Consideram-se os impactos relativos aos seguintes materiais: betão – laje, vigas pré-fabricadas e vigas de bordadura; madeira – vigas de madeira lamelada colada ou toros; aço – laje, vigas pré-fabricadas, vigas de bordadura e sistema de ligação madeira-betão. Os elementos considerados representam a esmagadora maioria do volume de construção dos tabuleiros.

NOTA: Não foram considerados impactos económicos e socioculturais na fase de produção de materiais.

Tabela 5.12 – Definição da fronteira do sistema na fase de construção.

Natureza dos impactos	Processos	Cenários admitidos
Ambientais (AACV)	Transporte de materiais	Apenas se consideram os impactos associados ao transporte dos materiais referidos na Tabela 5.11, de acordo com o definido nas Tabelas 5.13 e 5.14. (As distâncias de transporte foram definidas considerando a possibilidade mais próxima para fornecimento dos materiais. Nas Tabelas 5.13 e 5.14 indicam-se as coordenadas GPS dos locais de onde os materiais provêm.) NOTA: Não foram considerados os impactos ambientais devidos à maquinaria utilizada na construção dos tabuleiros.
Económicos (ACCV)	Edificação dos tabuleiros	Os impactos económicos resultam da consideração dos materiais utilizados para a edificação dos tabuleiros, definidos nas Tabelas 5.9 e 5.10.
Socioculturais (ASCV)	Perturbações de tráfego durante as atividades de construção	A duração dos trabalhos de construção dos tabuleiros é a mesma para os tabuleiros existente e proposto: 30 dias para o Caso I e de 45 dias para o Caso II. (No Caso I, de acordo com o empreiteiro responsável pela construção da ponte, os trabalhos de execução prolongaram-se durante 30 dias devido a restrições relacionadas com o normal funcionamento da linha férrea, que apenas permitiram a realização de trabalhos aos fins-de-semana e durante alguns períodos durante a semana. Em virtude deste condicionalismo, define-se que o tabuleiro proposto é construído no mesmo período de tempo. No Caso II, o desconhecimento de dados relativos à fase de construção da ponte levou a que se admitisse um período de 45 dias para a execução dos tabuleiros.) A velocidade normal do tráfego nas vias onde as pontes se inserem V_n , de 50 km/h, é restringida, durante todo o período de construção a um máximo V_a , de 30 km/h, numa extensão L , de 100 m. (V_n corresponde à velocidade máxima de circulação das vias, de acordo com o Código da Estrada publicado pelo Decreto-Lei n.º 44/2005 de 23 de Fevereiro.) Durante o primeiro ano, o tráfego médio diário TMD é de 1500 veículos/dia para o Caso I e de 1000 veículos/dia para o Caso II, seguindo a seguinte distribuição por classe de veículo: Caso I (1 – 66%, 2 – 25%, 3 – 1% e 4 – 8%); Caso 2 (1 – 60%, 2 – 30%, 3 – 0% e 4 – 10%). Estimou-se uma tendência de crescimento linear do TMD de 10 veículos/dia, para ambos os casos estudados. (O TMD foi determinado com base em contagens de tráfego realizadas <i>in situ</i> .)

Tabela 5.13 – Transporte de materiais, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Betão pronto	Camião betoneira com cilindro misturador de 8 m ³	29 km (39°58'32.8"N 8°37'38.8"W)	4 (carregado) + 4 (vazio)
Vigas de betão pré-fabricadas	Camião de 16 t	70 km (39°43'38.0"N 8°36'46.0"W)	6 (carregado) + 6 (vazio)
Vigas de bordadura	Camião de 16 t	70 km (39°43'38.0"N 8°36'46.0"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Aço para armaduras/ligações	Camião de 7,5 t	43 km (39°45'47.0"N 8°46'59.0"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
TABULEIRO PROPOSTO			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Betão pronto	Camião betoneira com cilindro misturador de 8 m ³	29 km (39°58'32.8"N 8°37'38.8"W)	5 (carregado) + 5 (vazio)
Vigas de madeira lamelada colada	Camião de 16 t	65 km (39°38'57.0"N 8°40'6.0"W)	2 (carregado) + 2 (vazio)
Vigas de bordadura	Camião de 16 t	70 km (39°43'38.0"N 8°36'46.0"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Aço para armaduras/ligações	Camião de 7,5 t	43 km (39°45'47.0"N 8°46'59.0"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)

Tabela 5.14 – Transporte de materiais, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Betão pronto	Camião betoneira com cilindro misturador de 8 m ³	11 km (40°11'6.9"N 8°29'3.6"W)	3 (carregado) + 3 (vazio)
Aço para armaduras	Camião de 7,5 t	26 km (40°15'57.7"N 8°30'15.5"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
TABULEIRO PROPOSTO			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Betão pronto	Camião betoneira com cilindro misturador de 8 m ³	11 km (40°11'6.9"N 8°29'3.6"W)	2 (carregado) + 2 (vazio)
Aço para armaduras/ligações	Camião de 7,5 t	26 km (40°15'57.7"N 8°30'15.5"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Toros	Camião de 7,5 t	20 km	1 (carregado) + 1 (vazio)

5.2.3.2 Fase de operação

A fase de operação cobre o período de tempo desde a abertura das pontes ao tráfego até ao seu encerramento. Esta fase inclui todos os planos necessários para manter os tabuleiros em condições adequadas à sua utilização. Nesse sentido, estabelecem-se seguidamente os planos de inspeção e manutenção considerados neste estudo, os quais se baseiam em valores de vida de serviço médios dos diversos componentes dos tabuleiros, obtidos em bibliografia da especialidade (Lifecon, 2003; Gharaibeh, 2005). Refira-se que não foi considerada a

possibilidade de ocorrência de uma catástrofe natural que provocasse danos graves, ou mesmo irreparáveis, nas estruturas.

No Caso I (ver Tabela 5.15), assume-se que as vigas de betão pré-fabricadas (tabuleiro existente) não necessitam de qualquer ação de manutenção ao longo do tempo de vida útil da ponte. As vigas de madeira lamelada colada (tabuleiro proposto) são tratadas superficialmente com uma velatura protetora, a cada 15 anos. No Caso II (ver Tabela 5.16), assume-se que todos os elementos de betão armado dos tabuleiros são reparados 25 anos após a entrada em serviço das pontes. Os toros (tabuleiro proposto) são tratados superficialmente com uma velatura protetora, a cada 15 anos.

Tabela 5.15 – Plano de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I.

Ação de inspeção e manutenção		Periodicidade
		[anos]
Inspeções visuais	Tabuleiro existente	2
	Tabuleiro proposto*	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas		5
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios		5
Substituição do pavimento		10
Proteção das vigas de madeira (apenas tabuleiro proposto)		15
Reparação da estrutura de betão armado (apenas tabuleiro proposto)		25
Substituição das juntas de dilatação		25
Substituição dos aparelhos de apoio		25
Reparação das vigas de bordadura		25
Substituição das guardas de segurança		25
Repintura dos guarda-corpos		25

Tabela 5.16 – Plano de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II.

Ação de inspeção e manutenção		Periodicidade
		[anos]
Inspeções visuais	Tabuleiro existente	2
	Tabuleiro proposto	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas		5
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios		5
Reparação do pavimento		10
Proteção dos toros (apenas tabuleiro proposto)		15
Reparação da estrutura de betão armado		25
Repintura dos guarda-corpos		25

Na definição dos planos de inspeção e manutenção considera-se que as ações com a mesma periodicidade no tempo são calendarizadas para a mesma altura, permitindo, desta forma,

reduzir o número de vezes que as estruturas são intervencionadas. Estabelecem-se então combinações de ações, de acordo com o que se apresenta nas Tabelas 5.17 a 5.20.

Tabela 5.17 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).

Ação de inspeção e manutenção	Períodicidade [anos]									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
Inspeções visuais	(de 2 em 2 anos)									
Inspeções detalhadas										
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios										
Substituição do pavimento										
Substituição das juntas de dilatação										
Substituição dos aparelhos de apoio										
Reparação das vigas de bordadura										
Substituição das guardas de segurança										
Repintura dos guarda-corpos										
Ação combinada	1	2	1	2	3	2	1	2	1	

Tabela 5.18 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).

Ação de inspeção e manutenção	Períodicidade [anos]									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
Inspeções visuais	(de 15 em 15 meses)									
Inspeções detalhadas										
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios										
Substituição do pavimento										
Proteção das vigas de madeira										
Reparação da estrutura de betão armado										
Substituição das juntas de dilatação										
Substituição dos aparelhos de apoio										
Reparação das vigas de bordadura										
Substituição das guardas de segurança										
Repintura dos guarda-corpos										
Ação combinada	1	2	3	2	4	5	1	2	3	

Tabela 5.19 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).

Ação de inspeção e manutenção	Períodicidade [anos]									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
Inspeções visuais	(de 2 em 2 anos)									
Inspeções detalhadas										
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios										
Substituição do pavimento										
Reparação da estrutura de betão armado										
Repintura dos guarda-corpos										
Ação combinada	1	2	1	2	3	2	1	2	1	

Tabela 5.20 – Ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).

Ação de inspeção e manutenção	Períodicidade [anos]								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Inspeções visuais	(de 15 em 15 meses)								
Inspeções detalhadas									
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios									
Substituição do pavimento									
Proteção dos toros									
Reparação da estrutura de betão armado									
Repintura dos guarda-corpos									
Ação combinada	1	2	3	2	4	5	1	2	3

Uma vez esclarecidas as ações de inspeção e manutenção, a Tabela 5.21 estabelece, no seguimento da fronteira do sistema apresentada na Figura 5.3, os cenários que a definem para a fase de operação, e com base nos quais são calculados os impactos (ambientais, económicos e socioculturais) durante a fase de operação dos tabuleiros.

Tabela 5.21 – Definição da fronteira do sistema na fase de operação.

Natureza dos impactos	Processos	Cenários admitidos
Ambientais (AACV)	Transporte de materiais e equipamentos	Nas Tabelas 5.22 a 5.25 define-se o transporte dos materiais e equipamentos utilizados nas ações de inspeção e manutenção. NOTA: Não foram considerados os impactos ambientais devidos à aquisição e transformação de matérias-primas necessárias para as ações de manutenção.
Económicos (ACCV)	Ações de inspeção e manutenção	Os impactos económicos relativos às ações de inspeção e manutenção são calculados através dos seus custos unitários, apresentados nas Tabelas 5.26 e 5.27.
Socioculturais (ASCV)	Perturbações de tráfego durante as ações de inspeção e manutenção	Só se consideram as ações de inspeção e manutenção que provocam perturbações de tráfego, sendo definidas na Tabela 5.28 as respetivas durações. (Quando ocorrem perturbações de tráfego, a velocidade normal do tráfego V_n , de 50 km/h, é restringida a um máximo V_a , de 30 km/h, numa extensão L , de 100 m.)

Tabela 5.22 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).

Ação combinada	Tipo de transporte	Distância percorrida [km]	Número de viagens
Inspeções visuais	Ligeiro de mercadorias	2	20 (ida) + 20 (volta)
Ação 1	Ligeiro de mercadorias	2	4 (ida) + 4 (volta)
Ação 2	Camião de 16 t	35	4 (carregado) + 4 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	2	4 (ida) + 4 (volta)
Ação 3	Ligeiro de mercadorias	172	1 (ida) + 1 (volta)

Tabela 5.23 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).

Ação combinada	Tipo de transporte	Distância percorrida [km]	Número de viagens
Inspeções visuais	Ligeiro de mercadorias	2	30 (ida) + 30 (volta)
Ação 1	Ligeiro de mercadorias	2	2 (ida) + 2 (volta)
Ação 2	Camião de 16 t	35	3 (carregado) + 3 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	2	3 (ida) + 3 (volta)
Ação 3	Ligeiro de mercadorias	62	2 (ida) + 2 (volta)
Ação 4	Ligeiro de mercadorias	172	1 (ida) + 1 (volta)
Ação 5	Camião de 16 t	35	1 (carregado) + 1 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	62	1 (ida) + 1 (volta)

Tabela 5.24 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).

Ação combinada	Tipo de transporte	Distância percorrida [km]	Número de viagens
Inspeções visuais	Ligeiro de mercadorias	5	40 (ida) + 40 (volta)
Ação 1	Ligeiro de mercadorias	5	4 (ida) + 4 (volta)
Ação 2	Camião de 7,5 t	10	4 (carregado) + 4 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	5	4 (ida) + 4 (volta)
Ação 3	Ligeiro de mercadorias	20	1 (ida) + 1 (volta)

Tabela 5.25 – Transporte de materiais e equipamentos para as ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).

Ação combinada	Tipo de transporte	Distância percorrida [km]	Número de viagens
Inspeções visuais	Ligeiro de mercadorias	5	30 (ida) + 30 (volta)
Ação 1	Ligeiro de mercadorias	5	2 (ida) + 2 (volta)
Ação 2	Camião de 7,50 t	10	3 (carregado) + 3 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	5	3 (ida) + 3 (volta)
Ação 3	Ligeiro de mercadorias	20	2 (ida) + 2 (volta)
Ação 4	Ligeiro de mercadorias	20	1 (ida) + 1 (volta)
Ação 5	Camião de 7,5 t	10	1 (carregado) + 1 (vazio)
	Ligeiro de mercadorias	20	1 (ida) + 1 (volta)

Alguns dos valores apresentados nas Tabelas 5.26 e 5.27, que se mostram seguidamente, devem ser clarificados. Na Tabela 5.26 (que corresponde ao Caso I), importa desde logo esclarecer que apenas a estrutura de betão armado do tabuleiro proposto (nomeadamente a face inferior da laje do tabuleiro) terá de ser reabilitada, uma vez que no tabuleiro existente o banzo de compressão das vigas de betão pré-fabricadas funciona como cofragem da laje, tendo-se admitido anteriormente que estas vigas (por serem pré-fabricadas, logo sujeitas a um melhor e maior controlo de qualidade de fabrico) não necessitam de qualquer ação de

manutenção. Ainda na Tabela 5.26, o custo de substituição dos aparelhos de apoio é superior para o tabuleiro existente, uma vez que os próprios aparelhos de apoio são mais caros dos que os empregues no tabuleiro proposto (no entanto, como são em menor número, a diferença no custo total não será tão elevada). Já na Tabela 5.27 (Caso II), o menor custo da reparação da estrutura de betão armado do tabuleiro proposto deve-se ao facto de toda a face inferior da laje estar protegida pelos toros (que por sua vez também têm de ser sujeitos a manutenção).

Tabela 5.26 – Custo unitário das ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso I.

Ação de inspeção e manutenção	Custo Unitário [€]	
	Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
Inspeções visuais	96,00	96,00
Inspeções detalhadas	320,00	320,00
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	80,00	80,00
Substituição do pavimento	1.181,00	1.181,00
Proteção das vigas de madeira	-	1.079,00
Reparação da estrutura de betão armado	-	4.059,00
Substituição das juntas de dilatação	12.758,00	12.758,00
Substituição dos aparelhos de apoio	3.600,00	1.600,00
Reparação das vigas de bordadura	1.303,00	1.303,00
Substituição das guardas de segurança	1.901,00	1.901,00
Repintura dos guarda-corpos	920,00	920,00

Tabela 5.27 – Custo unitário das ações de inspeção e manutenção, Estudo de Caso II.

Ação de inspeção e manutenção	Custo Unitário [€]	
	Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
Inspeções visuais	64,00	64,00
Inspeções detalhadas	160,00	160,00
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	40,00	40,00
Substituição do pavimento	384,00	384,00
Proteção dos toros	-	233,00
Reparação da estrutura de betão armado	1.946,00	166,00
Repintura dos guarda-corpos	480,00	480,00

Tabela 5.28 – Duração (em dias) das ações de inspeção e manutenção.

	Inspeções visuais*	Ação 1	Ação 2	Ação 3	Ação 4	Ação 5
ESTUDO DE CASO I						
Tabuleiro existente	-	0,5	2	5	-	-
Tabuleiro proposto	-	0,5	2	0,5	5	2
ESTUDO DE CASO II						
Tabuleiro existente	-	0,5	1	4	-	-
Tabuleiro proposto	-	0,5	1	0,5	4	1

*Só se consideram as ações de inspeção e manutenção que provocam perturbações de tráfego, conforme referido na Tabela 5.21.

5.2.3.3 Fase de desativação

A desativação dos tabuleiros ocorre 50 anos após a abertura das pontes ao tráfego. A Tabela 5.29 apresenta os cenários estabelecidos para determinar os impactos (ambientais, económicos e socioculturais) da desativação dos tabuleiros, tendo em consideração a fronteira do sistema definida para este estudo (ver Figura 5.3).

Tabela 5.29 – Definição da fronteira do sistema na fase de desativação.

Natureza dos impactos	Processos	Cenários admitidos
Ambientais (AACV)	Tratamento final dos resíduos de construção e demolição (RCD)*	O tratamento final compreende todos os materiais utilizados na construção dos tabuleiros, de acordo com o definido na Tabela 5.30.
	Transporte dos RCD	Apenas se consideram os impactos associados ao transporte dos RCD, de acordo com o definido nas Tabelas 5.31 e 5.32. (As distâncias de transporte foram definidas considerando o operador de resíduos mais próximo. Nas Tabelas 5.31 e 5.32 indicam-se as coordenadas GPS dos locais de onde resíduos são tratados.)
NOTA: Não foram considerados os impactos ambientais devidos à maquinaria utilizada durante a demolição dos tabuleiros.		
Económicos (ACCV)	Demolição	Os impactos económicos resultantes da demolição dos tabuleiros e consequente tratamento final dos RCD estão definidos nas Tabelas 5.33 a 5.36. (Os resíduos reciclados/reutilizados são, no fundo, receitas, uma vez que os concessionários recebem um valor residual por esses resíduos, incluindo-se no cálculo dos custos de desativação com um valor negativo.) (Para os metais considerou-se um valor residual de 50 % do custo do material novo. Para a madeira essa percentagem foi de 75 %. Enquanto a madeira removida se encontra praticamente em condições de poder ser reutilizada, o mesmo não se verifica nos RCD relativos ao ferro e aço, que carecem de um conjunto de operações de tratamento prévias.)
Socioculturais (ASCV)	NOTA: Durante os trabalhos de desativação das pontes assume-se que as vias são cortadas ao tráfego, sendo este desviado por vias alternativas. Eventuais custos socioculturais resultantes do desvio de tráfego não são considerados neste estudo, não sendo portanto contabilizados quaisquer impactos socioculturais.	

*Os resíduos de construção e demolição são denominados na legislação nacional por RCD (Decreto-Lei n.º 46/2008 de 12 de Março).

Tabela 5.30 – Tratamento final dos RCD, considerado em ambos os Casos I e II.

Designação do resíduo	Código LER*	Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
Betão	17 01 01	Aterro	Aterro
Ferro e aço	17 04 05	Reciclagem	Reciclagem
Madeira	17 02 01	-	Reutilização
Restantes resíduos	17 09 04	Aterro	Aterro

*A cada resíduo é associado um código, denominado código LER, de acordo com a Portaria n.º 209/2004 de 3 de Março.

Tabela 5.31 – Transporte dos RCD, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Aterro	Camião de 28 t	61 km (40°16'57.2"N 8°28'27.8"W)	6 (carregado) + 6 (vazio)
Reciclagem	Camião de 16 t	154 km (38°57'32.2"N 9°8'0.8"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
TABULEIRO PROPOSTO			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Aterro	Camião de 28 t	61 km (40°16'57.2"N 8°28'27.8"W)	4 (carregado) + 4 (vazio)
Reciclagem	Camião de 7,5 t	154 km (38°57'32.2"N 9°8'0.8"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Reutilização	Camião de 20 t	500 km *	1 (carregado) + 1 (vazio)

*Os resíduos de madeira são reutilizados na íntegra, podendo ser aplicados em diferentes locais, pelo que é muito difícil de se prever a distância de transporte.

Tabela 5.32 – Transporte dos RCD, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Aterro	Camião de 28 t	23 km (40°16'57.2"N 8°28'27.8"W)	2 (carregado) + 2 (vazio)
Reciclagem	Camião de 7,5 t	191 km (38°57'32.2"N 9°8'0.8"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
TABULEIRO PROPOSTO			
Atividade de transporte	Tipo de transporte	Distância percorrida	Número de viagens
Aterro	Camião de 28 t	23 km (40°16'57.2"N 8°28'27.8"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Reciclagem	Camião de 7,5 t	191 km (38°57'32.2"N 9°8'0.8"W)	1 (carregado) + 1 (vazio)
Reutilização	Camião de 7,5 t	500 km *	1 (carregado) + 1 (vazio)

*Os resíduos de madeira são reutilizados na íntegra, podendo ser aplicados em diferentes locais, pelo que é muito difícil de se prever a distância de transporte.

Tabela 5.33 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso I (tabuleiro existente).

	Custo unitário	Custo total	
Custos de demolição	[€/m ²]	[€]	
	80,00	10.893,00	
	Materiais	Volume	Custo unitário
		[m ³]	[€/m ³]
Custos de remoção dos RCD	Betão	66,89	870,00
	Ferro e aço	1,86	13,00
	Restantes resíduos	9,33	121,00
	Materiais	Massa	Custo unitário
Custos de depósito em aterro		[t]	[€/t]
	Betão	160,54	9,50
	Restantes resíduos	21,47	65,70
	Materiais	Massa	Custo unitário
Proveitos de reciclagem		[t]	[€/t]
	Ferro e aço	14,62	400,00
			-5.848,00

Tabela 5.34 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso I (tabuleiro proposto).

		Custo unitário	Custo total		
Custos de demolição		[€/m ²]	[€]		
		80,00	10.893,00		
		Materiais	Volume	Custo unitário	Custo total
			[m ³]	[€/m ³]	[€]
Custos de remoção dos RCD	Betão		43,86	13,00	570,00
	Ferro e aço		0,90		12,00
	Madeira		32,97	52,00	1.714,00
	Restantes resíduos		9,64	13,00	125,00
		Materiais	Massa	Custo unitário	Custo total
Custos de depósito em aterro			[t]	[€/t]	[€]
		Betão	105,25	9,50	1.000,00
		Restantes resíduos	22,16	65,70	1.456,00
		Materiais	Massa	Valor unitário	Receita total
Proveitos de reciclagem e reutilização			[t]	[€/t]	[€]
		Ferro e aço	6,01	400,00	-2.404,00
		Madeira	13,52	882,00	-11.925,00

Tabela 5.35 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso II (tabuleiro existente).

		Custo unitário	Custo total		
Custos de demolição		[€/m ²]	[€]		
		60,00	2.208,00		
		Materiais	Volume	Custo unitário	Custo total
			[m ³]	[€/m ³]	[€]
Custos de remoção dos RCD	Betão		22,08		287,00
	Ferro e aço		0,19	13,00	3,00
	Restantes resíduos		1,29		17,00
		Materiais	Massa	Custo unitário	Custo total
Custos de depósito em aterro			[t]	[€/t]	[€]
		Betão	52,99	9,50	503,00
		Restantes resíduos	2,96	65,70	194,00
		Materiais	Massa	Valor unitário	Receita total
Proveitos de reciclagem			[t]	[€/t]	[€]
		Ferro e aço	1,52	400,00	-607,00

Tabela 5.36 – Custos de demolição e tratamento final dos RCD, Estudo de Caso II (tabuleiro proposto).

		Custo unitário	Custo total	
Custos de demolição		[€/m ²]	[€]	
		60,00	2.208,00	
Custos de remoção dos RCD	Materiais	Volume	Custo unitário	Custo total
		[m ³]	[€/m ³]	[€]
	Betão	9,01	13,00	117,00
	Ferro e aço	0,27		4,00
	Madeira	10,41	52,00	541,00
	Restantes resíduos	1,31	13,00	17,00
Custos de depósito em aterro	Materiais	Massa	Custo unitário	Custo total
		[t]	[€/t]	[€]
	Betão	21,62	9,50	205,00
	Restantes resíduos	3,04	65,70	200,00
Proveitos de reciclagem e reutilização	Materiais	Massa	Valor unitário	Receita total
		[t]	[€/t]	[€]
	Ferro e aço	2,08	400,00	-832,00
	Madeira	5,96	244,00	-1.454,00

5.2.4 Resultados, análise e discussão

5.2.4.1 Introdução

Este estudo tratou da avaliação de sustentabilidade de dois casos reais de tabuleiros de pontes, no âmbito de uma análise do ciclo de vida compreendendo critérios ambientais, económicos e socioculturais. O principal objetivo consistiu em investigar o potencial de utilização de tabuleiros mistos madeira-betão na construção de pontes, numa ótica de construção sustentável. Seguidamente apresentam-se e analisam-se os resultados finais do estudo, sendo os resultados parciais incluídos no Anexo C.

5.2.4.2 AACV – Desempenho ambiental

As Figuras 5.13 e 5.14 mostram o desempenho ambiental, ou mais especificamente o impacto ambiental (resultante da normalização das categorias de impacto consideradas), para ambos os casos estudados.

Da análise destas figuras, a conclusão mais significativa que se pode retirar é que os tabuleiros existentes apresentam um impacto ambiental muito superior, cerca de 100 % em ambos os Casos I e II, ao dos tabuleiros propostos. Este facto está diretamente relacionado com os benefícios ambientais da utilização de madeira como elemento estrutural nos

tabuleiros propostos, confirmando as expectativas, já referidas nesta tese, em torno do potencial ambiental da madeira.

Uma análise mais detalhada mostra que os impactos relacionados com o aquecimento global e com a diminuição dos recursos naturais (depleção abiótica) tendem a ser os mais relevantes. Além disso, existem também impactos significativos devidos à acidificação e à eutrofização, tais como a degradação do património construído e da flora e o aumento do consumo de oxigénio em meios aquosos. Os impactos provocados pela oxidação fotoquímica ou pela depleção de ozono assumem, pelo contrário, pouca, ou mesmo nenhuma, relevância. Estes resultados estão na linha dos obtidos noutros estudos da especialidade, *e.g.* Gervásio (2010) e Hammervold *et al.* (2013).

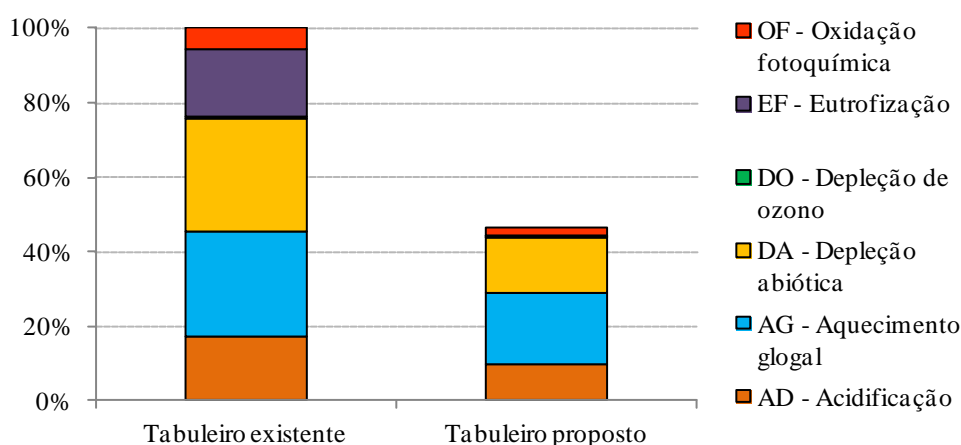


Figura 5.13 – Impacto ambiental, Estudo de Caso I

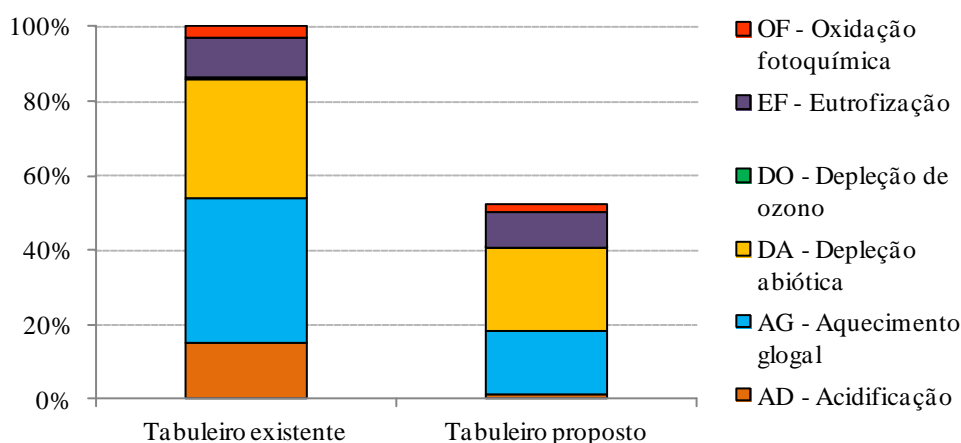


Figura 5.14 – Impacto ambiental, Estudo de Caso II.

Para as categorias de impacto identificadas anteriormente como sendo as mais relevantes, apresenta-se nas Figuras 5.15 e 5.16 o impacto ambiental relativo às diferentes fases do ciclo de vida dos tabuleiros.

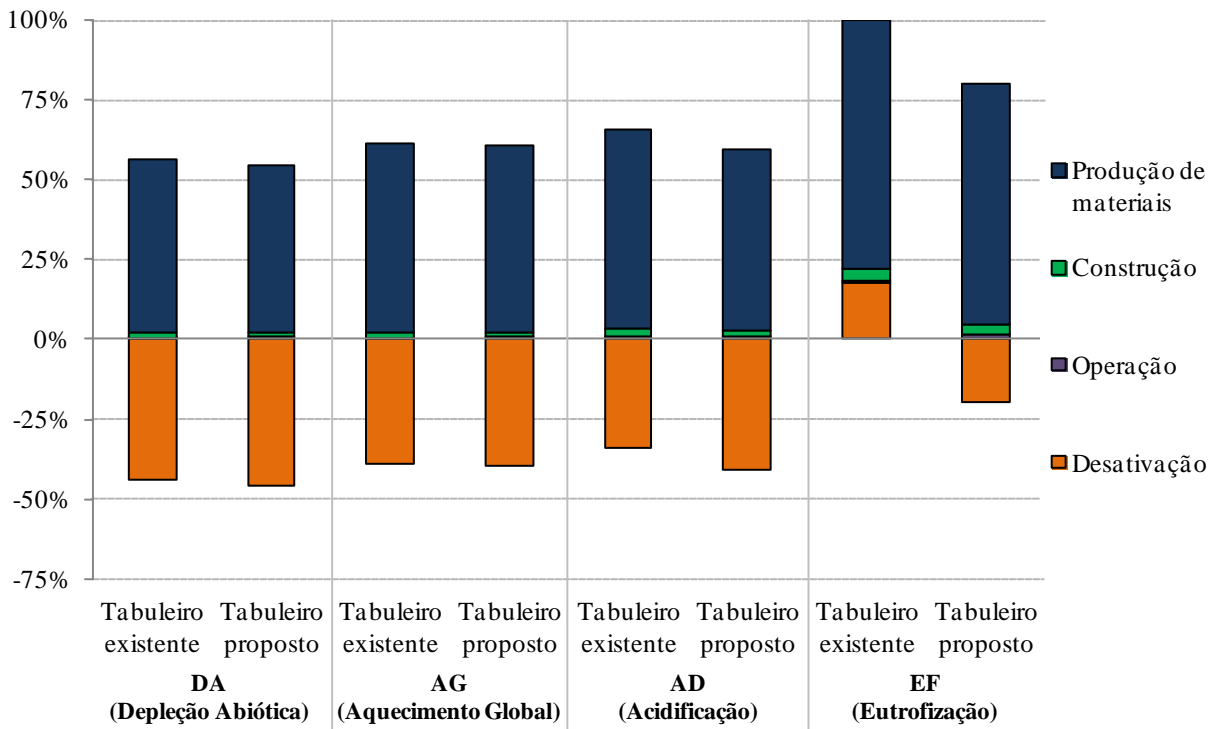


Figura 5.15 – Impacto ambiental por fase do ciclo de vida, Estudo de Caso I.

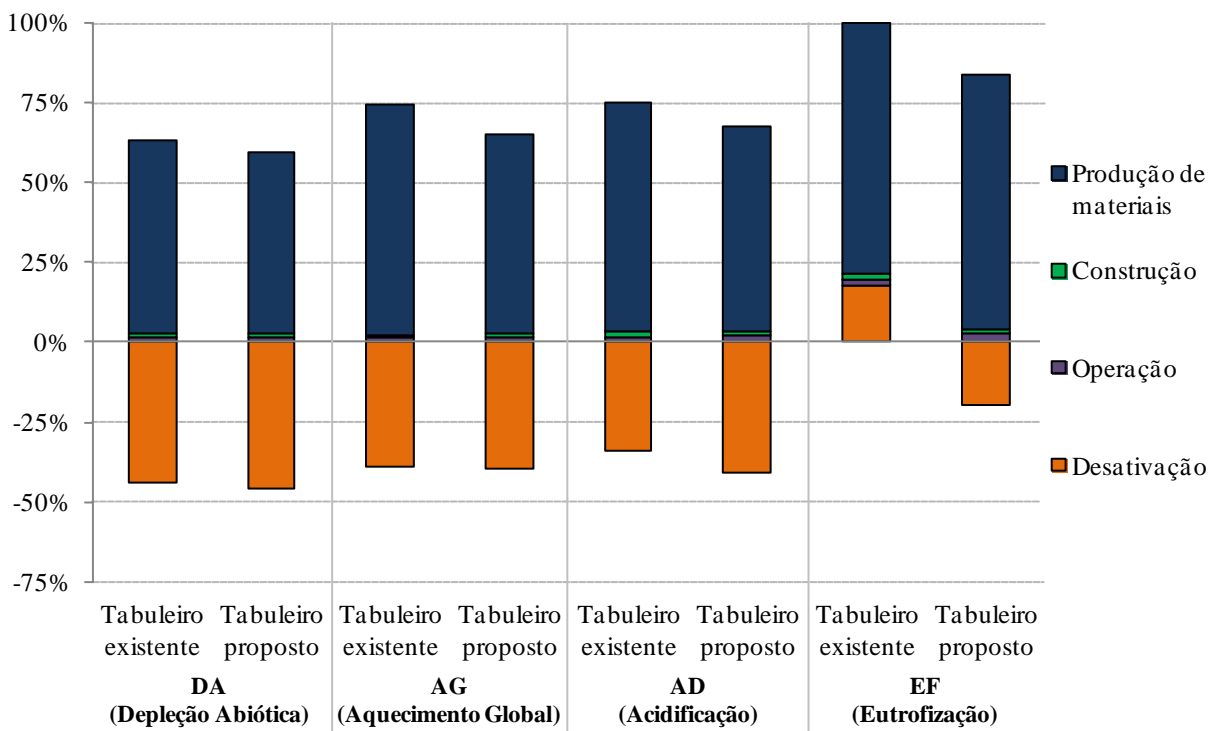


Figura 5.16 – Impacto ambiental por fase do ciclo de vida, Estudo de Caso II.

Em ambos os Casos I e II, a fase de produção de materiais é a que apresenta maior impacto ambiental, independentemente da categoria de impacto considerada. Este resultado é concordante com outros estudos já referidos, onde também se conclui que são os processos

relacionados com a extração das matérias-primas e sua transformação que produzem maiores impactos em todo o ciclo de vida de uma ponte (Gervásio, 2010; Hammervold *et al.*, 2013).

Em sentido contrário, o impacto ambiental das fases de construção e de operação é pouco significativo. No que concerne à fase de operação, este resultado não é consensual com outros estudos, podendo ser explicado pelo facto de não se ter considerado qualquer impacto devido ao tráfego em condições normais de utilização das pontes. Repare-se, ainda, na significativa contribuição “negativa” da fase de desativação, que se fica a dever aos benefícios ambientais resultantes dos processos de reciclagem dos metais e reutilização da madeira.

As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam o impacto ambiental dos diferentes processos incluídos na fase de maior relevância (fase de produção de materiais), onde mais uma vez se demonstra o maior impacto ambiental dos tabuleiros existentes.

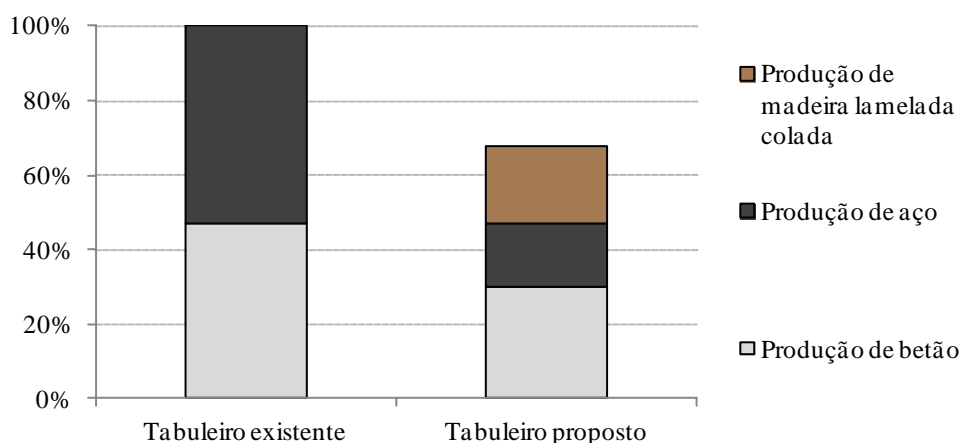


Figura 5.17 – Impacto ambiental por processo da fase de produção de materiais, Estudo de Caso I

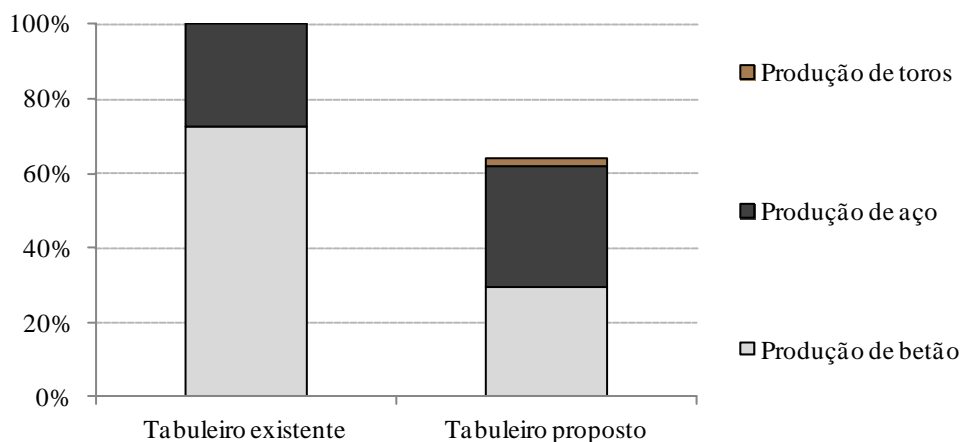


Figura 5.18 – Impacto ambiental por processo da fase de produção de materiais, Estudo de Caso II.

Da análise destas figuras, verifica-se que o processo que acarreta maior impacto ambiental é a produção de aço (no tabuleiro existente do Caso I e no tabuleiro proposto do Caso II) e a produção de betão (no tabuleiro proposto do Caso I e no tabuleiro existente do Caso II). Avaliando comparativamente o impacto da produção de toros com o da produção de madeira lamelada colada, no impacto total da fase de produção de materiais, observa-se que a importância relativa da segunda é muito superior ao da primeira, vindo (em parte) confirmar a vantagem ambiental associada à utilização de toros referida na secção 3.3.2.

5.2.4.3 ACCV – Desempenho económico

As Figuras 5.19 e 5.20 apresentam o desempenho económico de ambos os Casos I e II, considerando as categorias de impacto identificadas na ACCV e admitindo uma taxa de desconto de 4 %. No final desta secção justifica-se o valor da taxa de desconto utilizada.

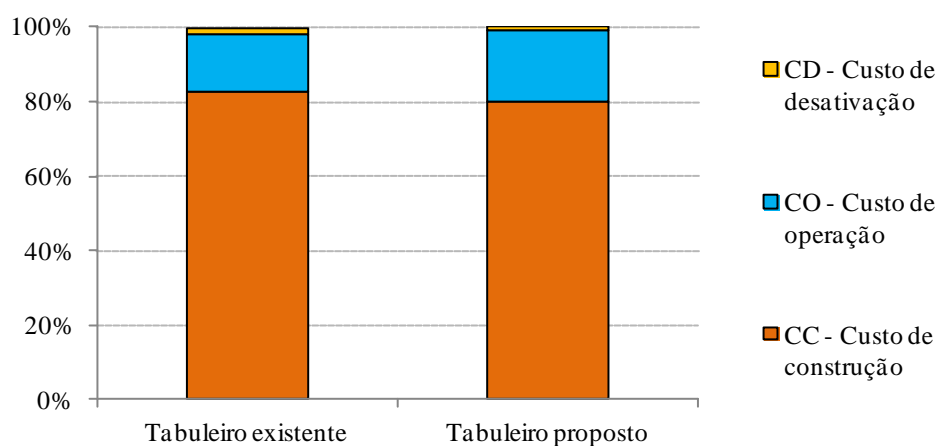


Figura 5.19 – Impacto económico, Estudo de Caso I.

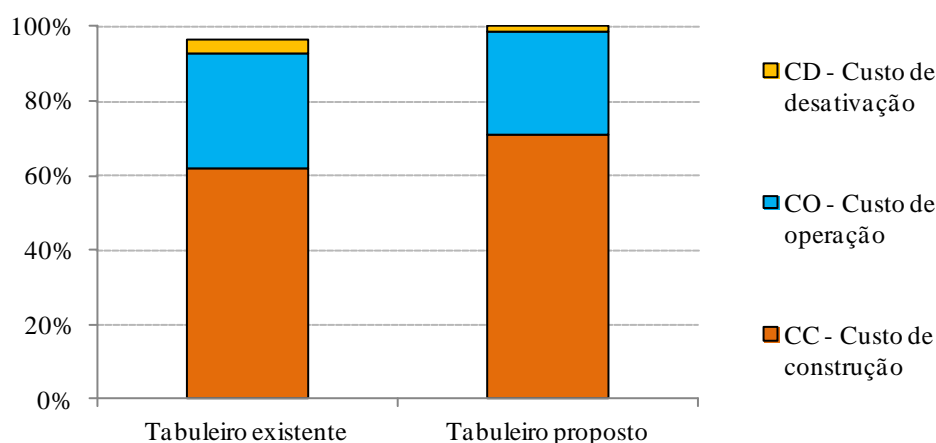


Figura 5.20 – Impacto económico, Estudo de Caso II.

A informação expressa, em percentagem, nos gráficos anteriores é concretizada em valores unitários na Tabela 5.37.

Tabela 5.37 – Impacto económico em ambos os Casos I e II.

	ESTUDO DE CASO I		ESTUDO DE CASO II	
	Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto	Tabuleiro existente	Tabuleiro proposto
CC (Custo de construção)	64.487,00 €	63.739,00 €	6.132,00 €	7.048,00 €
CO (Custo de operação)	12.158,00 €	14.677,00 €	3.080,00 €	2.736,00 €
CD (Custo de desativação)	1.266,00 €	203,00 €	367,00 €	141,00 €
TOTAL	77.911,00 €	78.619,00 €	9.579,00 €	9.925,00 €

Os resultados apresentados mostram que o custo do tabuleiro proposto é muito semelhante ao custo do tabuleiro existente, para ambos os casos estudados. Atendendo à categoria de impacto responsável pela maioria dos custos (custo de construção), concluiu-se que esta representa cerca de 80 % do custo total para o Caso I, 65 % para o tabuleiro existente do Caso II e 70 % para o tabuleiro proposto do Caso II.

A determinação do desempenho económico dos casos estudados incluiu a consideração de diferentes taxas de desconto ($d = 2\%$, $d = 3\%$ e $d = 4\%$), conforme referido na secção 5.1.3. Desta forma, pretendeu-se avaliar a influência deste parâmetro (preponderante na ACCV), uma vez que não existe um consenso geral acerca do valor a adotar.

A Figura 5.21 apresenta a evolução de todos os custos que ocorrem no futuro (*i.e.* ao longo do tempo de vida útil, e que, por isso, têm de ser descontados para o seu valor atual), considerando as três taxas de desconto referidas. Esta análise é efetuada apenas para o tabuleiro existente relativo ao Caso I. Conclusões similares podem ser obtidas para os outros tabuleiros considerados neste estudo.

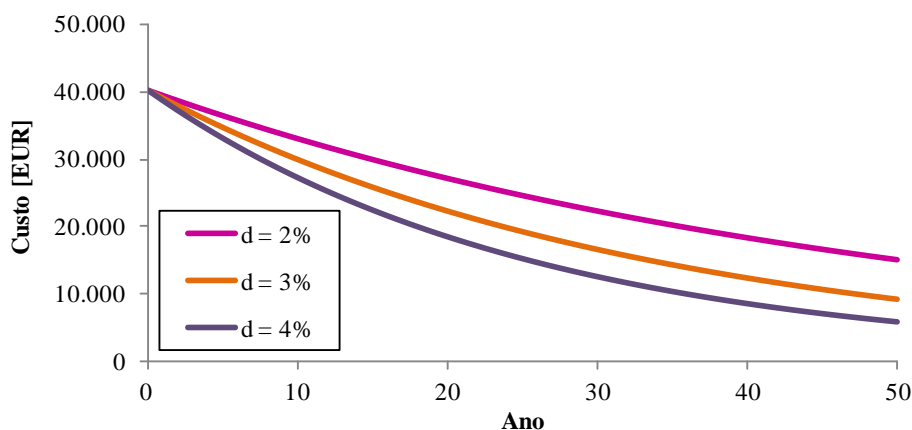


Figura 5.21 – Influência da taxa de desconto na ACCV.

O gráfico anterior mostra que, para o tempo de vida útil das pontes consideradas neste estudo (50 anos), a taxa de desconto mais elevada é, claramente, mais vantajosa, pois corresponde ao

menor valor atual dos custos futuros. Os resultados apresentados na Figura 5.21 parecem também indicar que a taxa de desconto mais alta tende a favorecer opções de baixo capital, com tempo de vida útil curto e com custo de retorno elevado, enquanto uma taxa de desconto baixa tende a apresentar o efeito oposto.

5.2.4.4 ASCV – Desempenho sociocultural

A Tabela 5.38 apresenta o impacto sociocultural para ambos os casos estudados. Os custos associados à ASCV são análogos para os tabuleiros existente e proposto, uma vez que os cenários que sustentam a fronteira do sistema são muito similares para os dois tabuleiro (ver secção 5.2.3).

Tabela 5.38 – Impacto sociocultural em ambos os Casos I e II.

Tabuleiros existente e proposto	
Estudo de Caso I	1.039,00€
Estudo de Caso II	938,00€

No Caso I, o impacto sociocultural representa apenas cerca de 1 % do impacto económico, o que pode ser justificado pelos seguintes aspetos (definidos na fronteira do sistema e utilizados na ASCV): (i) baixo volume de tráfego que a ponte serve, (ii) reduzido comprimento de via afetado quando acorrem trabalhos e (iii) curta duração desses trabalhos. Já no Caso II, as questões socioculturais assumem maior relevância (o impacto sociocultural corresponde a cerca de 9 % do impacto económico), confirmando que estas devem ser incluídas na análise do ciclo de vida de um produto, neste caso de uma ponte.

5.3 Observações finais

Este capítulo tratou da avaliação de sustentabilidade de dois estudos de caso, contemplando critérios ambientais, económicos e socioculturais. Efetuou-se uma análise do ciclo de vida para duas situações distintas: (i) tabuleiro existente (em betão armado/pré-esforçado) e (ii) tabuleiro proposto (soluções-tipo I e II mistas madeira-betão). Da análise ambiental, e em ambos os casos estudados, concluiu-se que os tabuleiros mistos madeira-betão são claramente mais vantajosos do que as alternativas em betão. Em termos económicos, a avaliação do custo do ciclo de vida permitiu perceber que os tabuleiros mistos madeira-betão apresentam um impacto económico muito similar aos tabuleiros de betão. O mesmo se verifica para o impacto sociocultural. Em síntese, os resultados obtidos são encorajadores e reveladores do potencial de utilização de tabuleiros mistos madeira-betão em pontes, numa lógica de desenvolvimento sustentável e da procura de soluções construtivas cada vez mais sustentáveis.

6 PONTES MISTAS MADEIRA-BETÃO EM PORTUGAL

6.1 Apontamento histórico sobre a construção de pontes em Portugal

Até à primeira metade do século XIX, a maioria das pontes era construída em alvenaria de pedra ou em madeira. Foram os romanos que impulsionaram o desenvolvimento da tecnologia, altamente sofisticada para a época, de construção de pontes em alvenaria de pedra, tendo no decurso da sua ocupação surgido inúmeros exemplares que se foram perpetuando no tempo e que assumiram o estatuto de verdadeiras obras de arte (O'Connor, 1993).

A Figura 6.1 mostra um desses exemplares, construído entre o fim do século I e o início do século II d.C. na cidade de Chaves (César e Santos, 2004). Algumas destas pontes sobreviveram até aos nossos dias, tendo-se mantido, durante muitos séculos, sob intensa utilização (de Alarcão, 2012). Porém, de acordo com este autor, os romanos apenas recorriam à construção de pontes em alvenaria de pedra em locais de maior importância estratégica, sendo as pontes de madeira utilizadas noutros locais.



Figura 6.1 – *Ponte de Trajano*, Chaves.

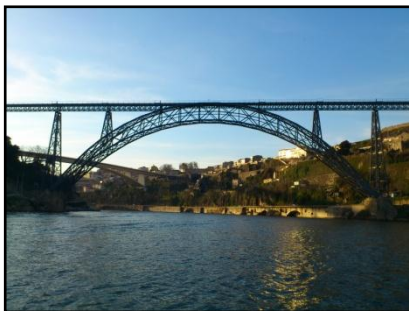
Fonte: (Rodrigues, 2011)

Com a expansão da revolução industrial durante o século XIX, os produtos siderúrgicos tornaram-se mais competitivos e o aço começou a ser utilizado na construção de pontes, tendo-se desenvolvido novas soluções estruturais. Um dos melhores exemplos construídos nessa época é a *Ponte Maria Pia*, sobre o rio Douro, inaugurada em 1877 (ver Figura 6.2).

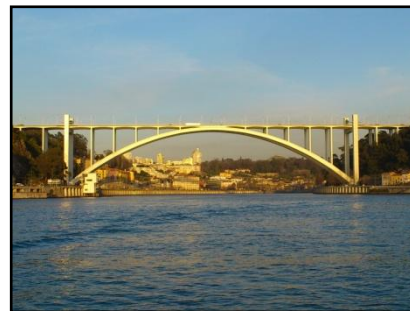
Esta ponte, projetada por Théophile Seyring e Gustave Eiffel, com um vão de 160 m, era à data a ponte de maior vão construída no mundo (Vasconcelos, 2008).

No início do século XX, com o trabalho pioneiro de Maillart, Hennebique e outros (Ebeltoft, 1991), surgiram os primeiros exemplares de pontes de betão armado e de betão pré-esforçado. A *Ponte da Arrábida* sobre o rio Douro, projetada por Edgar Cardoso, constitui um dos exemplos mais relevantes da utilização deste material (ver Figura 6.2). Finalizada em 1963, com 270 m de vão, era à época a ponte em arco de betão armado com o maior vão do mundo (Vasconcelos, 2008).

Em 1966 foi inaugurada a *Ponte 25 de Abril* (denominada até 1974 por *Ponte Salazar*) sobre o rio Tejo (ver Figura 6.2), com projeto de *Steinman, Boynton, Gronquist & London, Consulting Engineers*. Construída em aço, a *Ponte 25 de Abril* era à data a ponte suspensa mais alta da Europa, com 70 m de altura do tabuleiro e 190 m de altura das torres principais acima do nível da água, e que detinha igualmente o maior vão da Europa, com mais de 1 km (Vasconcelos, 2008).



Ponte Maria Pia, Porto – Vila Nova de Gaia



Ponte da Arrábida, Porto – Vila Nova de Gaia

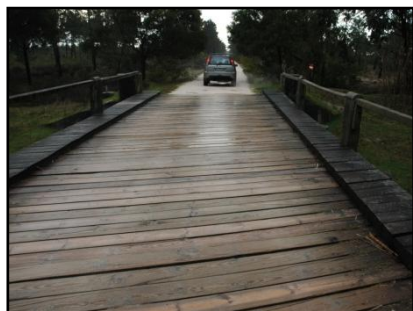


Ponte 25 de Abril, Lisboa – Almada

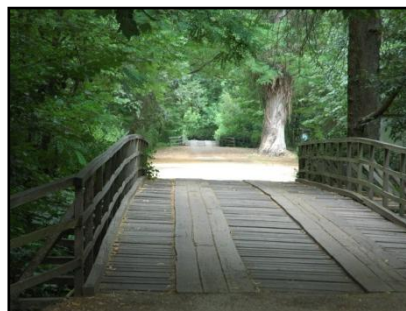
Figura 6.2 – Pontes de referência em Portugal.

Os três exemplos apresentados na Figura 6.2 constituíram soluções verdadeiramente vanguardistas e ambiciosas para a época em que foram construídas, comprovando que em Portugal se foram adotando as mais inovadoras tecnologias na construção de pontes de betão e de aço. As autoridades e os engenheiros civis portugueses seguiram os avanços mundiais da engenharia civil na construção de pontes com estes materiais estruturais. No entanto, esta realidade não foi partilhada no que concerne à construção de pontes de madeira, existindo um

elevado desconhecimento técnico sobre este tipo de estruturas. Embora a sua construção não tenha sido totalmente abandonada, reporta-se a um número insignificante de casos em todo o território português. A Figura 6.3 apresenta quatro exemplares de pontes de madeira, sendo três deles relativamente recentes. Este tipo de pontes tem sido empregue, sobretudo, em zonas florestais, na medida em que facilmente se interligam com o meio envolvente.



Ponte rodoviária no Perímetro Florestal das Dunas de Cantanhede, década de 1950



Ponte rodoviária na Mata Nacional do Choupal, reabilitada na década de 1990



Ponte pedonal no Perímetro Florestal das Dunas de Mira, década de 2000



Ponte em ciclovía na Mata Nacional das Dunas da Costa de Lavos, 2009

Figura 6.3 – Pontes de madeira em zonas florestais.

No que concerne às pontes mistas madeira-betão, estas constituem uma solução pioneira em Portugal, existindo um único exemplar, *Ponte de Quiaios*, construído em 2005 na Estrada Florestal n.º 1 que liga Quiaios à Praia da Tocha (concelho de Figueira da Foz), ver Figura 6.4.



Figura 6.4 – Ponte de Quiaios e sua localização geográfica.

A *Ponte de Quiaios* resultou de uma parceria entre a Universidade de Coimbra, o Instituto Politécnico de Castelo Branco e a Autoridade Florestal Nacional, organismo responsável, à data da construção da ponte, pela estrada onde esta foi implantada (Dias *et al.*, 2007). Um dos motivos que levou o dono da obra a apostar numa solução em que a madeira desempenha um papel de destaque foi o de minimizar o impacto paisagístico da ponte.

6.2 Causas da baixa popularidade em Portugal das pontes incorporando madeira na sua estrutura

No seguimento da exposição anterior, verifica-se que o desinteresse prevalecente em Portugal por pontes com madeira na sua estrutura está, fundamentalmente, relacionado com a falta de conhecimento científico e técnico sobre o projeto e construção deste tipo de estruturas. Além disso, a reduzida confiança na qualidade da madeira enquanto material estrutural, particularmente no que respeita à durabilidade, também constitui um forte entrave à sua aplicação, resultando numa tendência, quase natural, para a utilização de soluções em betão armado e pré-esforçado, mistas aço-betão ou em aço na estrutura de pontes.

Atualmente, o plano curricular dos cursos de Engenharia Civil nas principais escolas de ensino superior portuguesas não impõe a frequência de disciplinas versando a análise, conceção e dimensionamento de estruturas de madeira. E caso o aluno opte por frequentar disciplinas nesta área, verificará que o número total de pontos de crédito ECTS (“Sistema Europeu de Transferência e Acumulação de Créditos”) oferecido é bastante baixo. Esta realidade, totalmente oposta à que se verifica no ensino das estruturas de betão armado e de aço, leva a que os engenheiros civis portugueses desconheçam as estruturas de madeira. E dada a inexistência de cursos de nível intermédio nesta área, também os outros agentes da indústria da construção apresentam igual desconhecimento.

Esta situação é perfeitamente concordante com a prevalência do betão armado e pré-esforçado ou do aço como materiais estruturais de eleição. Refira-se que o primeiro regulamento português dedicado às estruturas metálicas (“Regulamento para Projetos, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas”) foi publicado ainda no século XIX, em 1897. Posteriormente, em 1929, foi publicada uma atualização – “Regulamento de Pontes Metálicas” (Decreto n.º 16781 de 27 de Abril de 1929), à qual se seguiram outros regulamentos. No que concerne ao betão armado, o primeiro regulamento foi publicado em 1918 – “Regulamento para o Emprego do Beton Armado” (Decreto n.º 4036 de 3 de Abril de 1918). Este documento foi atualizado posteriormente pelo “Regulamento do Betão Armado” (Decreto n.º 25948 de 16 de Outubro de 1935), tendo-se seguido novos regulamentos, de entre os quais o primeiro que incluiu o betão pré-esforçado, em 1983 – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)” (Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho).

Relativamente ao dimensionamento de estruturas de madeira, nunca foi publicado qualquer documento legal desenvolvido em Portugal. Apenas no final do século XX, com a entrada na União Europeia, e ao abrigo da diretiva comunitária Produtos de Construção (Diretiva 89/106/CEE de 21 de Dezembro de 1988, revogada pelo Regulamento (UE) n.º 305/2011 de 9 de Março), transposta para a ordem jurídica portuguesa através do Decreto-Lei n.º 130/2013 de 9 de Setembro, se adotou a primeira norma dedicada ao dimensionamento das estruturas de madeira – a norma europeia EN 1995, também conhecida por Eurocódigo 5, cuja primeira versão foi publicada em 1993 na versão pré-norma (CEN, 1993).

Em virtude do decréscimo de utilização de madeira na construção de estruturas observado ao longo do século XX, o conhecimento técnico de boas práticas de construção em madeira, mais ou menos artesanal mas relevante, começou também a desaparecer. Estas circunstâncias promoveram a negligência do dimensionamento, levando à construção de estruturas subdimensionadas. Além disso, a utilização frequente de madeira com características inadequadas, aplicada muitas vezes sem tratamento preservador, e a ausência de detalhes construtivos imprescindíveis à durabilidade da madeira conduziram à construção de estruturas de madeira com desempenho claramente inferior ao necessário, se não mesmo inseguras, e exibindo períodos de vida demasiado curtos, que a inexistência de procedimentos/planos de inspeção e manutenção só veio agravar.

Este ciclo vicioso promoveu a desconfiança na utilização da madeira como material estrutural, dificultando o desenvolvimento de atividades económicas e de empresas ligadas, de alguma forma, às estruturas de madeira ou às estruturas mistas madeira-betão. Este desinteresse crescente foi detetado pela maioria das escolas e centros de investigação que, em consequência, deixaram de apostar neste campo da engenharia, perpetuando assim uma combinação de circunstâncias que fomentou o desconhecimento acerca do uso da madeira em aplicações estruturais.

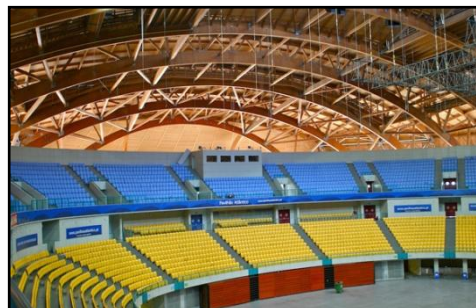
No entanto, nos últimos anos tem-se vindo a observar um ressurgimento da engenharia estrutural da madeira em Portugal, o que poderá estar relacionado com a estrutura de travejamento em madeira lamelada colada produzida para sustentar a cobertura do *MEO Arena* (Rodrigues *et al.*, 2011) – arena multiusos, com uma área de 5.200 m² e capacidade para mais de 20.000 pessoas, construída propositadamente para a Exposição Mundial de Lisboa de 1998 (ver Figura 6.5). O *MEO Arena*, concebido pelo arquiteto português Regino Cruz associado ao gabinete internacional Skidmore, Owings & Merrill, tornou-se numa obra de referência a nível nacional e internacional.

Mais recentemente, algumas escolas começam a investir na formação e investigação de estruturas de madeira, proporcionando o aparecimento de engenheiros civis habilitados para a conceção e projeto nesta área. Além disso, estão disponíveis manuais de apoio ao projeto,

e.g. “Avaliação, Conservação e Reforço de Estruturas de Madeira” (Machado *et al.*, 2009) e “Projeto de Estruturas de Madeira” (Negrão e Faria, 2009), bem como o já referido Eurocódigo 5 (CEN, 2004a; CEN, 2004b; CEN, 2008), que constituem valiosos auxílios à conceção e dimensionamento de estruturas de madeira.



(Vista exterior)



(Vista interior)

Figura 6.5 – MEO Arena, Lisboa.

Todavia, ainda muito está por fazer tendo em vista a implementação efetiva da madeira como material estrutural em Portugal. Para alcançar esse objetivo, é muito importante a cooperação entre universidades, centros de investigação, indústria da construção, promotores da construção e público em geral, à semelhança do que ocorreu em países como a Austrália ou a Finlândia.

6.3 Potencial de utilização das soluções-tipo em Portugal

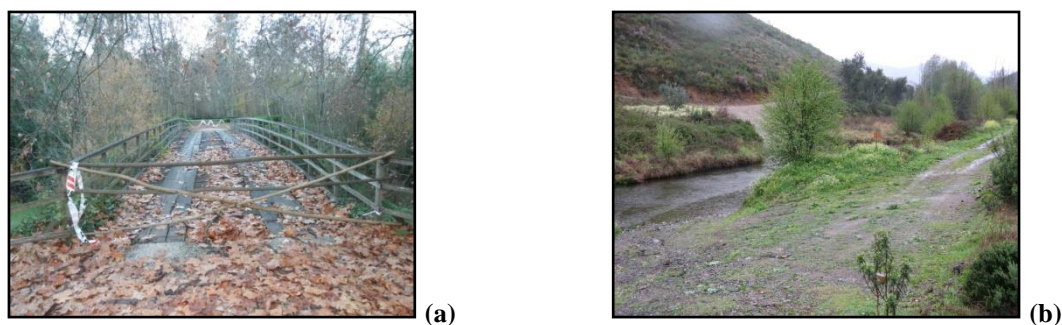
A análise das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada nesta tese permitiu estabelecer duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão (solução-tipo I e solução-tipo II), ver secção 3.3.3, as quais se destinam a utilização rodoviária e a situações de pequeno vão (inferior a 20 m). Como se demonstra de seguida, existe em Portugal um número considerável de situações propícias à utilização de pontes de pequeno vão para utilização rodoviária.

As pontes em estradas florestais constituem um bom exemplo, particularmente se não necessitarem de vãos superiores a 20 m. Acresce a isto, o facto do território português ter uma percentagem significativa de área florestal, onde, segundo dados do Instituto da Conservação da Natureza e das Florestas (ICNF), são milhares as situações que requerem intervenção urgente, tanto para a reabilitação de pontes existentes, ver Figura 6.6(a), como para a construção de pontes novas, ver Figura 6.6(b).

O ICNF, organismo público responsável pela gestão de toda a área florestal e promoção do desenvolvimento sustentável dos recursos florestais e dos espaços associados, tem obviamente todo o interesse em resolver as deficiências existentes nas estradas florestais que administra. Está sobretudo interessado em encontrar soluções amigáveis para o ambiente e

que incorporem, se possível, recursos florestais próprios. Nessa perspetiva, a construção de pontes mistas madeira-betão utilizando toros colhidos em áreas por si geridas assume-se como uma solução com elevado potencial nas estradas florestais portuguesas.

A utilização de toros para a construção deste tipo de pontes foi uma solução adotada na maioria dos casos identificados nos EUA, Brasil, Austrália e Nova Zelândia (ver secção 2.1), num total de cerca de 25 % das pontes incluídas na amostra estudada (ver Figura 3.12).



(a) – Ponte intransitável – Mata Nacional do Choupal, Coimbra (maior vão = 7 m);
 (b) – Estrada florestal intransitável no período das chuvas, concelho de Sertã (comprimento total = 15 m)

Figura 6.6 – Situações em estradas florestais que requerem intervenção.

Outra possibilidade de utilização de pontes mistas madeira-betão em Portugal são as passagens superiores, sobre as redes ferroviária e rodoviária. Este tipo de estruturas tem muito maior visibilidade, pelo que o seu impacto visual favorece a utilização de madeira lamelada colada, uma vez que esta solução potencia a obtenção de soluções esteticamente mais apelativas (Leonhardt, 1983; Carlson, 2009). A utilização de madeira lamelada colada na construção de pontes mistas madeira-betão verifica-se com maior frequência nos países europeus (ver secção 2.1), tendo sido adotada em mais de 60 % das pontes da amostra estudada (ver Figura 3.12).

No que concerne à rede ferroviária, a Rede Ferroviária Nacional – REFER prevê anualmente um conjunto de investimentos de reabilitação e modernização da rede, alguns deles incluindo a construção de passagens superiores (REFER, sem data-b). Estas estruturas respeitam geralmente uma tipologia padrão, com vão inferior a 20 m, que, conforme se referiu, é uma condição importante para a utilização de pontes mistas madeira-betão. A Figura 6.7 apresenta duas passagens superiores sobre ferrovias com via dupla e via única.

Na rede ferroviária refere-se unicamente a possibilidade de se utilizarem pontes mistas madeira-betão como passagens superiores, e não como estruturas que recebam tráfego ferroviário e que permitam manter a continuidade da ferrovia. De facto, as pontes ferroviárias são, regra geral, estruturas únicas, erguidas para transpor obstáculos, quase sempre naturais, em que é difícil estabelecer uma tipologia padrão, ou mesmo vãos tipicamente adotados, não tornando competitiva a opção por pontes mistas madeira-betão.

Além disso, as ações (estáticas e dinâmicas) devidas ao tráfego ferroviário são substancialmente superiores às promovidas pelo tráfego rodoviário e as flechas admissíveis inferiores, o que também limita a competitividade de pontes com elementos estruturais de madeira. Estes factos vêm de encontro aos dados recolhidos para as pontes mistas madeira-betão da amostra estudada, que não incluem qualquer ponte mista madeira-betão destinada a tráfego ferroviário (ver Figura 3.3).



(a)



(b)

- (a) – Passagem superior ao km 204+609 da Linha do Norte em Pereira (via dupla – maior vão = 15 m);
 (b) – Passagem superior ao km 7+900 do Ramal da Lousã em Ceira (via única – vão = 8 m)

Figura 6.7 – Passagens superiores sobre linhas ferroviárias.

Relativamente à rede rodoviária, a Figura 6.8 apresenta exemplos de passagens superiores tipo onde a utilização de pontes mistas madeira-betão com madeira lamelada colada poderia constituir uma solução com enorme potencial de aplicação, pelas razões referidas anteriormente.



(a)



(b)

- (a) – Passagem superior sobre itinerário complementar com 1x2 vias (IC2 km 179+100, maior vão = 18 m);
 (b) – Passagem superior sobre estrada nacional com 1x1 vias (EN 341 km 42+200, maior vão = 21 m)

Figura 6.8 – Passagens superiores sobre a rede rodoviária.

Na rede rodoviária, o potencial de aplicação de pontes mistas madeira-betão não se limita ao caso das passagens superiores. Contactos estabelecidos com a Direção de Projetos da Estradas de Portugal, S.A. permitiram perceber que a substituição de pontes antigas representa, atualmente, a maior percentagem de empreitadas de intervenção em obras de arte, existindo também um elevado número de pontes rodoviárias de pequeno vão, logo favoráveis à utilização de pontes mistas madeira-betão, a necessitar de intervenção urgente, nomeadamente em estradas municipais, conforme se mostra no exemplo da Figura 6.9.



Figura 6.9 – Ponte sobre o rio Dueça, Sobral de Ceira (maior vão = 10 m).

Identificadas as situações com maior potencial de aplicação de pontes mistas madeira-betão em Portugal, importa seguidamente conhecer as características geométricas dos perfis transversais tipo das redes ferroviária e rodoviária.

Na rede ferroviária existem três tipologias de via: única, dupla e múltipla. Como os próprios nomes indicam, na via única o perfil transversal apresenta uma só via, na via dupla duas vias e na via múltipla mais do que duas vias. O espaço de ocupação transversal de cada via (gabarito) definido pela Rede Ferroviária Nacional – REFER (REFER, sem data-a), para ferrovias sob passagens superiores, estabelece uma largura de 3,44 m por via e uma distância entre eixos de duas vias contíguas de 3,81 m. A partir dos dados anteriores é, então, possível calcular a largura normalizada para diferentes tipos de perfis transversais ferroviários e, a partir dessa largura, o vão livre entre apoios para passagens superiores (cujo valor é um pouco inferior ao vão teórico), ver Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Largura normalizada (em metros) de perfis transversais ferroviários.

Tipo de via	Largura dos perfis transversais	Vão livre entre apoios
		[m]
Única	3,44	3,5
Dupla	$3,44/2 + 3,81 + 3,44/2 = 7,25$	7,3
Múltipla – 3 vias	$3,44/2 + 3,81 \times 2 + 3,44/2 = 11,06$	11,1
Múltipla – 4 vias	$3,44/2 + 3,81 \times 3 + 3,44/2 = 14,87$	14,9
Múltipla – 5 vias	$3,44/2 + 3,81 \times 4 + 3,44/2 = 18,68$	18,7

Os vãos livres indicados na Tabela 6.1 referem-se a valores mínimos admissíveis, podendo aumentar significativamente em função de outros fatores, nomeadamente constrangimentos naturais. Excluindo essa possibilidade, e tendo em consideração que as pontes mistas madeira-betão são sobretudo aplicadas em vãos até cerca de 20 m, pode-se afirmar que este tipo de pontes constitui uma solução passível de ser utilizada como passagens superiores sobre ferrovias com perfil transversal até cinco vias.

No que se refere à rede rodoviária, e de acordo com a Norma de Traçado da JAE, atual Estradas de Portugal, S.A. (JAE, 1994), a Tabela 6.2 apresenta a gama de perfis transversais

rodoviários para todos os tipos de estrada definidos no Plano Rodoviário Nacional (Decreto-Lei n.º 222/98 de 17 de Julho). Mais uma vez, a Tabela 6.2 define o vão livre entre apoios para passagens superiores através da largura normalizada dos perfis transversais considerados.

Tabela 6.2 – Largura normalizada (em metros) de perfis transversais rodoviários.

Rede rodoviária	Via	Via adicional	Bermas*		Separador Central (c/ bermas)	Largura dos perfis transversais	Vão livre entre apoios [m]	
			Esq.	Dir.				
Rede nacional de autoestradas	Autoestrada (3x3 vias)	3,75	3,50	-	3,00	6,00	$3,75 \times 4 + 3,50 \times 2 + (3,00 + 1,20) \times 2 + 6,00 = 36,40$	$36,4/2 = 18,2$
	Autoestrada (2x2 vias)			-				
Rede nacional fundamental	Itinerário Principal, IP (2x2 vias)	3,75	3,50	2,50	2,50	6,00	$3,75 \times 2 + 3,50 \times 2 + (2,50 + 1,20) \times 2 + 6,00 = 27,90$	$27,9/2 = 14,0$
	Itinerário Principal, IP (1x1 vias)			-	1,20			
Rede nacional complementar	Itinerário Complem., IC (2x2 vias)	3,75	3,50	2,50	2,50	6,00	$3,75 \times 2 + 3,50 \times 2 + (2,50 + 1,20) \times 2 + 6,00 = 27,90$	$27,9/2 = 14,0$
	Itinerário Complem., IC (1x1 vias)			-	1,20			
	Estrada Nacional, EN (1x2 vias)	3,50	3,25	1,50	1,50	-	$3,50 \times 2 + 3,25 + (1,50 + 1,20) \times 2 = 15,65$	15,7
	Estrada Nacional, EN (1x1 vias)			-	1,20			
Estradas regionais	Estrada Regional, ER (1x1 vias)	3,50	-	1,50	1,50	-	$3,50 \times 2 + (1,50 + 1,20) \times 2 = 12,40$	12,4
Redes municipais	Estrada / Caminho Municipal, EM / CM (1x1 vias)	3,50	-	0,50	0,50	-	$3,50 \times 2 + (0,50 + 0,50) \times 2 = 9,00$	9,0
Estrada florestal	(1 via)	3,00	-	0,50	0,50	-	$3,00 + (0,50 + 0,50) \times 2 = 5,00$	5,0




*Valores para o caso de troços de estrada localizados sob obras de arte, pelo que incluem guardas de segurança.

Tendo em consideração o valor máximo de 20 m para o vão, verifica-se que este tipo de pontes pode ser aplicado em passagens superiores sobre os diferentes tipos de estrada estabelecidos na Tabela 6.2. Em alguns dos casos apresentados na Tabela 6.2, o vão livre

entre apoios das passagens superiores corresponde a metade da largura do perfil transversal, uma vez que existe a possibilidade de apoiar o tabuleiro em pilares sobre o separador central.

A Tabela 6.3 procura sintetizar o potencial de aplicação das soluções-tipo I e II de tabuleiros mistos madeira-betão (estabelecidas na secção 3.3.3), face às diversas situações identificadas anteriormente para as quais as pontes mistas madeira-betão constituem uma solução com potencial de aplicação em Portugal.

Tabela 6.3 – Potencial de aplicação das soluções-tipo I e II.

	Solução-tipo I	Solução-tipo II	
 <p>Passagens superiores sobre vias rodoviárias</p>	● ● ●	-	
 <p>Passagens superiores sobre vias ferroviárias</p>	● ● ●	●	Elevado ● ● ● Médio ● ● Reduzido ●
 <p>Pontes em estradas florestais</p>	●	● ● ●	

A solução-tipo I adequa-se, principalmente, à utilização em estradas nacionais ou municipais, nomeadamente passagens superiores sobre vias ferroviárias ou rodoviárias. Conforme referido na secção 3.3.3, as passagens superiores obedecem, tipicamente, a tipologias padrão, para as quais a solução-tipo I é particularmente adequada. São, além disso, estruturas com significativa exposição aos utilizadores, sobretudo no caso de passagens superiores sobre vias rodoviárias, onde o valor estético, característica inerente à solução-tipo I, assume especial relevância.

A solução-tipo II, desenvolvida sem ter em consideração os requisitos estéticos da anterior, adequa-se, por esse mesmo motivo, à transposição de obstáculos em estradas com menor

exposição pública, como são as estradas florestais ou as passagens superiores sobre vias ferroviárias. Permitem, além disso, incorporar os próprios recursos florestais dos proprietários das vias, o que contribui para uma redução significativa do custo de construção.

7 PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

7.1 Introdução

Em Portugal, a utilização de tabuleiros mistos madeira-betão em pontes resume-se a um único caso, embora se tenha identificado na secção 6.3 um vasto leque de possibilidades para a aplicação competitiva deste tipo de estruturas. A melhoria das condições existentes para uma maior utilização de tabuleiros mistos madeira-betão está dependente, em primeiro lugar, do acesso, por parte da comunidade técnica nacional com responsabilidades no projeto de pontes, a diretrizes para o projeto deste tipo de estruturas.

Um dos objetivos desta tese consiste, precisamente, em desenvolver planos que reúnam informações de projeto de tabuleiros mistos madeira-betão e que facilitem a compreensão e implementação desta solução estrutural. Estes planos, além de incluírem requisitos de conceção e execução, devem abranger um espectro alargado de parâmetros de modo a permitir uma adaptação eficaz a cenários distintos, reduzindo substancialmente o tempo de investigação a quem projeta.

Nessa perspetiva, desenvolveram-se planos, que se denominaram por “planos-padrão”, para as duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão estabelecidas na secção 3.3.3. Estes planos-padrão têm como objetivo principal garantir uma conceção, dimensionamento, construção e conservação adequada de tabuleiros mistos madeira-betão.

Nesse sentido, é indispensável (i) uma escolha, tratamento e utilização apropriada dos materiais, (ii) um dimensionamento rigoroso, (iii) uma pormenorização construtiva ajustada e eficaz, (iv) um processo de execução perfeitamente definido e (v) um plano de inspeção e manutenção compatível com as características da estrutura e dos materiais utilizados. Estes requisitos já foram estudados e analisados nesta tese para o caso de tabuleiros mistos madeira-betão, sendo, nesta fase, aplicados os conhecimentos adquiridos.

A escolha dos materiais estruturais, nomeadamente madeira e betão, seguiu as diretrizes referidas, respetivamente, nas secções 3.4 e 3.5. No que diz respeito aos elementos de madeira, considerou-se que estes são empregues em condições relativas à classe de risco 2. Quanto ao betão, definiu-se a seguinte gama classes de exposição: XC1, XC2, XC3 e XC4.

O dimensionamento dos elementos estruturais foi efetuado considerando os requisitos referidos nas secções 4.3.5 e 4.4.4, tendo-se assumido os modelos de carga apresentados na Tabela 4.7. Além disso, considerou-se que os tabuleiros mistos madeira-betão são de classe de serviço 2 e de classe estrutural S4.

Neste capítulo apenas se apresenta o pré-dimensionamento das vigas mistas madeira-betão que compõem os tabuleiros de dois casos práticos (um por solução-tipo), ver secções 7.2.3 e 7.3.3, pertencentes ao conjunto de tabuleiros mistos madeira-betão incluídos nos planos-padrão. Após o pré-dimensionamento calcularam-se os valores máximos dos esforços e deformações, os quais são apresentados no Anexo E, e com base nestes procedeu-se à verificação dos ELU e dos ELS. O mesmo anexo apresenta os cálculos de verificação dos ELU e dos ELS para os dois casos práticos já referidos, cujas características são:

- Solução-tipo I: 15 m de vão e 9 m de largura, madeira de classe de resistência GL 28h e betão de classe de resistência C30/37 e classe de exposição XC1;
- Solução-tipo II: 7 m de vão e 5 m de largura, madeira de pinheiro-bravo com as propriedades mecânicas e físicas apresentadas na Tabela 7.2 (valores sombreados) e betão de classe de resistência C30/37 e classe de exposição XC1.

A pormenorização construtiva teve em consideração as diretrizes apresentadas nas secções 3.4.3 e 3.5.2, indispensáveis para garantir a durabilidade de tabuleiros mistos madeira-betão. É também fundamental estabelecer procedimentos/planos de inspeção e manutenção, que serão implementados durante o tempo de vida útil dos tabuleiros, ou seja, 50 anos.

O processo construtivo da solução-tipo II (para vãos a partir de 6 m) inclui escoramento ao solo durante a fase de construção, ao contrário do definido para a solução-tipo I. A opção construtiva anterior está, desde logo, relacionada com as condições de utilização ideais para cada tipologia (ver Tabela 6.3): enquanto a solução-tipo I é, sobretudo, indicada para passagens superiores sobre outras vias de comunicação, o que torna o escoramento ao solo quase sempre impraticável, a solução-tipo II destina-se a ultrapassar pequenos obstáculos naturais, em estradas florestais, onde os condicionalismos existentes para se poder efetuar escoramento ao solo são, tendencialmente, menos significativos. Além disso, caso seja economicamente mais vantajoso optar pelo aumento da secção dos elementos estruturais (para garantir a verificação da flecha máxima admissível) em detrimento do escoramento, esse aumento é muito mais facilmente conseguido para o tipo de produto de madeira utilizado na

solução-tipo I (madeira lamelada colada) do que para os toros utilizados na solução-tipo II, devido à limitação de árvores com dimensões apropriadas.

Neste capítulo descrevem-se, então, os planos-padrão desenvolvidos, recorrendo-se, sempre que necessário, aos dois casos práticos referidos anteriormente (para cada uma das soluções-tipo). O Anexo D inclui as restantes alternativas incluídas nos planos-padrão.

7.2 Solução-tipo I

7.2.1 Caracterização geral

A solução-tipo I caracteriza-se pela utilização do sistema em “viga-T” com vigas de madeira lamelada colada. Uma solução similar foi empregue, por exemplo, na única ponte mista madeira-betão já construída em Portugal, *Ponte de Quiaios* (ver Figura 7.1).



Figura 7.1 – Vista inferior de ponte com tabuleiro misto madeira-betão, solução-tipo I.

Na definição da secção transversal da solução-tipo I existem diversas combinações possíveis relativamente às dimensões das vigas e ao número e espaçamento entre estas. Cabe então ao projetista, de entre as possibilidades existentes, selecionar a configuração mais económica e que assegure um comportamento estrutural satisfatório, tendo igualmente em consideração eventuais restrições inerentes ao local de instalação, que podem limitar, por exemplo, a altura das vigas. A configuração para a secção transversal da solução-tipo I procurou seguir as diretrizes definidas na secção 4.3.5, estabelecidas com o objetivo de maximizar o nível de eficiência compósita da estrutura mista.

Os tabuleiros foram dimensionados para utilização rodoviária, definindo-se tabuleiros com 5,5 m (1 via) e 9 m (1x1 vias) de largura, incluindo passeio. Consideraram-se vãos com valores entre um mínimo de 10 m e um máximo de 20 m, de acordo com o limite estabelecido para a solução-tipo I (ver Tabela 3.3), para ambas as larguras referidas. A Figura 7.2 apresenta a vista geral superior do tabuleiro misto madeira-betão para a solução-tipo I.

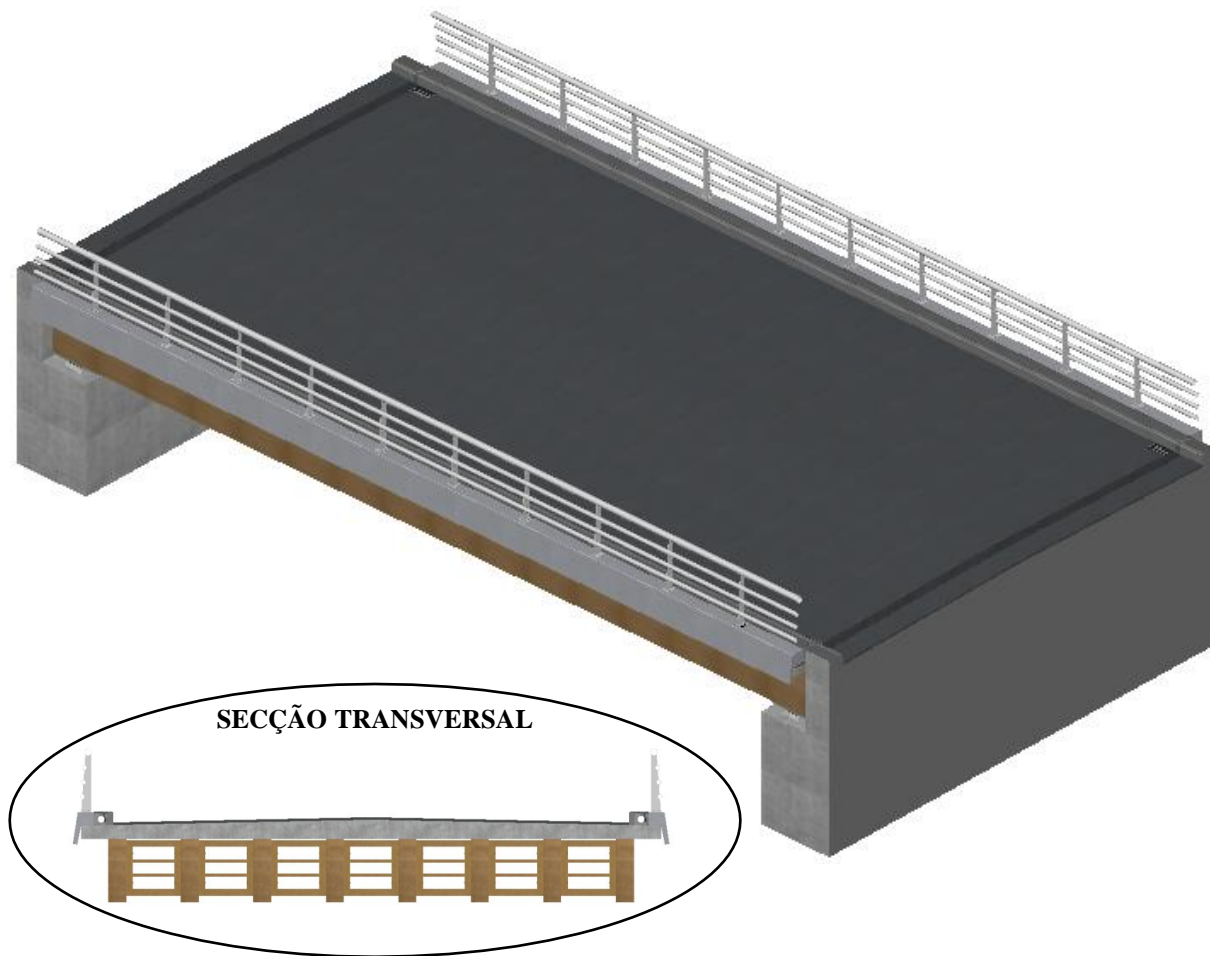


Figura 7.2 – Vista geral superior do tabuleiro para a solução-tipo I.

7.2.2 Materiais

É utilizada madeira lamelada colada de qualquer uma das espécies tipicamente comercializadas em Portugal, *e.g.* abeto, pinho silvestre, espruce-europeu ou douglas, com as seguintes classes de resistência – GL 24h, GL 28h e GL 32h.

Conforme se demonstrou na Tabela 3.7, a durabilidade natural destas espécies, tendo em atenção a classe de risco considerada para este tipo de tabuleiros (classe de risco 2), requer tratamento preservador face a coleópteros e térmitas, não sendo conclusiva relativamente ao tratamento para fungos. A este respeito, refira-se que nem todas as espécies têm a mesma impregnabilidade, conforme se mostrou na Tabela 3.8. Define-se a utilização de um produto preservador aquoso aplicado em profundidade por pressão mais vácuo. Este tratamento vai permitir a proteção a todos os agentes biológicos referidos, com um nível de toxicidade inferior ao de um tratamento com produto oleoso, só sendo possível devido à conceção dos tabuleiros ter sido desenvolvida com o objetivo de diminuir as condições de risco a que os elementos de madeira estão sujeitos.

Relativamente ao betão, utilizam-se betões de diferentes classes de resistência – C30/37, C35/45 e C40/50. As armaduras para o betão consideram a utilização de varões de aço com tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ MPa. Para os elementos de aço estrutural é utilizado aço classe S450 galvanizado.

7.2.3 Pré-dimensionamento

No pré-dimensionamento das vigas mistas madeira-betão pertencentes ao tabuleiro particularizado na secção 7.2 começou por se assumir a seguinte relação entre a largura dos elementos de betão e madeira: $b_c/b_t = 4$. De seguida, e conhecendo-se a relação entre os módulos de elasticidade dos materiais ($E_c/E_t = 2,6$), utilizaram-se os critérios de pré-dimensionamento (1) e (3), definidos na Tabela 4.5, para determinar a altura dos elementos – o critério (3), conforme referido na secção 4.3.4, foi determinado por verificação dos valores obtidos no dimensionamento. Por fim, calculou-se a largura do elemento de madeira b_t , através do critério de pré-dimensionamento (2) e, a partir desta, a largura do elemento de betão b_c (*i.e.* a distância entre os eixos das vigas que compõem o tabuleiro), dada pela relação entre larguras indicada anteriormente.

Refira-se que o elemento de madeira tem de respeitar dimensões *standard*, definidas pelos fabricantes de madeira lamelada colada, o que poderá obrigar a pequenos ajustes nas suas dimensões. A Figura 7.3 apresenta as dimensões resultantes do pré-dimensionamento.

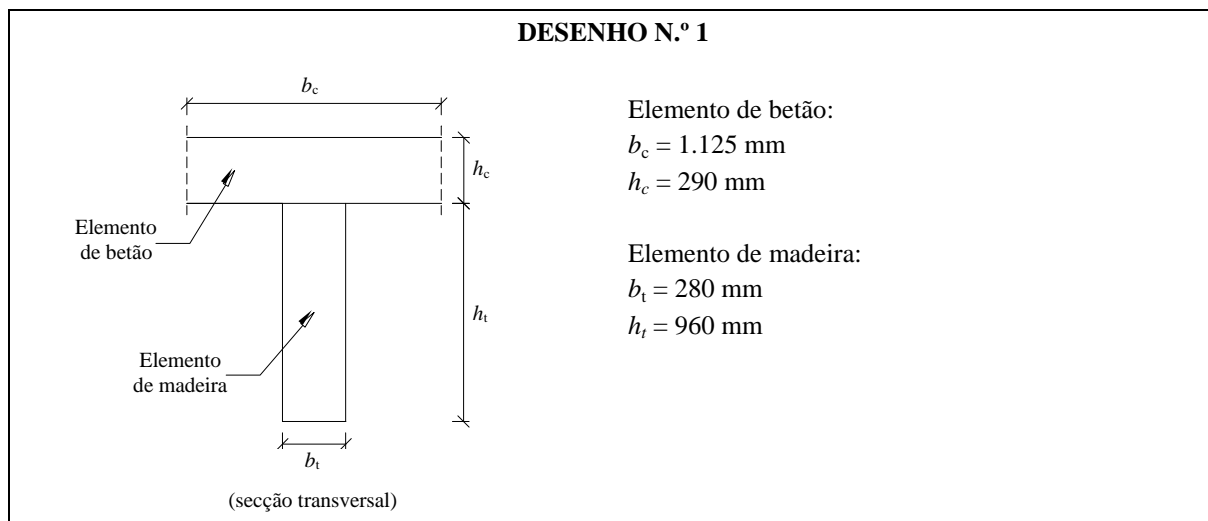


Figura 7.3 – Pré-dimensionamento da secção transversal dos elementos de madeira e betão, solução-tipo I (caso particular).

No que diz respeito ao sistema de ligação, tendo em consideração a análise dos resultados da Figura 3.16 efetuada na secção 3.3.2, definiu-se a utilização de varões de aço dispostos em “X” combinados com entalhes nos elementos madeira. Para este sistema de ligação não existe uma norma que defina um método de verificação de segurança, pelo que, conforme

referido na Figura 4.13, as propriedades mecânicas da ligação têm de ser obtidas em ensaios experimentais. Como a realização destes ensaios sai fora do âmbito desta tese, adotaram-se os valores determinados por Tommola *et al.* (1999), num estudo apresentado na secção 2.2.

O sistema de ligação tem, então, a configuração geométrica apresentada na Figura 7.4 e um módulo de escorregamento $K_{ser} = 2.190.000 \text{ N/mm}$. Esta configuração geométrica, bem como o módulo de escorregamento referido, consideram-se comuns ao conjunto de tabuleiros incluídos no plano-padrão para a solução-tipo I, variando apenas o espaçamento s entre ligadores e, conseqüentemente, o módulo de escorregamento unitário da ligação. Para o tabuleiro particularizado na secção 7.2, $s = 1.500 \text{ mm}$, logo $k_{ser} = 1.460 \text{ N/mm/mm}$ e $k_u = 973 \text{ N/mm/mm}$ (superiores ao recomendado na Tabela 4.5 – $k_{acc} \geq 560 \text{ N/mm/mm}$).

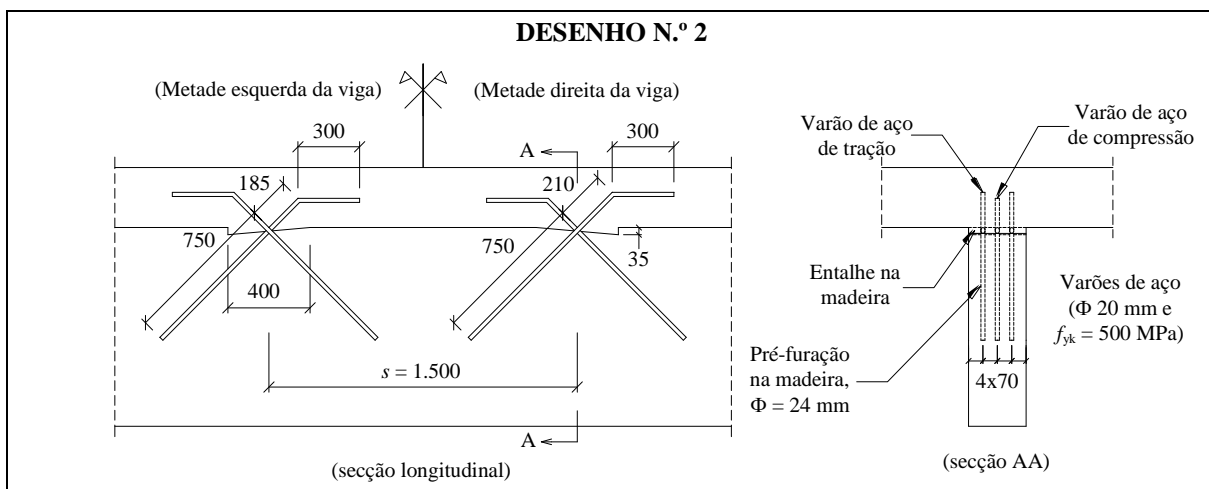


Figura 7.4 – Dimensões (em mm) do sistema de ligação, solução-tipo I (caso particular).

Uma vez pré-dimensionadas as vigas mistas madeira-betão é necessário definir a forma como estas se vão apoiar nos encontros. A conceção dos apoios tem de preencher um conjunto de requisitos fundamentais: (i) garantir que as forças horizontais devido às ações de travagem e aceleração dos veículos são transmitidas à estrutura do encontro, (ii) assegurar condições de apoio simplesmente apoiadas, (iii) permitir pequenas rotações das vigas no seu próprio plano, e (iv) impedir translações na direção transversal.

O apoio das vigas é garantido por aparelhos de apoio constituídos por uma placa de neoprene e uma chapa de aço, na qual são soldadas cavilhas na face superior (cujo número pode variar de tabuleiro para tabuleiro) e uma cavilha na face inferior. Deve esclarecer-se que o maior número de cavilhas existentes na face superior por comparação com o que se verifica na face inferior está relacionado com a verificação de segurança do elemento de madeira na direção paralela às fibras, conforme se demonstra nos cálculos de verificação dos ELU apresentados no Anexo E. A Figura 7.5 apresenta o pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio para o tabuleiro particularizado na secção 7.2.

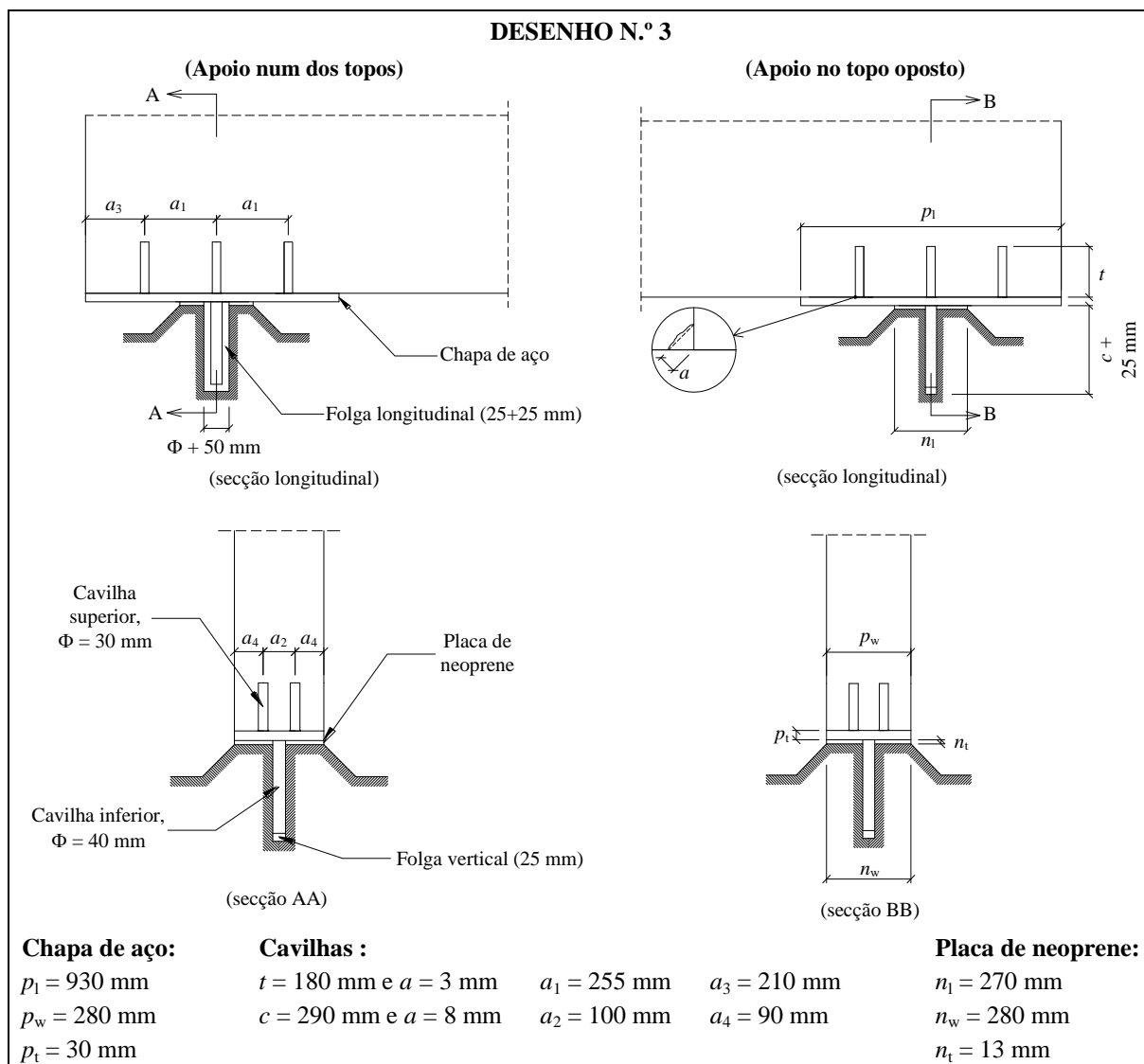


Figura 7.5 – Pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio, solução-tipo I (caso particular).

As cavilhas soldadas à face superior ($\Phi 30 \text{ mm}$) são embutidas no elemento de madeira, garantindo a solidarização necessária para transmitir as forças horizontais das vigas mistas madeira-betão para os aparelhos de apoio.

A cavilha soldada na face inferior ($\Phi 40 \text{ mm}$) vai desempenhar uma tripla função. Na direção longitudinal da viga posiciona-se justa num dos topos, garantindo a transmissão das forças horizontais do aparelho de apoio para a estrutura do encontro (requisito (i) previamente referido), sendo que no outro topo, de forma a assegurar condições de apoio simplesmente apoiadas (requisito (ii) previamente referido) e permitir que os deslocamentos na direção longitudinal possam ocorrer sem causar esforços, posiciona-se com uma folga longitudinal de 50 mm (ver Figura 7.5 – secção longitudinal). E na direção transversal posiciona-se justa em ambos os topos, restringindo qualquer translação nessa direção (requisito (iv) previamente referido) – esta restrição é efetuada em todas as vigas (e não apenas numa) para evitar que os esforços tenham de transitar de uma viga para as outras.

A placa de neoprene é utilizada para resistir a pequenas rotações na zona dos apoios (cumprimento do requisito (iii) previamente referido), sem que com isso qualquer outro elemento estrutural sofra algum tipo de dano. No entanto, como se pode observar na figura anterior, existe uma folga (na direção vertical) entre a cavilha soldada na face inferior e a estrutura do encontro, pelo que a placa de neoprene desempenha também a função de transmitir as reações de apoio verticais. Esta placa consiste num bloco sólido sem qualquer chapa metálica de reforço no seu interior (tipo F).

7.2.4 Pormenorização construtiva e processo de execução

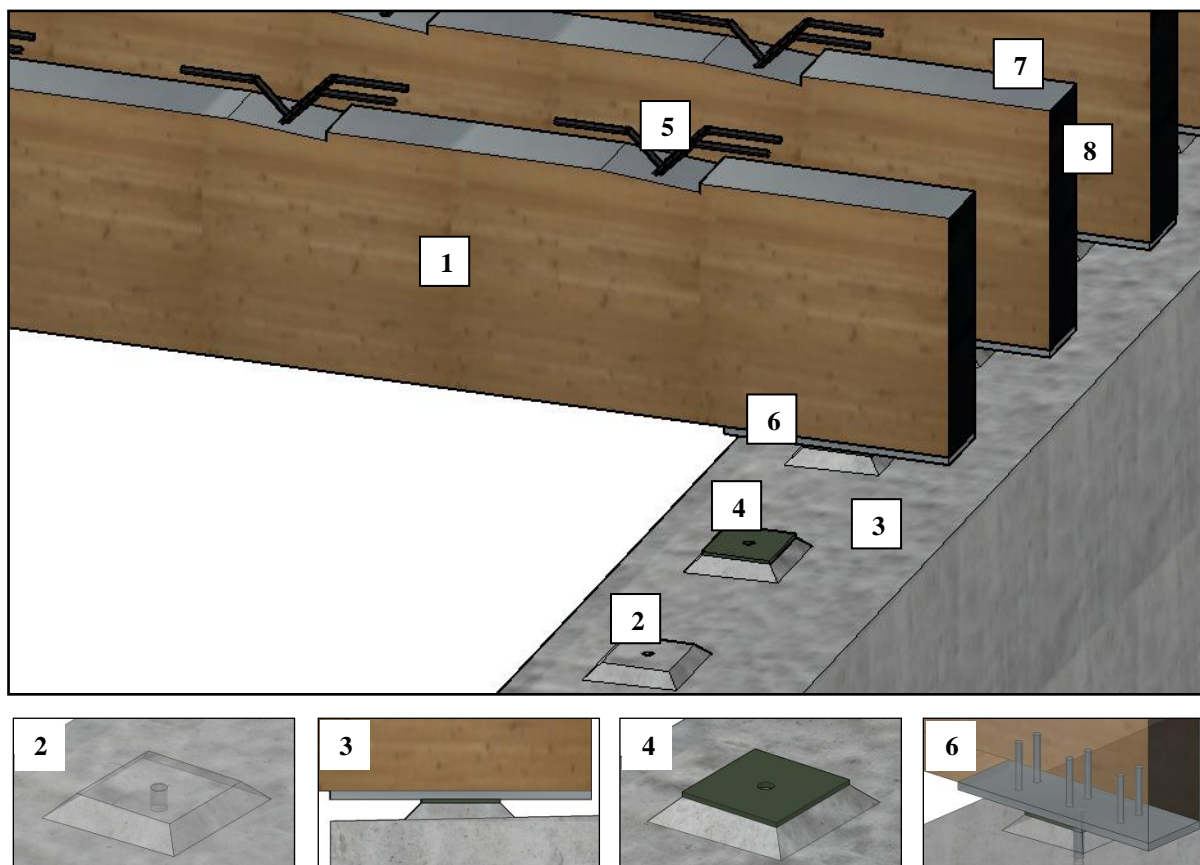
O primeiro passo para instalação do tabuleiro consiste na preparação dos apoios. O tabuleiro é posicionado sobre maciços de sobre-elevação pertencentes à estrutura dos encontros, denominados banquetas, que garantem o afastamento entre as vigas de madeira lamelada colada e a superfície dos encontros (ver Figura 7.6). A superfície dos encontros, de modo a facilitar a drenagem de humidades que atinjam essa zona, é executada com 2 % de inclinação no sentido do vão do tabuleiro (ver Figura 7.6), tendo as banquetas uma altura mínima de 50 mm (considerou-se que este valor, acrescido à espessura da placa de neoprene, é suficiente para garantir o afastamento referido acima).

As banquetas, executadas com a largura e o comprimento das placas de neoprene pertencentes aos aparelhos de apoio, têm as suas faces chanfradas a 45 % para facilitar a degradação de cargas e evitar pontos de acumulação de tensões (ver Figuras 7.5 e 7.6). No centro das banquetas posicionam-se negativos, onde se instalará posteriormente uma cavilha de aço pertencente aos aparelhos de apoio (ver Figuras 7.5 e 7.6) – num dos topos, o negativo será um cilindro com o mesmo diâmetro da cavilha referida e mais 25 mm de profundidade que o comprimento da cavilha, e no topo oposto, o negativo será um rasgo cuja profundidade tem também mais 25 mm, sendo a largura (na direção transversal) igual o diâmetro da cavilha e o comprimento (na direção longitudinal) igual ao diâmetro da cavilha acrescido de 50 mm.

Assim que as banquetas estiverem preparadas, colocam-se as placas de neoprene (sem qualquer tipo de ligação mecânica mas com a furação ou rasgo para receber a cavilha), e sobre estas posicionam-se as vigas de madeira lamelada colada já incluindo (i) o sistema de ligação madeira-betão, (ii) os elementos de aço dos aparelhos de apoio e (iii) a impermeabilização dos seus topos e das superfícies que entrarão em contacto com betão (ver Figura 7.6).

As vigas de madeira lamelada colada são, então, transportadas para obra completamente prontas para serem instaladas, minorando-se, dessa forma, o tempo de exposição ao ambiente exterior sem a proteção da laje de betão armado. O posicionamento das vigas é efetuado com o auxílio de um meio de elevação de cargas, *e.g.* grua móvel, sendo que, para o conjunto de tabuleiros mistos madeira-betão incluídos no plano-padrão para a solução-tipo I, a massa de

cada viga (incluindo todos os elementos referidos anteriormente) varia entre 832 e 4.013 kg. Para o tabuleiro particularizado na secção 7.2, a massa de cada viga é de 2.071 kg. As vigas devem ser manuseadas com cintas envolvendo toda a sua secção – não se admite a utilização de correntes ou espigas de aço como cintas, por serem extremamente abrasivas para a superfície das vigas, devendo utilizar-se cintas fabricadas num material que reduza o risco de danificação das vigas, *e.g.* cintas de poliéster.



Legenda: 1 – Viga de madeira lamelrada colada; 2 – Banqueta; 3 – Superfície do encontro; 4 – Placa de neoprene; 5 – Sistema de ligação; 6 – Elemento de aço dos aparelhos de apoio; 7 – Impermeabilização da interface madeira-betão; 8 – Impermeabilização do topo da viga de madeira lamelrada colada

Figura 7.6 – Apoio do tabuleiro nos encontros, solução-tipo I.

No sistema de ligação preconizado (varões de aço dispostos em “X” combinados com entalhes nas vigas de madeira, ver Figura 7.4), primeiro são executados os entalhes: estes apresentam uma face vertical e outra inclinada, tendo uma configuração assimétrica (relativamente ao vão da viga) com a face vertical do lado do apoio mais próximo. Em seguida, os varões de aço são colados na madeira com uma inclinação de, aproximadamente, 45° relativamente ao eixo longitudinal das vigas. Para este efeito utiliza-se uma resina epóxi com tensão de aderência mínima de 4 MPa. Os varões de aço são embutidos em furos executados na madeira, apresentando também uma configuração assimétrica (relativamente ao vão da viga) com o par de varões de tração inclinado na direção do apoio mais próximo.

Relativamente ao aparelho de apoio, enquanto as cavilhas soldadas na face superior da chapa de aço são coladas em furos efetuados no elemento de madeira, utilizando-se a mesma cola que é usada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação, a cavilha soldada na face inferior da chapa é posicionada nos negativos deixados previamente para o efeito na estrutura dos encontros.

A impermeabilização das superfícies que entrarão em contacto com betão é garantida através de barramento com a resina epóxi (impermeável) utilizada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação. Nos topos das vigas, a impermeabilização pode ser efetuada da mesma forma ou através de membranas impermeáveis compostas por uma mástique autoadesiva de betume modificado com polímeros.

À medida que as vigas vão sendo posicionadas, procede-se ao seu contraventamento, utilizando-se para o efeito quadros de madeira (acrescidos de dois elementos horizontais) nos topos do tabuleiro (ver Figuras 7.7 e 7.8). Todos os elementos de contraventamento são de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior. A ligação dos quadros de madeira às vigas de madeira lamelada colada, assim como a ligação entre os próprios elementos dos quadros, é efetuada através de parafusos com cabeça de embeber, sendo também utilizados entalhes na ligação entre os quadros de madeira e os elementos horizontais.

Assim que todas as vigas estiverem devidamente contraventadas, inicia-se a instalação da cofragem que serve de forma ao betão (ver Figuras 7.7 e 7.9). A cofragem é garantida por painéis de contraplacado de dimensões 1125x21x2500 mm, pregados a uma estrutura de suporte (com pregos quadrados de aço macio). A estrutura de suporte, constituída por elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior, varia consoante se trate (i) da zona entre vigas de madeira lamelada colada, (ii) dos bordos longitudinais do tabuleiro ou (iii) dos bordos transversais do tabuleiro. A este propósito, refira-se que a cofragem não será escorada ao solo, pelos motivos já apresentados. A Figura 7.9 mostra os esquemas de forças utilizados no dimensionamento da cofragem.

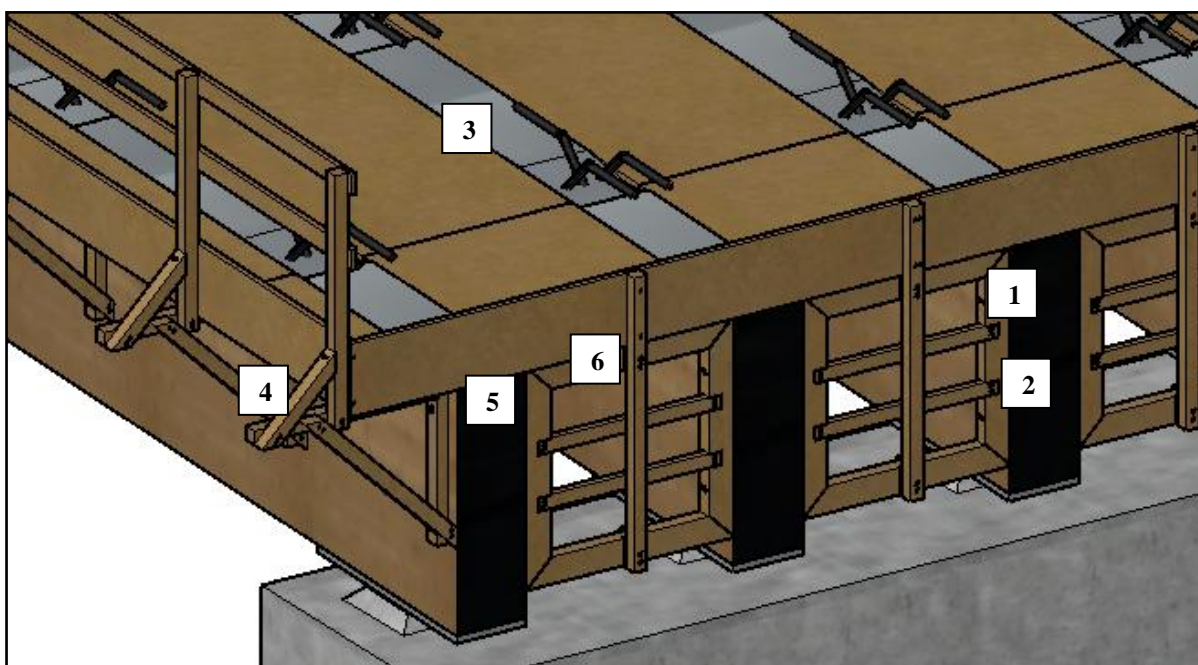
Na zona entre vigas de madeira lamelada colada, os painéis de cofragem apoiam sobre elementos de madeira pregados às vigas a cada 25 cm. Estes elementos vão também colmatar o recorte das faces laterais das vigas devido aos entalhes do sistema de ligação, uma vez que a profundidade máxima dos entalhes é superior à espessura dos painéis de cofragem.

Nos bordos longitudinais do tabuleiro, os painéis de cofragem são suportados por uma estrutura de madeira que inclui uma guarda de segurança para os trabalhadores. Todas as ligações entre os elementos desta estrutura são executadas com pregos quadrados de aço macio. No que diz respeito à sua ligação às vigas de madeira lamelada colada, é necessário ter

em consideração que esta tem de resistir aos momentos fletores que se geram (ver Figura 7.9). Com esse objetivo utilizam-se varões de aço com rosca métrica (incluindo anilhas planas e porcas sextavadas) ancorados às vigas de madeira lamelada colada.

Nos bordos transversais do tabuleiro utilizam-se elementos de madeira verticais, ancorados ao quadro de contraventamento através de parafusos, para suportar os painéis de cofragem. Entre os elementos verticais e os elementos de contraventamento é necessário colocar calços de enchimento.

Todas as furações nos elementos definitivos pertencentes à estrutura do tabuleiro, resultado da fixação dos elementos de suporte à cofragem, são colmatados (após a remoção da cofragem) com a resina epóxi usada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação.



Legenda: 1 – Ligação do quadro de contraventamento às vigas de madeira lamelada colada; 2 – Ligação dos elementos horizontais ao quadro de contraventamento; 3 – Elemento de madeira de suporte aos painéis de cofragem entre vigas de madeira lamelada colada; 4 – Ligação entre elementos de madeira pertencentes à estrutura de suporte da cofragem nos bordos longitudinais do tabuleiro; 5 – Ligação da estrutura de suporte da cofragem nos bordos longitudinais do tabuleiro às vigas de madeira lamelada colada; 6 – Ligação da estrutura de suporte da cofragem nos bordos transversais do tabuleiro ao quadro de contraventamento

Figura 7.7 – Contraventamento e cofragem do tabuleiro, solução-tipo I.

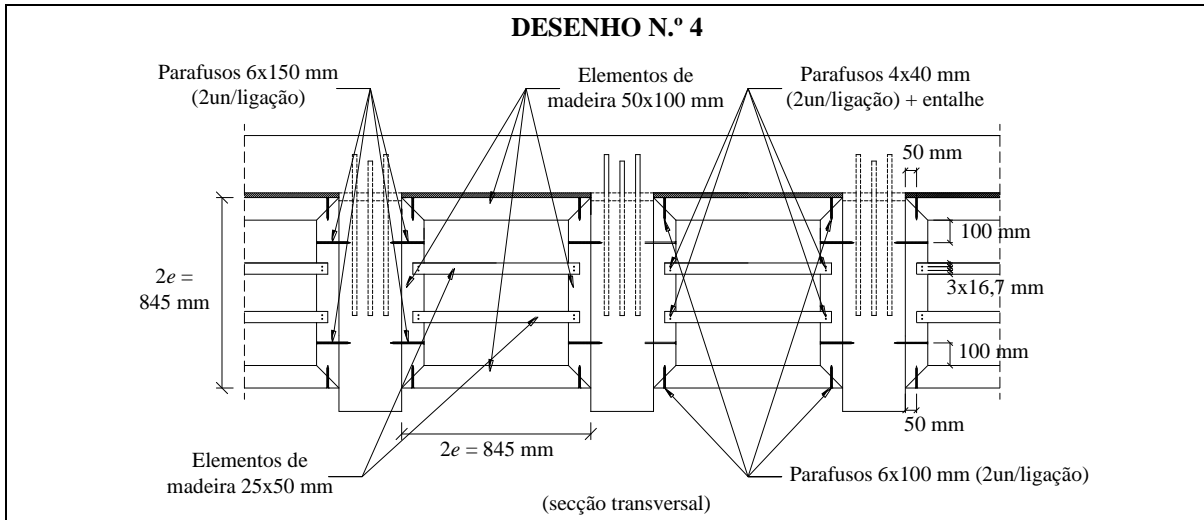


Figura 7.8 – Pormenorização do contraventamento, solução-tipo I (caso particular).

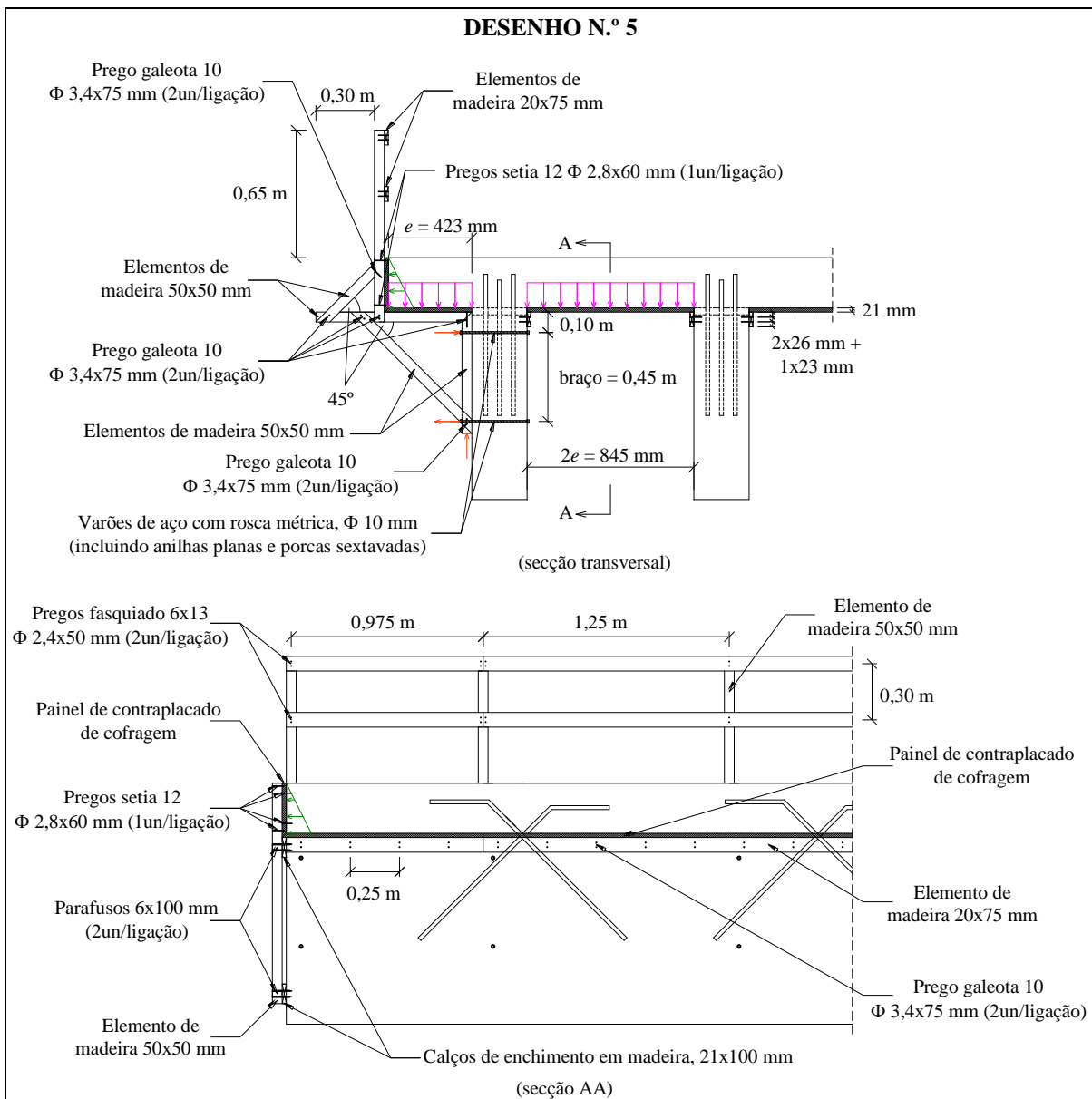


Figura 7.9 – Pormenorização da cofragem, solução-tipo I (caso particular).

A tarefa seguinte consiste em executar a armadura da laje. A Figura 7.10 mostra a armadura para o tabuleiro particularizado na secção 7.2. Junto aos bordos da laje é colocada armadura de espera (constituída por varões de aço $\Phi 10$ mm) para ancorar, posteriormente, as vigas de bordadura.

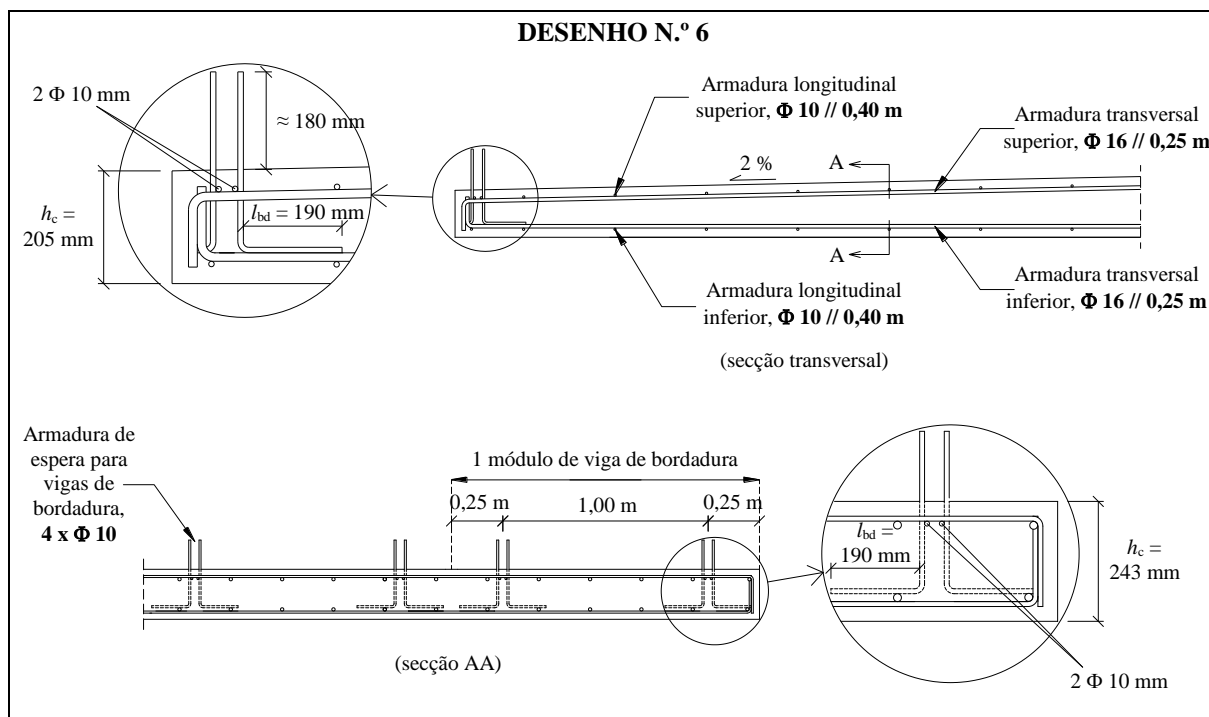
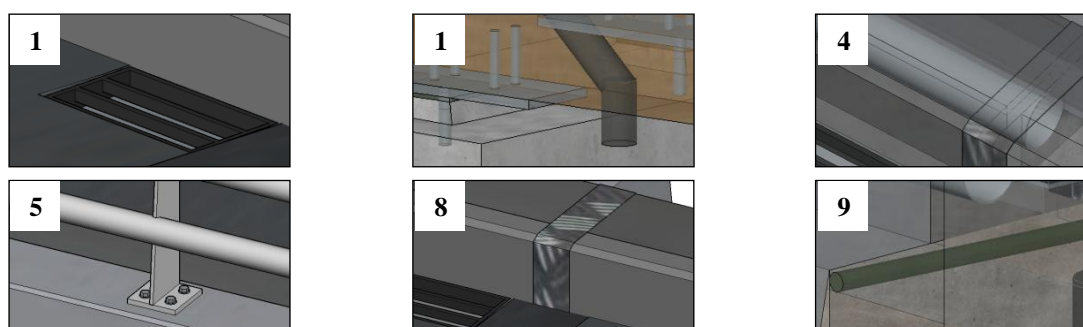
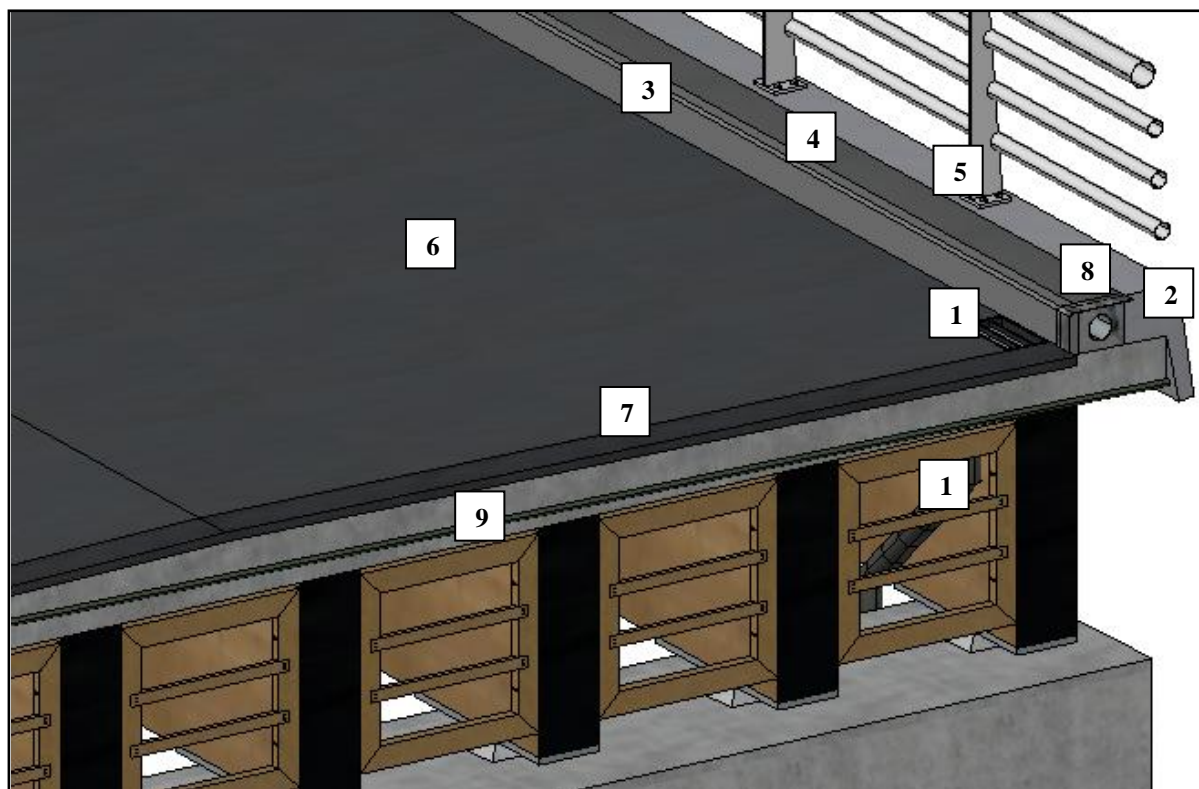


Figura 7.10 – Armadura da laje de betão armado, solução-tipo I (caso particular).

É nesta fase, ainda antes da betonagem da laje, que é instalado o dispositivo de drenagem. Em cada um dos topos do tabuleiro, junto aos guarda-rodas, posicionam-se gárgulas de drenagem em aço galvanizado (incluindo grelha), que encaminham a água para tubagem PEAD ($\Phi 110$ mm para o tabuleiro particularizado na secção 7.2) prolongada até uma cota inferior à superfície dos encontros (ver Figuras 7.11 e 7.12). Finalizadas as tarefas anteriores, a laje está, então, em condições de ser betonada. A sua face superior tem uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal, a partir do seu eixo longitudinal (ver Figura 7.10).

Após o período de cura do betão e a remoção dos elementos de cofragem (pelo menos, dos bordos longitudinais do tabuleiro) instalam-se as vigas de bordadura (ver Figuras 7.11 e 7.13), com o auxílio de um meio de elevação de cargas. As vigas de bordadura são constituídas por módulos de betão armado pré-fabricados com 1,50 m de comprimento (para o tabuleiro particularizado na secção 7.2 cada viga tem cerca de 290 kg), sendo as juntas entre os módulos seladas com argamassa de cimento-cola. Estes módulos apresentam uma pingadeira ao longo de todo o seu desenvolvimento longitudinal e o plano definido pelo seu bordo extremo e pela aresta mais exposta das vigas de madeira de extremidade faz um ângulo de, pelo menos, 30° com o plano vertical. Para o tabuleiro particularizado na secção 7.2, este ângulo é de 31° .

Nesta fase executam-se também os guarda-rodas, os passeios e os guarda-corpos (ver Figuras 7.11, 7.13 e 7.14). Como guarda-rodas utilizam-se lancis de betão pré-fabricados com 1 m de comprimento, assentes com argamassa de cimento. Os passeios são executados com uma argamassa de agregados leves (usando tubo de PVC Φ 110 mm como enchimento e para eventual passagem de cablagem) revestida com argamassa de cimento esquadrelada. Os guarda-corpos são materializados por uma grade metálica constituída por perfis de aço tubulares dispostos horizontalmente e elementos verticais (posicionados a cada 1,5 m) ancorados às vigas de bordadura por intermédio de parafusos galvanizados.



Legenda: 1 – Dispositivo de drenagem; 2 – Viga de bordadura; 3 – Guarda-rodas; 4 – Passeio;
5 – Guarda-corpos; 6 – Pavimento em betão betuminoso; 7 – Junta de dilatação;
8 – Chapa metálica galvanizada; 9 – Cordão flexível de neoprene

Figura 7.11 – Vista de perfil de um dos tops do tabuleiro, solução-tipo I.

As Figuras 7.12 a 7.14 apresentam as dimensões dos elementos referidos anteriormente, para o tabuleiro particularizado na secção 7.2.

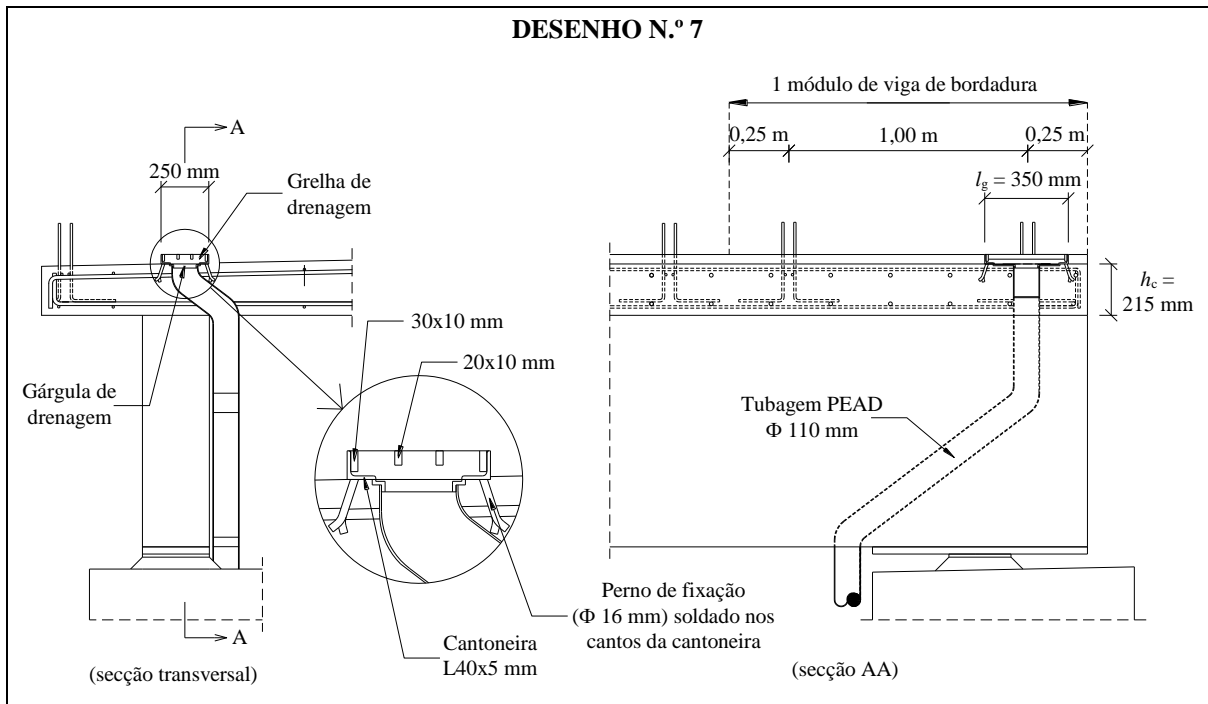


Figura 7.12 – Dispositivo de drenagem, solução-tipo I (caso particular).

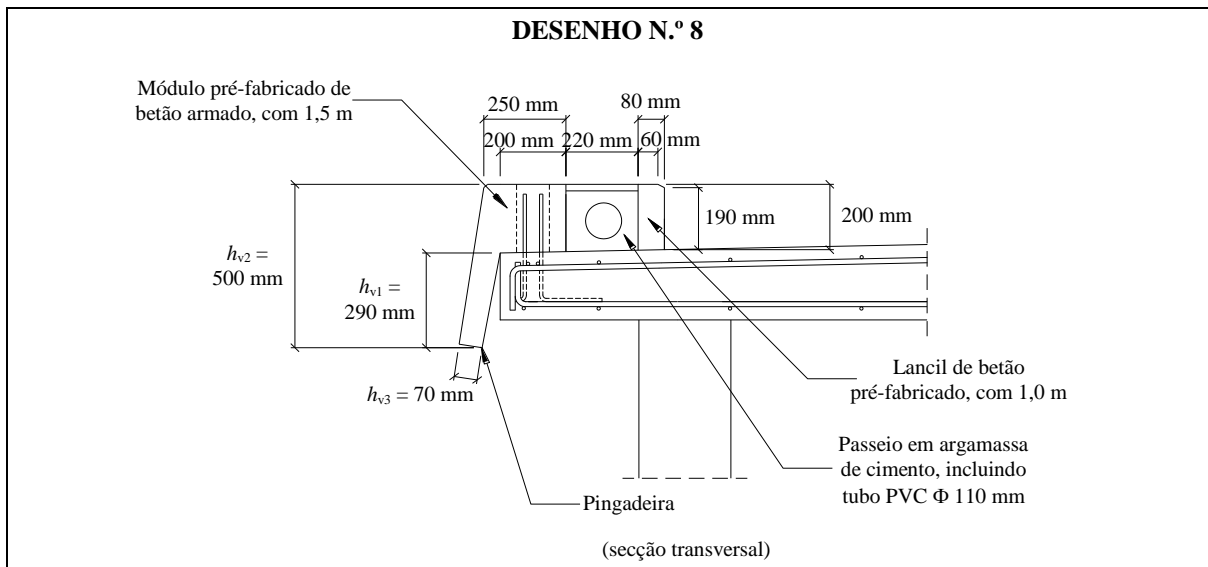


Figura 7.13 – Vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas, solução-tipo I (caso particular).

O tabuleiro é finalizado com a execução das juntas de dilatação e a pavimentação da laje com betão betuminoso com 40 mm de espessura (ver Figuras 7.11 e 7.14). Utilizam-se juntas de dilatação de betume modificado. Este tipo de juntas consiste na aplicação a quente de uma mistura de betume com elastómeros e agregados siliciosos ou basálticos, disposta numa banda a toda a largura do tabuleiro. A mistura betuminosa da junta de dilatação é aplicada sobre uma chapa metálica galvanizada, com 2,5 mm de espessura, que desempenha a função de cofragem perdida (no espaço ocupado pelas vias de tráfego) e de proteção para evitar a penetração de lixos e detritos na zona de compatibilização entre passeios.

O espaço entre o topo da laje do tabuleiro e o muro de testa do encontro, de cerca de 30 mm (no momento da construção), é preenchido por um cordão flexível de neoprene com 40 mm de diâmetro, colado a ambos os elementos de betão armado, que funciona como batente do tabuleiro no encontro (ver Figuras 7.11 e 7.14). Este cordão, por ser impermeável, desempenha também uma função de estanquicidade das humidades que possam ultrapassar a junta de dilatação, sendo, por esse motivo, colocado com uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal.

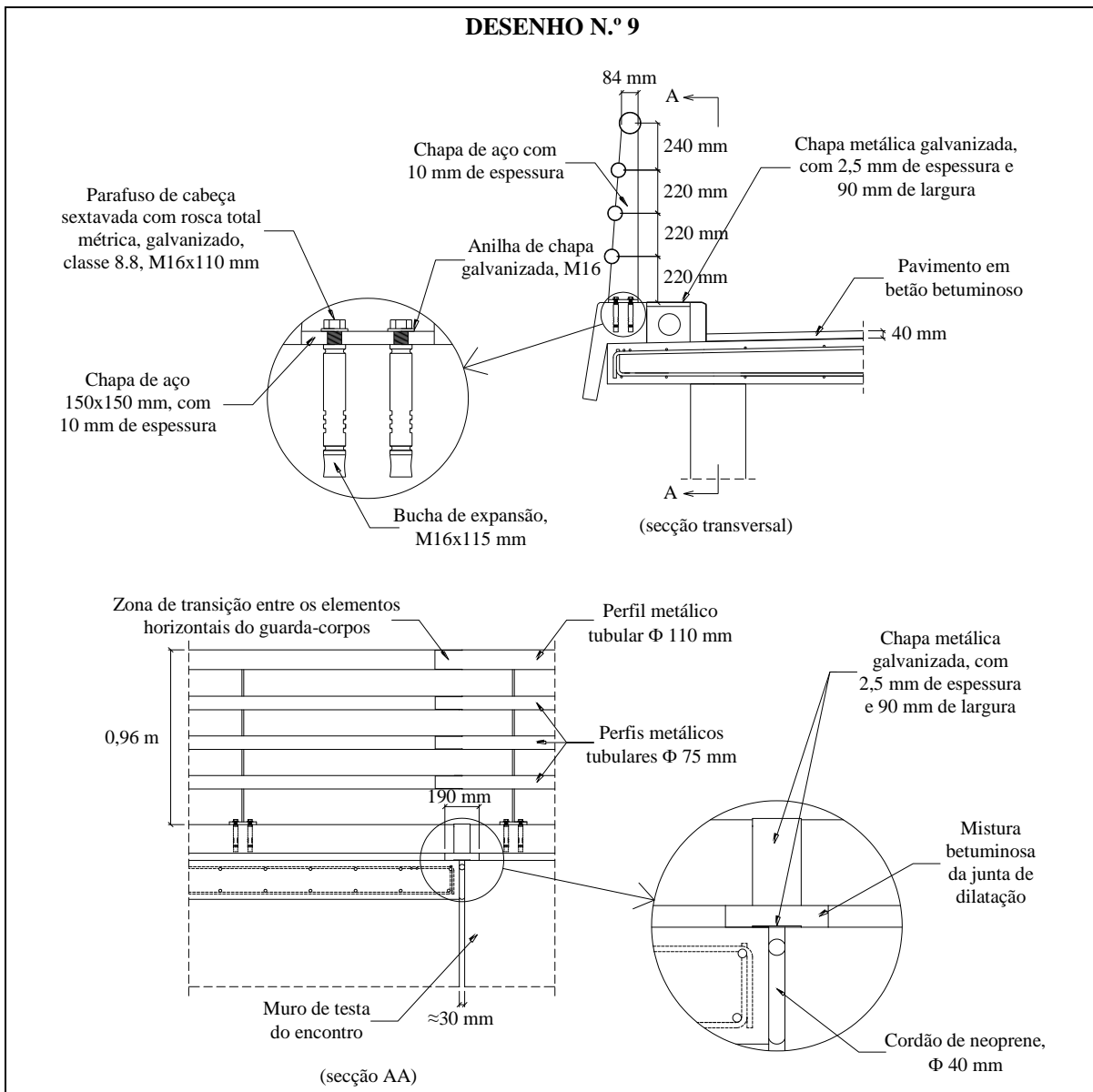


Figura 7.14 – Guarda-corpos e juntas de dilatação, solução-tipo I (caso particular).

7.2.5 Plano de inspeção e manutenção

É estabelecido um plano de inspeção e manutenção, do qual faz parte um conjunto de medidas que salvaguardam o funcionamento em serviço dos tabuleiros desde a sua abertura ao tráfego

e durante o período de tempo em que se encontrarem em funcionamento (50 anos). A Tabela 7.1 define o plano de inspeção e manutenção para a solução-tipo I.

Tabela 7.1 – Plano de inspeção e manutenção, solução-tipo I.

Ação de inspeção/manutenção	Periodicidade [anos]
Inspeções visuais	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas	5
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	5
Substituição do pavimento	10
Proteção das vigas de madeira lamelada colada	15
Reparação da face inferior da laje de betão armado	25
Substituição das juntas de dilatação e dos cordões de neoprene	25
Substituição das placas de neoprene dos apoios	25
Reparação das vigas de bordadura	25
Repintura dos guarda-corpos	25

O plano definido na tabela anterior contempla (i) inspeções periódicas e (ii) ações de manutenção. No primeiro caso, devem realizar-se duas inspeções: uma visual, com uma periodicidade de 15 meses (de modo a avaliar os tabuleiros em diferentes estações do ano, ou seja, sob diferentes condições climáticas), e outra, mais detalhada, a cada 5 anos. É fundamental que a realização das inspeções seja acompanhada de um relatório onde se detalhem todos os factos observados, para que possam ser consultados na inspeção seguinte e avaliada a sua evolução.

Quanto às ações de manutenção, estas são estabelecidas com base em valores de vida de serviço médios dos diversos componentes dos tabuleiros, os quais são definidos na bibliografia da especialidade, *e.g.* Lifecon (2003) ou Gharaibeh (2005). Na prática, as ações de manutenção incluem também a reparação de pequenas anomalias (não previstas) e que são detetadas pelas inspeções periódicas – sempre que isto se verifique, a reparação deve ser registada monitorizada a fim de perceber a sua evolução. Só desta forma se conseguem resolver potenciais problemas, que, quando não identificados e/ou adequadamente reparados, podem evoluir desfavoravelmente e obrigar a reparações muito mais dispendiosas.

7.3 Solução-tipo II

7.3.1 Caracterização geral

A solução-tipo II utiliza toros justapostos a toda a largura do tabuleiro, conforme se mostra no exemplo da *Ponte Batalha*, Brasil (ver Figura 7.15). A Figura 7.16 apresenta a vista geral superior do tabuleiro misto madeira-betão para a solução-tipo II.



Figura 7.15 – Vista inferior de ponte com tabuleiro misto madeira-betão, solução-tipo II.
Fonte: (Calil Jr, 2006)

Os tabuleiros foram dimensionados para utilização rodoviária, definindo-se uma largura única de 5 m (1 via), não incluindo passeio. Consideraram-se vãos com valores entre um mínimo de 4 m e um máximo de 10 m, de acordo com o limite estabelecido para a solução-tipo II (ver Tabela 3.3).

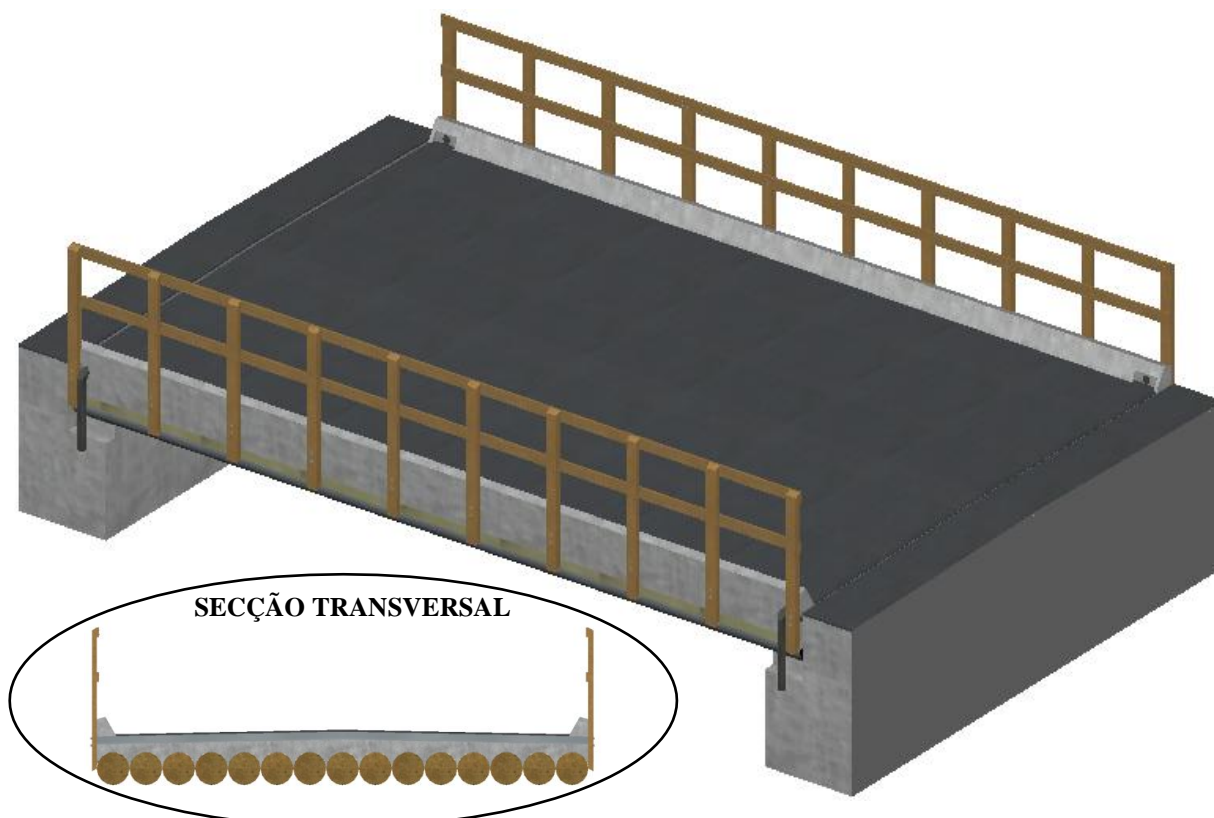


Figura 7.16 – Vista geral superior do tabuleiro para a solução-tipo II.

7.3.2 Materiais

Conforme referido nas secções 3.3.3 e 6.3, um dos principais fatores que abona em favor da utilização da solução-tipo II é o seu baixo custo de construção, que ainda pode ser mais

reduzido no caso de serem utilizados recursos florestais dos próprios proprietários. Faz, portanto, todo o sentido que esta solução adote espécies de madeira produzidas em Portugal.

No entanto, não existe a nível nacional ou mesmo a nível europeu qualquer norma ou especificação que defina classes de resistência para madeira de secção circular. Em Portugal há duas fichas elaboradas no LNEC que podem servir de orientação – a Ficha M6 (LNEC, 1997a), com a indicação de valores médios das propriedades da madeira de eucalipto (*Eucalyptus globulus Labill*), e a Ficha M2 (LNEC, 1997b), que apresenta valores de cálculo das propriedades da madeira de pinheiro-bravo (*Pinus pinaster Ait.*) – mas são ambas para o caso de madeira de secção retangular.

Percebendo essa lacuna, há autores que se têm dedicado à elaboração de estudos experimentais para determinação das propriedades mecânicas e físicas de madeira de secção circular, nomeadamente de pinheiro-bravo. Alguns desses estudos, *e.g.* Morgado (2008), Morgado *et al.* (2009), Morgado *et al.* (2010), Martins (2010), Martins e Dias (2012) ou Morgado (2012), têm resultados publicados no meio científico nacional e internacional que podem ser utilizados para efeitos de dimensionamento (ver Tabela 7.2).

Tabela 7.2 – Valores das propriedades mecânicas e físicas da madeira de pinheiro-bravo de secção circular.

			Morgado (2008) e Morgado <i>et al.</i> (2009)	Morgado <i>et al.</i> (2010)	Morgado (2012)	Martins (2010) e Martins e Dias (2012)
Diâmetro médio	Φ	[mm]	103	197	122	174
Teor de água médio	-	[%]	13,2	16,2	12,1	65
N.º de toros ensaiados			200	59	120	67
(valores característicos)						
Flexão	$f_{m,k}$	[MPa]	53,8*	37,7*	38,6*	37,0*
Tração na direção paralela às fibras	$f_{t,0,k}$	[MPa]	32,3**	22,6**	23,2**	22,2***
Tração na direção perpendicular às fibras	$f_{t,90,k}$	[MPa]	0,6**	0,6**	0,6**	0,6***
Compressão na direção paralela às fibras	$f_{c,0,k}$	[MPa]	27,3*	25,6**	24,6*	25,4***
Compressão na direção perpendicular às fibras	$f_{c,90,k}$	[MPa]	3,0**	3,4**	3,1**	3,4***
Corte	$f_{v,k}$	[MPa]	3,8**	3,6**	3,7**	3,6***
Massa volúmica	$\rho_{t,k}$	[kg/m ³]	435*	485*	445*	479*
(valor médio)						
Módulo de elasticidade	E_t	[GPa]	14,6*	12,1*	13,9*	10,9*

*Valores determinados experimentalmente.

**Valores estimados com base nos valores experimentais, seguindo diretrizes da EN 384 (CEN, 2010b).

***De acordo com a EN 384, os valores experimentais (utilizados para estimar os restantes) têm que ser determinados para o esquema de ensaio preconizado na EN 408 (CEN, 2010c), onde o toro é simplesmente apoiado. Os resultados experimentais apresentados por Martins (2010) e Martins e Dias (2012), seguindo a EN 14229 (CEN, 2010a), consideraram o toro em consola – no entanto, uma vez que não existe qualquer norma aplicável, as restantes propriedades relativas a estes dois estudos foram também estimadas com base na EN 384.

O plano-padrão para a solução-tipo II utiliza toros de pinheiro-bravo, cujas propriedades mecânicas e físicas correspondem às determinadas por Morgado *et al.* (2010), ver coluna sombreada na Tabela 7.2. Escolheu-se este estudo, uma vez que, de entre os que se apresentam na tabela, é o que utiliza toros cujo diâmetro é mais próximo do que se prevê ser necessário nos tabuleiros mistos madeira-betão.

Os ensaios realizados por Morgado *et al.* (2010) utilizaram madeira com um teor de água superior ao de equilíbrio (ou seja, superior a 12 % – que corresponde à situação ideal para aplicação de madeira em estruturas), mas claramente inferior ao ponto de saturação das fibras (24 %). Embora a EN 384 (CEN, 2010a) estabeleça uma forma de ajustar os valores das propriedades para um teor de água de 12 %, não se efetuou essa correção, pelo que o plano-padrão para a solução-tipo II utiliza os valores das propriedades apresentadas na Tabela 7.2, *i.e.* para um teor de água de 16,2 %, garantindo-se, dessa forma, alguma margem de segurança. Refira-se que este teor de água é perfeitamente compatível com as classes de serviço e risco consideradas para esta solução-tipo.

No entanto, nem todos os toros têm as características necessárias para serem utilizados. Além do diâmetro requerido pelo dimensionamento, exige-se que os toros cumpram um conjunto de requisitos geométricos, que podem ser determinados de acordo com a EN 1310 (CEN, 1997), relacionados com a (i) curvatura, (ii) adelgaçamento e (iii) ovalidade.

Antes de se definirem e caracterizarem os três requisitos geométricos anteriores, importa esclarecer a que corresponde o diâmetro requerido pelo dimensionamento. Este diâmetro, simbolizado neste estudo por Φ , equivale ao diâmetro médio do toro, sendo determinado de acordo com a expressão 7.1:

$$\Phi = \frac{\Phi_{\text{médio_topo}} + \Phi_{\text{médio_base}}}{2} = \frac{(\Phi_{\text{max_topo}} + \Phi_{\text{min_topo}})/2 + (\Phi_{\text{max_base}} + \Phi_{\text{min_base}})/2}{2} \quad (7.1)$$

onde $\Phi_{\text{médio_topo}}$ e $\Phi_{\text{médio_base}}$ são os diâmetros médios da base e do topo do toro, dados pela média dos diâmetros máximo e mínimo.

A curvatura corresponde a um desvio de linearidade do eixo longitudinal do toro, representando, provavelmente, a característica geométrica mais importante para a aplicação em tabuleiros de pontes. Quanto maior é a curvatura, maiores são as dificuldades construtivas para posicionamento e estabilização do toro durante a fase de construção. No caso de o toro apresentar curvatura dupla (segundo o mesmo eixo ou noutra eixo) a exequibilidade do tabuleiro poderá mesmo ficar comprometida. Por este motivo, toros com curvatura dupla são desqualificados para aplicação na solução-tipo II. Ainda relativamente à curvatura, os toros devem ser posicionados com a convexidade na direção e sentido do carregamento (Morgado, 2012). Ou seja, quanto maior é a curvatura, maior é a sobrecarga de betão necessária para

assegurar uma superfície do pavimento plana. Estabeleceu-se, então, o seguinte critério – a curvatura máxima admissível para que um toro possa ser utilizado na solução-tipo II tem de ser tal que o peso próprio do elemento de betão seja, no máximo, 5 % superior ao que seria caso o toro não apresentasse qualquer curvatura.

O adelgaçamento representa a forma acentuada de cone do toro, correspondendo ao rácio entre a diferença (em milímetros) dos diâmetros do topo e da base e o comprimento (em metros) do toro. O efeito de um adelgaçamento elevado, *i.e.* do toro ter uma grande diferença de diâmetro entre o topo e a base, é compensado pelo facto de na solução-tipo II os toros serem posicionados intercalando os topos e as bases (ver secção 7.3.4), o que na prática resulta numa espessura média de madeira constante. Definiu-se o seguinte critério – para que um toro possa ser utilizado na solução-tipo II, a diferença entre os diâmetros do topo e da base tem de ser inferior a 10 %. Por fim, a ovalidade está relacionada com a excentricidade do toro, exprimindo-se em percentagem. Para a ovalidade definiu-se um limite máximo de 5 % (*i.e.* se diâmetro máximo for, por exemplo, 400 mm, o diâmetro mínimo terá de ser, no limite, 380 mm).

Os critérios estabelecidos para a curvatura e o adelgaçamento vão resultar em valores máximos admissíveis que dependem da configuração geométrica do tabuleiro. A título informativo, a Tabela 7.3 apresenta os valores das características geométricas dos toros ensaiados nos estudos mencionados na tabela anterior (realça-se, a sombreado, o estudo a partir do qual se obtiveram as propriedades mecânicas e físicas consideradas no plano-padrão). A Tabela 7.3 refere também os limites admissíveis estabelecidos por Ranta-Maunus (1999), num estudo de referência para aplicação de madeira de secção circular em estruturas (embora não englobando a sua aplicação a pontes).

Tabela 7.3 – Características geométricas de toros (valores médios).

		Morgado (2008) e Morgado <i>et al.</i> (2009)	Morgado <i>et al.</i> (2010)	Morgado (2012)	Martins (2010) e Martins e Dias (2012)	Ranta-Maunus (1999)	
						A	B
Curvatura	[mm/m]	11,8	-	-	-	2,5	5,0
Adelgaçamento	[mm/m]	6,3	6,6	6,1	6,9	5,0	10,0
Ovalidade	[%]	5,5	-	6,3	4,7	10,0	20,0

A madeira de pinheiro-bravo, tendo em atenção a classe de risco definida para este tipo de tabuleiros (classe de risco 2), requer tratamento preservador face a coleópteros e térmitas, podendo também requerer tratamento face a fungos (ver Tabela 3.7). Optou-se pela utilização de um produto preservador aquoso aplicado superficialmente. Este tratamento preservador permite que os toros possam ser tratados no local onde são colhidos (o que, para esta solução-tipo, coincide muitas das vezes com o próprio local de implantação da ponte), reduzindo-se substancialmente os custos de manipulação e transporte dos toros.

Refira-se que o pinheiro-bravo, segundo a informação apresentada na Tabela 3.8, não é impregnável no cerne, mas facilmente impregnável no borne (parte externa do tronco). Apesar do cerne ter uma durabilidade natural muito superior à do borne, deve-se garantir, sempre que possível, que os toros aplicados na solução-tipo II tenham a medula centrada o suficiente (em ambos os topos) para que não exista madeira de cerne próxima da superfície, logo, suscetível de contacto com o ambiente exterior.

Relativamente ao betão e às armaduras, adotam-se as mesmas classes utilizadas na solução-tipo I, ou seja, betão das classes de resistência C30/37, C35/45 e C40/50 e varões de aço com tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ MPa.

7.3.3 Pré-dimensionamento

Neste tipo de tabuleiros, as dimensões das vigas mistas madeira-betão relacionam-se da seguinte forma: $b_c/b_t = 1$ e $h_t/b_t = 1$. Dada a relação $E_c/E_t = 2,7$, utilizaram-se os critérios de pré-dimensionamento (1) e (3), definidos na Tabela 4.5, para determinar a altura e, conseqüentemente, a largura dos elementos de madeira e betão. Como os toros se posicionam justapostos, as dimensões anteriores têm de ter em consideração a largura do tabuleiro, sendo que a soma do diâmetro dos toros deve aproximar-se o mais possível desse valor. A Figura 7.17 apresenta as dimensões resultantes do pré-dimensionamento. Refira-se que, nas figuras que seguem nesta seção e na próxima, os elementos de madeira são representados por peças livres de defeitos, *i.e.* sem curvatura, adelgaçamento ou ovalidade.

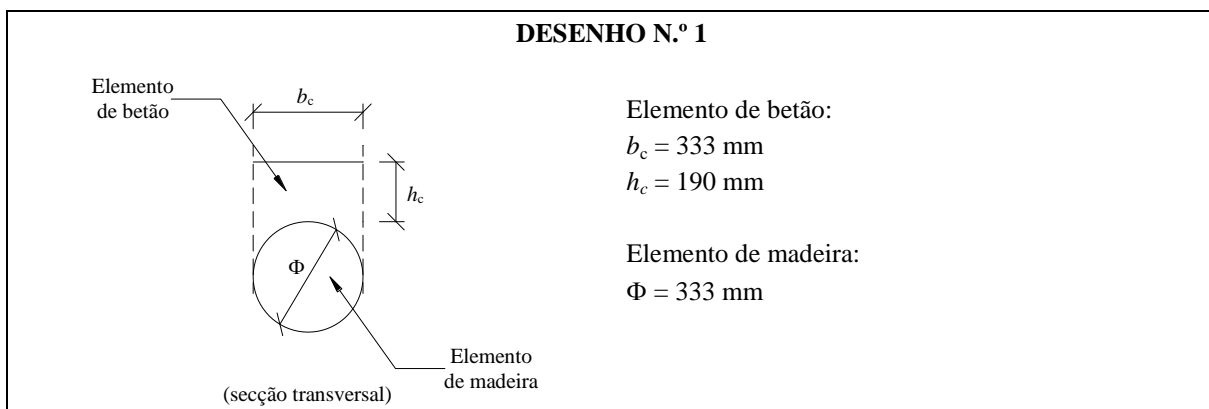


Figura 7.17 – Pré-dimensionamento da secção transversal dos elementos de madeira e betão, solução-tipo II (caso particular).

Relativamente ao sistema de ligação, este é constituído por cavilhas de aço (ver Figura 7.18). A principal razão da opção por esta ligação é o facto de apresentar uma relação custo/comportamento mecânico muito favorável. Tal como na solução-tipo I, as propriedades mecânicas do sistema de ligação foram recolhidas de ensaios experimentais apresentados na secção 2.2. Utilizaram-se, neste caso, os resultados obtidos por Weaver *et al.* (2004), nos

quais a ligação apresenta um módulo de escorregamento $K_{ser} = 38.000 \text{ N/mm}$ para a configuração geométrica ilustrada na Figura 7.18, sendo este o resultado aplicado ao conjunto de tabuleiros incluídos no plano-padrão para a solução-tipo II. Para o tabuleiro particularizado na secção 7.3, $s = 145 \text{ mm}$, obtendo-se os módulos de escorregamento unitários $k_{ser} = 262 \text{ N/mm/mm}$ e $k_u = 175 \text{ N/mm/mm}$ (superiores ao valor recomendado na Tabela 4.5 – $k_{acc} \geq 170 \text{ N/mm/mm}$).

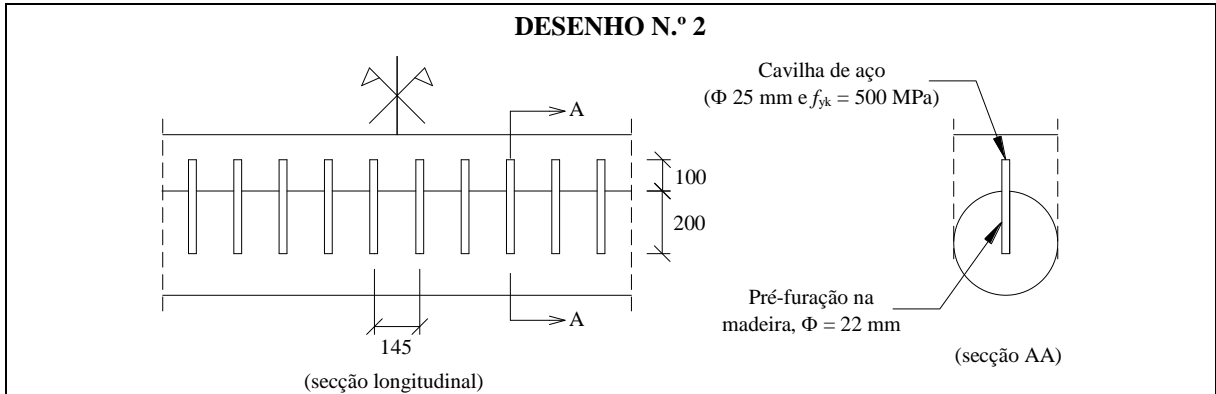


Figura 7.18 – Dimensões (em mm) do sistema de ligação, solução-tipo II (caso particular).

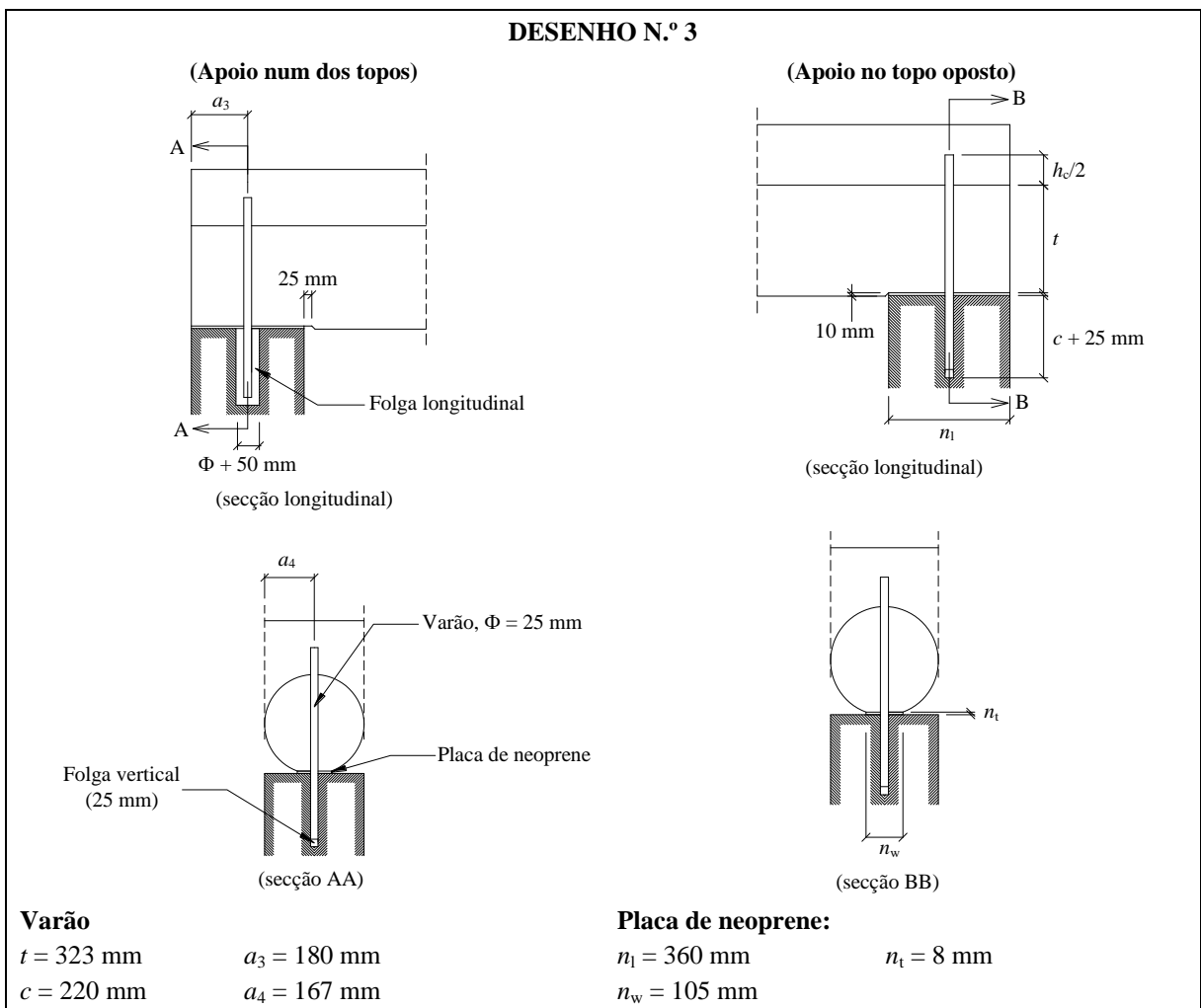


Figura 7.19 – Pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio, solução-tipo II (caso particular).

O apoio dos toros é constituído por uma placa de neoprene tipo F. Em ambos os topos, os toros são atravessados por um varão de aço, que também atravessa a placa de neoprene e é embutido na estrutura do encontro. Este varão desempenha um papel idêntico ao das cavilhas do aparelho de apoio preconizado na solução-tipo I, ou seja, impedir deslocamentos na direção transversal, transmitir forças horizontais e garantir condições de apoio simples. Por este último motivo, e tal como na solução-tipo I, num dos topos dos toros os varões são posicionados com uma folga longitudinal de 50 mm. A Figura 7.19 apresenta a configuração geométrica do aparelho de apoio resultante do pré-dimensionamento para o tabuleiro particularizado na secção 7.3.

7.3.4 Pormenorização construtiva e processo de execução

A instalação do tabuleiro começa pela preparação dos apoios. O tabuleiro é posicionado ocupando toda a área da superfície dos encontros, até ao limite de 20 mm dos muros de testa (ver Figura 7.20). Os espaços confinados (de 20 mm) criados entre o tabuleiro e os muros de testa dos encontros são rebaixados 120 mm, relativamente à superfície dos encontros, de modo a minorar o risco de contacto de humidades com os topos dos toros, sendo executada na sua base uma caleira em argamassa de cimento com 2 % de inclinação relativamente à horizontal e simétrica em relação à largura do tabuleiro (ver Figura 7.20).

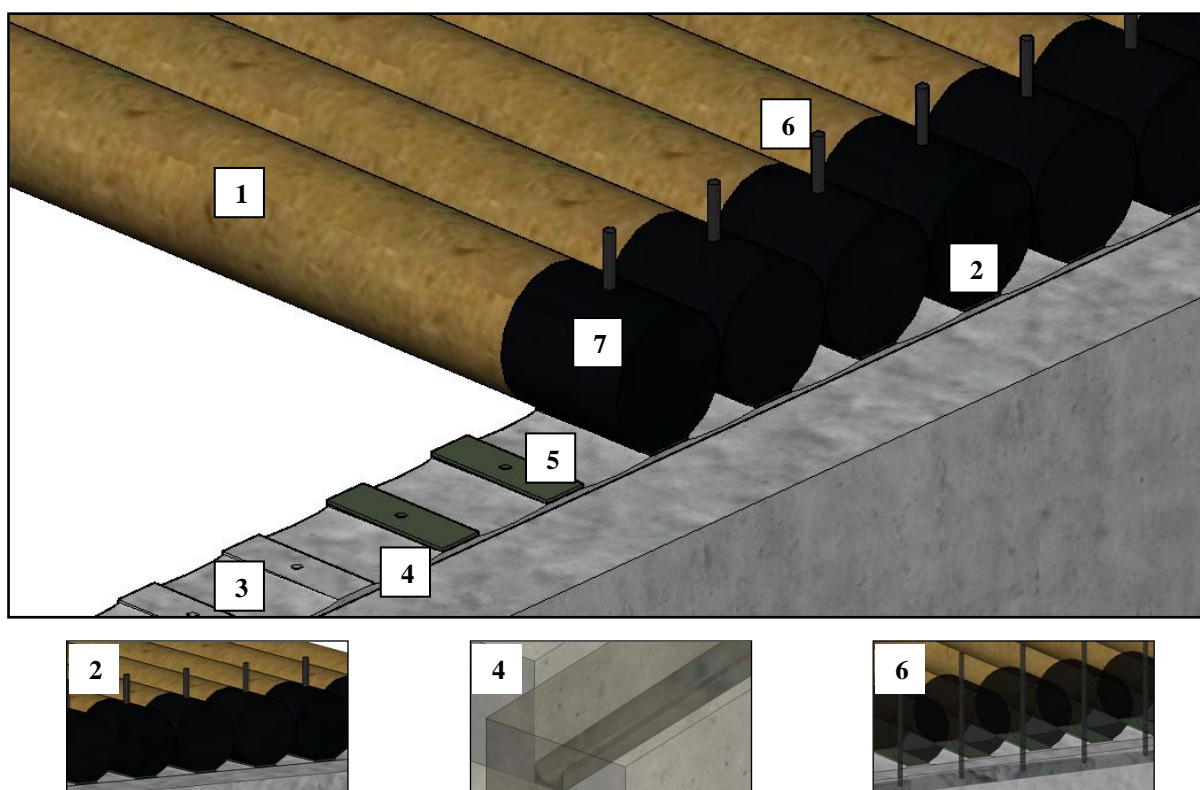
Esta caleira destina-se, não a drenar o volume de água da superfície do tabuleiro (pois como se refere adiante, pretende-se que as juntas de dilatação sejam impermeáveis), mas sim a impedir a acumulação de humidades. Pelo mesmo motivo, a superfície dos encontros é ligeiramente abaulada (nos espaços entre as placas de neoprene referidas seguidamente), com uma inclinação de 2 % no sentido do vão do tabuleiro (ver Figura 7.20).

Na superfície dos encontros posicionam-se negativos onde se instalarão, posteriormente, varões de aço responsáveis por estabelecer a ligação entre o tabuleiro e os encontros (ver Figura 7.20) – num dos topos, os negativos são executados de modo aos varões ficarem justos horizontalmente e com uma folga de 25 mm na direção vertical, e no topo oposto, os negativos têm de permitir a mesma folga vertical e também uma folga horizontal (na direção longitudinal) de cerca de 50 mm.

A tarefa seguinte consiste em posicionar as placas de neoprene (sem qualquer tipo de ligação mecânica mas com a furação ou rasgo para receber os varões) sobre a superfície dos encontros, e sobre estas os toros (ver Figura 7.20). Uma vez que os toros apresentam geometria cónica imperfeita, não tendo diâmetro constante ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, são posicionados intercalando-se os topos e as bases, de forma a ser possível obter um tabuleiro (i) com a mesma largura em ambos os topos e (ii) com uma espessura média, de madeira, constante em todas as secções transversais do tabuleiro. O posicionamento

dos toros obedece também à sua curvatura, sendo sempre posicionados com a convexidade na direção e sentido do carregamento.

Os toros são posicionados com o auxílio de um meio de elevação de cargas, *e.g.* grua móvel. Considerando o conjunto de tabuleiros mistos madeira-betão incluídos no plano-padrão para a solução-tipo II, a massa de cada toro varia entre 91 e 689 kg. Para o tabuleiro particularizado na secção 7.3, a massa de cada toro é de 311 kg. Os toros devem ser manuseados com cintas de poliéster (ou outro qualquer material que não seja abrasivo para a superfície dos toros) envolvendo toda a sua secção.



Legenda: 1 – Toro; 2 – Aplainamento da superfície cilíndrica do toro no apoio; 3 – Superfície do encontro (abaulada nos espaços entre as placas de neoprene); 4 – Calceira em argamassa de cimento; 5 – Placa de neoprene; 6 – Varão de aço, 7 – Impermeabilização do topo do toro e da superfície do toro sobre o apoio

Figura 7.20 – Apoio do tabuleiro nos encontros, solução-tipo II.

Os toros são posicionados com os seus tops já aplainados. Este aplainamento é conseguido através do corte de um corpo cilíndrico com secção em forma de segmento circular com 10 mm de altura (ver Figura 7.20), estando relacionado, não só com a verificação de segurança ao esmagamento na madeira, como também com questões construtivas, uma vez que o aplainamento é necessário para o processo construtivo de apoio dos toros. Além disso, antes do seu posicionamento, procede-se à impermeabilização dos tops dos toros e de toda a sua superfície sobre os apoios (incluindo a zona aplainada), o que pode ser efetuado por barramento com uma resina epóxi ou através de membranas impermeáveis compostas por uma mástique autoadesiva de betume modificado com polímeros (ver Figura 7.20).

À medida que os toros vão sendo colocados na sua posição final, instalam-se os varões de aço acima referidos (ver Figura 7.20), que são colados aos toros através de uma resina epóxi com tensão de aderência mínima de 4 MPa. No encontro em que os varões são posicionados com uma folga na direção longitudinal do tabuleiro é necessário impedir que, durante o processo de colagem dos varões, seja derramada cola para o rasgo na estrutura do encontro, podendo, por exemplo, selar-se (antes da colagem) a parte inferior da furação dos toros com silicone ou espuma expansiva de poliuretano. A furação dos toros (para receber os varões de aço) é efetuada após se confirmar a sua posição definitiva no tabuleiro, caso contrário, uma vez que os toros não apresentam uma geometria cônica perfeita, corre-se o risco de existirem desvios indesejáveis da furação.

Simultaneamente procede-se ao escoramento individual dos toros (quando necessário), utilizando-se para o efeito prumos metálicos a meio-vão. Os prumos metálicos não são colocados diretamente sobre a superfície dos toros (para evitar danos nos mesmos), utilizando-se para o efeito um elemento de madeira (a toda a largura do tabuleiro), no qual os prumos são amarrados (ver Figuras 7.21 e 7.22). Para o tabuleiro particularizado na secção 7.3, cada prumo metálico tem de ter capacidade para suportar 10 kN.

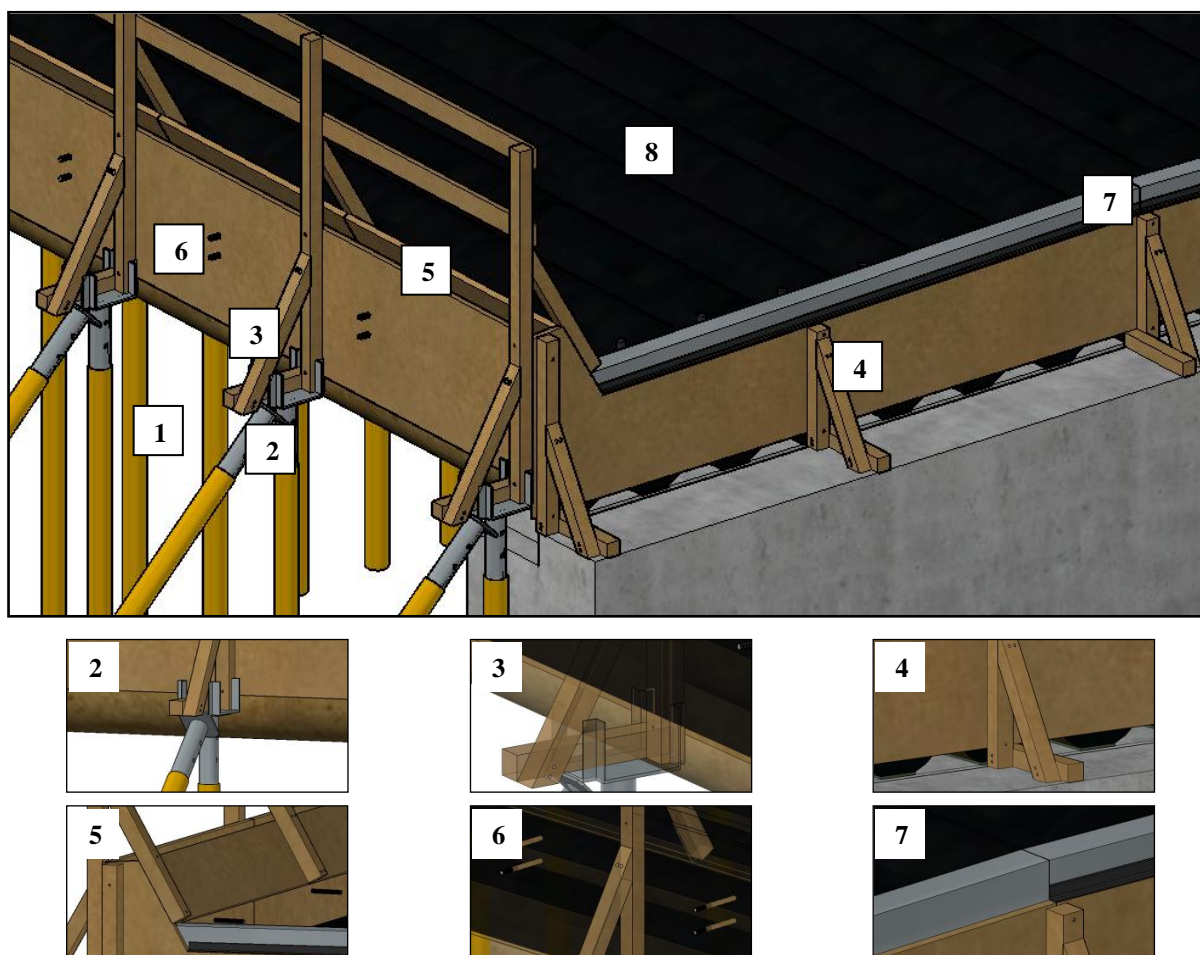
Assim que todos os toros estiverem devidamente escorados, inicia-se a instalação da cofragem nos bordos longitudinais e nos bordos transversais do tabuleiro (ver Figuras 7.21 e 7.22). Nestas zonas a cofragem é garantida por painéis de contraplacado de dimensões 1125x21x2500 mm, pregados a uma estrutura de suporte constituída por elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior. Todas as ligações são executadas com pregos quadrados de aço macio.

Nos bordos longitudinais do tabuleiro a cofragem diz respeito às vigas de bordadura, que são incorporadas na própria estrutura da laje de betão armado e betonadas em simultâneo. A estrutura de suporte da cofragem inclui uma guarda de segurança para os trabalhadores, sendo escorada ao solo com os mesmos prumos utilizados no escoramento dos toros (mesmo nos casos em que o valor do vão não obrigue a escoramento – nessas situações utilizam-se prumos com capacidade de carga de 5 kN). Estes prumos são contraventados transversalmente (por prumos com as mesmas características) de modo a suportar o impulso lateral devido ao betão fresco. Os painéis de cofragem nesta zona têm de ter em consideração a instalação de varões de aço que vão ficar ancorados na laje e que vão permitir a posterior fixação dos elementos verticais dos guarda-corpos.

A zona inferior das vigas de bordadura é preenchida por espuma expansiva de poliuretano até uma altura igual a $\Phi_{\text{toro}}/4$ (cerca de 83 mm para o tabuleiro particularizado na secção 7.3), que funciona como cofragem perdida (ver Figura 7.23). Esta foi a solução encontrada para evitar a betonagem de uma zona que iria resultar na formação de uma camada de betão extremamente

delgada, que fendilharia e soltar-se-ia rapidamente, desprotegendo o toro. O excesso de espuma, que tenderá a verificar-se após a sua colocação, terá de ser removido até à altura definida. Após a remoção da cofragem poderá ocorrer o arranque de porções de espuma, os quais têm de ser imediatamente colmatados.

Já nos bordos transversais, a cofragem incorpora os perfis metálicos tipo cantoneira, pertencentes às juntas de dilatação, que são chumbados na laje de betão armado (sob as vigas de bordadura as cantoneiras da junta de dilatação vão ficar completamente embebidas no betão). Estas cantoneiras são fixas à cofragem por intermédio de cantoneiras L20x30x3 mm, pregadas no topo dos painéis de cofragem e soldadas às cantoneiras das juntas de dilatação. A cofragem nesta zona é apoiada sobre a estrutura dos encontros, tendo de ter em consideração a inclinação transversal da superfície superior da laje.



Legenda: 1 – Escoramento dos toros; 2 – Escoramento da estrutura de suporte da cofragem nos bordos longitudinais do tabuleiro; 3 – Ligação entre elementos de madeira pertencentes à estrutura de suporte da cofragem nos bordos longitudinais do tabuleiro; 4 – Ligação entre elementos de madeira pertencentes à estrutura de suporte da cofragem nos bordos transversais do tabuleiro; 5 – Cofragem das vigas de bordadura; 6 – Varões de aço que vão servir de suporte aos guarda-corpos; 7 – Elemento metálico pertencente à junta de dilatação; 8 – Impermeabilização da superfície superior dos toros

Figura 7.21 – Escoramento e cofragem do tabuleiro, solução-tipo II.

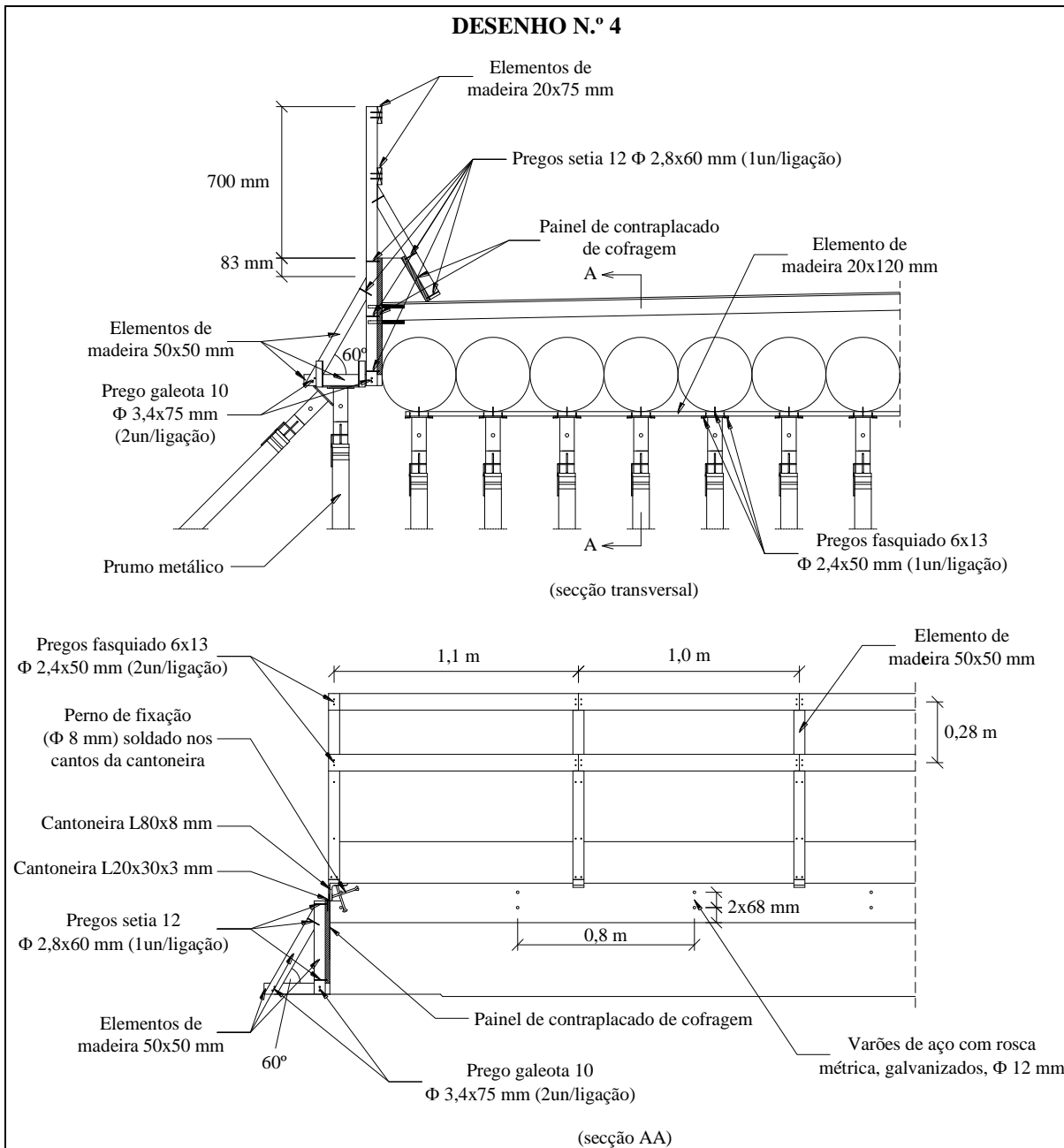


Figura 7.22 – Pormenorização do escoramento e cofragem, solução-tipo II (caso particular).

Na superfície do tabuleiro a cofragem é assegurada pelos próprios toros. No entanto, pelos motivos já referidos, é expectável que surjam pequenas folgas entre toros, constituindo zonas não estanques ao betão fresco. Estas folgas, cuja máxima dimensão não deve exceder os 20 mm, são seladas através da inclusão de uma película plástica em polietileno de média densidade em toda a superfície superior dos toros (ver Figura 7.21). De modo a reduzir o risco de perfuração da película durante o desenrolar das atividades de construção, esta só será colocada imediatamente antes da execução do sistema de ligação e da armadura da laje.

A tarefa seguinte consiste em instalar o dispositivo de drenagem. Em cada um dos topos do tabuleiro, as vigas de bordadura são executadas com uma abertura que recolhe a água,

encaminhando-a para tubagem PEAD prolongada até uma cota inferior à superfície inferior dos toros (ver Figuras 7.24 e 7.25). Para o tabuleiro particularizado na secção 7.3, a abertura das vigas de bordadura tem 200x110 mm, sendo a tubagem Φ 75 mm. É nesta fase, ainda antes da instalação do sistema de ligação e da armadura da laje, que a superfície superior dos toros é impermeabilizada por aplicação da película plástica em polietileno de média densidade referida anteriormente.

Apenas após a tarefa anterior estar concluída se procede à instalação do sistema de ligação e da armadura da laje. O sistema de ligação é constituído por cavilhas de aço cravadas verticalmente (sem colagem) em furos, com 22 mm de diâmetro, efetuados nos toros após o seu posicionamento (ver Figura 7.18), pelo que nesta fase a película plástica terá, obviamente, de ser perfurada pontualmente para instalação das cavilhas.

A armadura da laje, além da sua função estrutural, será também usada para melhor fixar (i) os varões de aço que vão permitir a posterior amarração dos elementos verticais dos guarda-corpos e (ii) os perfis metálicos tipo cantoneira pertencentes às juntas de dilatação. A amarração destes dois elementos à armadura da laje contribui, indiscutivelmente, para uma maior estabilização dos elementos durante a fase de construção.

Finalizadas as tarefas anteriores, a laje está, então, em condições de ser betonada. A sua face superior tem uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal, a partir do seu eixo longitudinal (ver Figura 7.23). Conforme já referido, a laje inclui as vigas de bordadura.

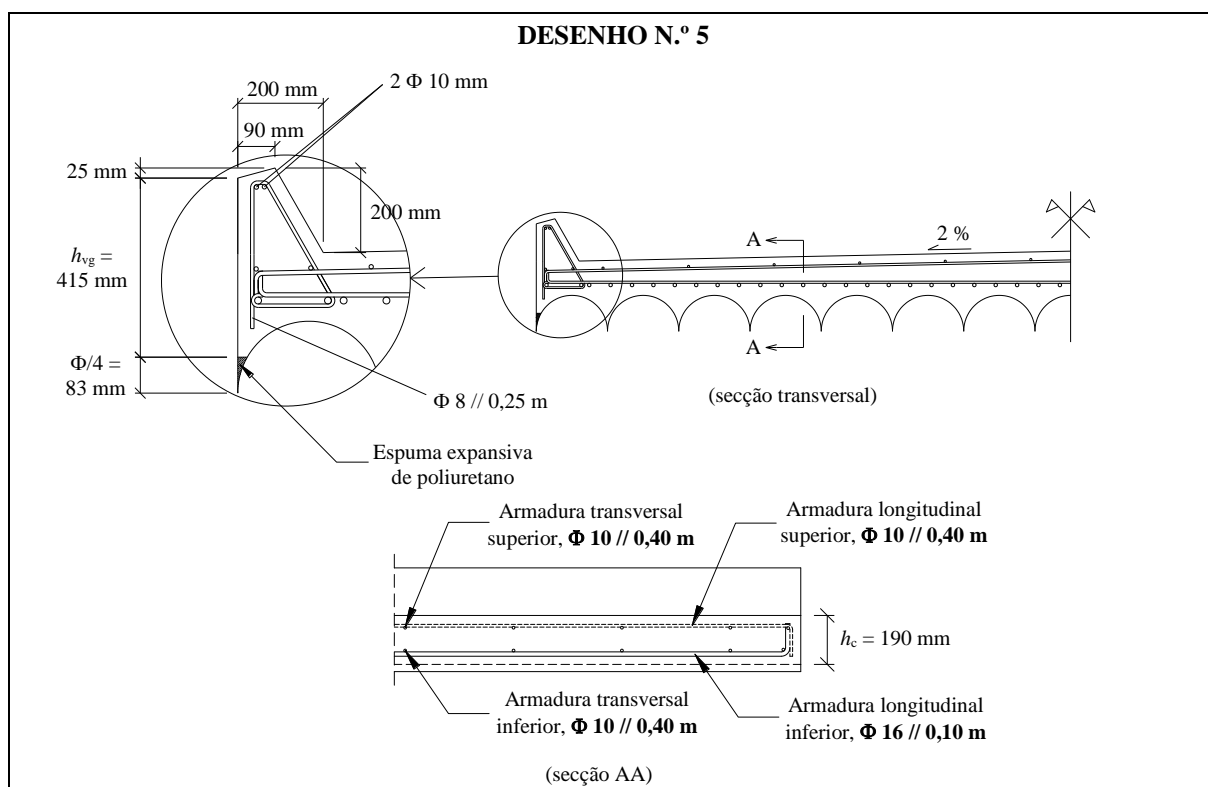
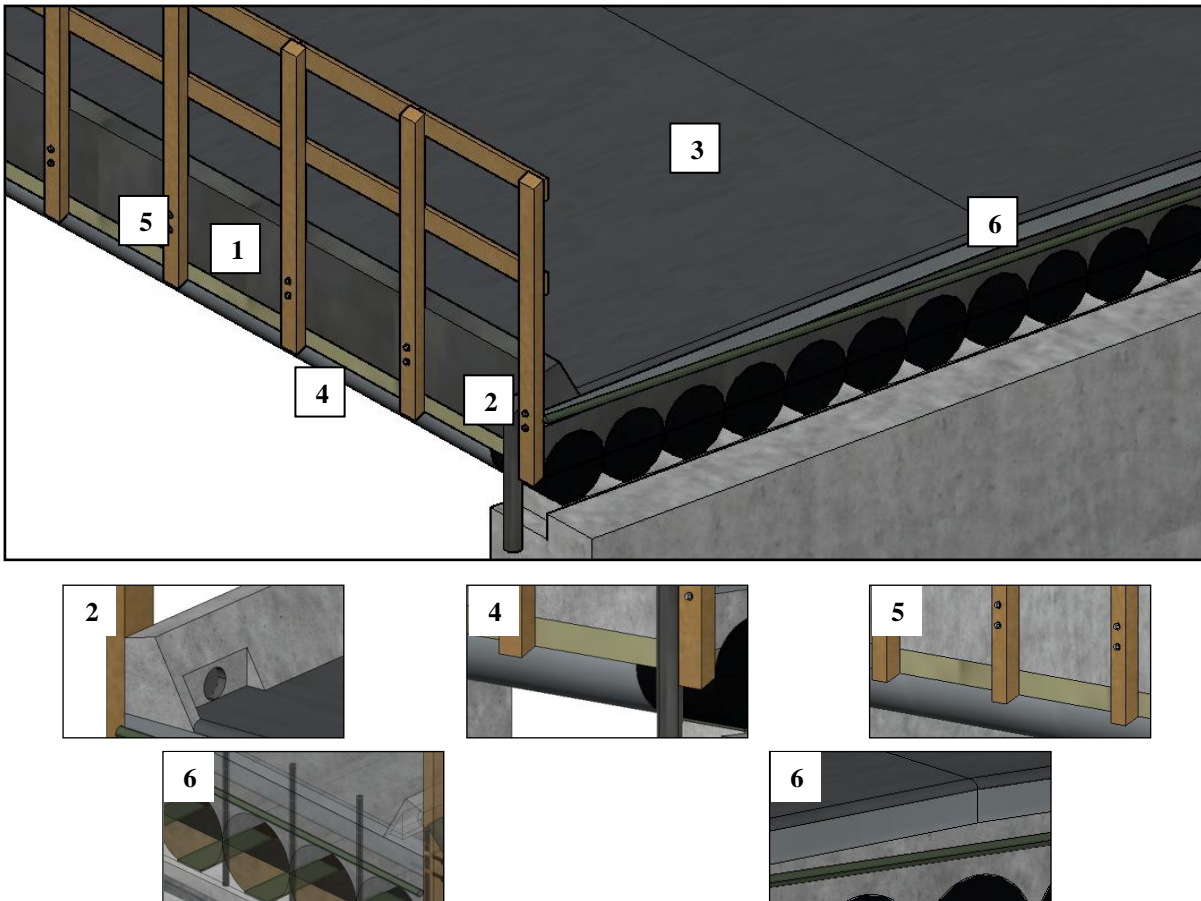


Figura 7.23 – Armadura da laje de betão armado, solução-tipo II (caso particular).

Após o período de cura do betão e a remoção dos elementos de cofragem é aplicado sobre a laje um revestimento de betão betuminoso (com 20 mm de espessura), abaulado na zona das juntas de dilatação. Ao mesmo tempo, procede-se à impermeabilização de toda a superfície (descoberta) dos toros de extremidade, por aplicação de um barramento com uma resina epóxi (ver Figura 7.24). O tabuleiro é finalizado com a instalação dos guarda-corpos e dos elementos em falta das juntas de dilatação (ver Figuras 7.24 e 7.26).



Legenda: 1 – Viga de bordadura; 2 – Dispositivo de drenagem; 3 – Pavimento em betão betuminoso; 4 – Impermeabilização da superfície (descoberta) dos toros de extremidade; 5 – Fixação do guarda-corpos; 6 – Junta de dilatação e cordão flexível de neoprene

Figura 7.24 – Vista de perfil de um dos tops do tabuleiro, solução-tipo II.

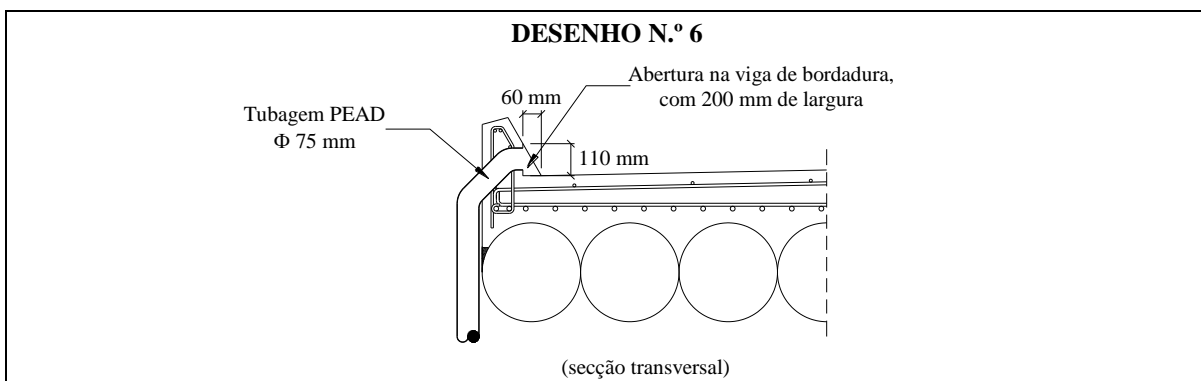


Figura 7.25 – Dispositivo de drenagem, solução-tipo II (caso particular).

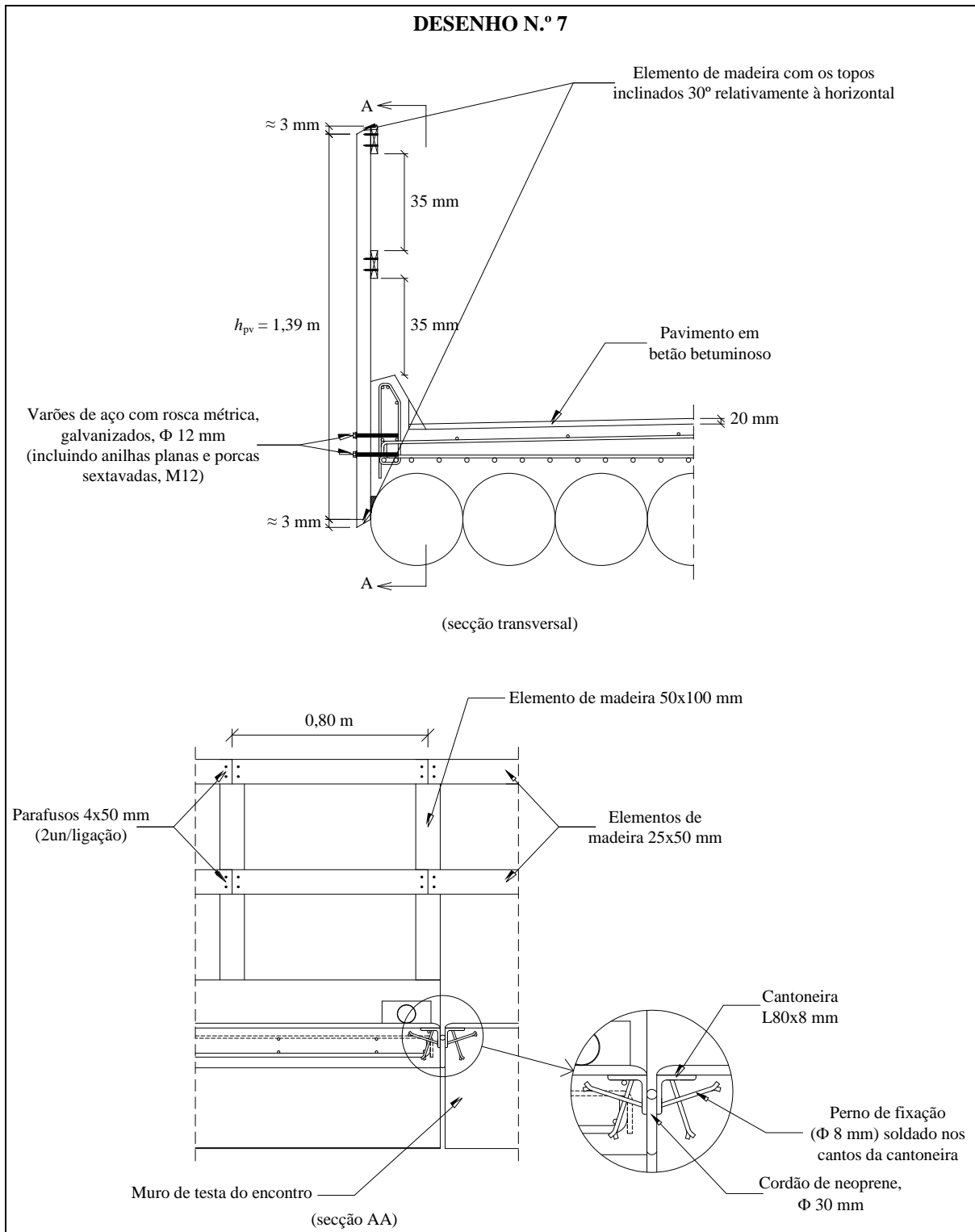


Figura 7.26 – Guarda-corpos e juntas de dilatação, solução-tipo II (caso particular).

Os guarda-corpos são materializados por elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior, tratados com um produto preservador aquoso aplicado em profundidade por pressão mais vácuo. Os elementos verticais dos guarda-corpos (posicionados a cada 0,8 m) são ancorados lateralmente na laje de betão

armado através dos varões roscados colocados antes da betonagem e têm os seu topos inclinados 30° para a facilitar a escorrência de humidades.

As juntas de dilatação são do tipo abertas, sendo constituídas, conforme já referido, por perfis metálicos tipo cantoneira ancorados à laje do tabuleiro e aos encontros. No espaço entre estes elementos, de cerca de 20 mm (no momento da construção), coloca-se um cordão flexível de neoprene com 30 mm de diâmetro, colado a ambos os elementos de betão armado, que funciona simultaneamente como batente do tabuleiro nos encontros e como elemento estanque às humidades que ultrapassam a junta de dilatação. Por esse motivo, o cordão é colocado com uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal.

7.3.5 Plano de inspeção e manutenção

O plano de inspeção e manutenção para a solução-tipo II foi estabelecido com base nos fundamentos apresentados anteriormente, aquando da definição do mesmo plano para a solução-tipo I. Este inclui (i) inspeções periódicas (com uma periodicidade tal que permita avaliar a estrutura em diferentes estações do ano) e (ii) ações de manutenção. A Tabela 7.4 define o plano de inspeção e manutenção para a solução-tipo II.

Tabela 7.4 – Plano de inspeção e manutenção, solução-tipo II.

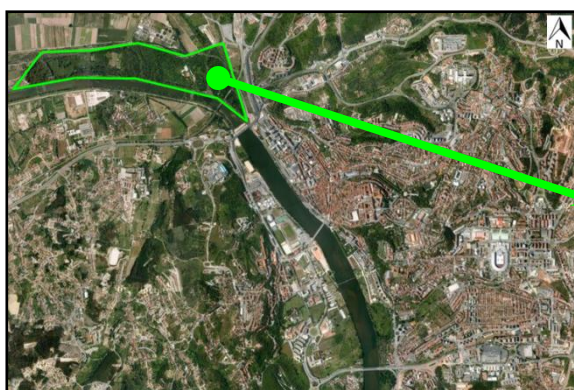
Ação de inspeção e manutenção	Periodicidade [anos]
Inspeções visuais	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas	5
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	5
Substituição do pavimento	10
Proteção dos toros	15
Reparação dos bordos laterais da laje de betão armado	25
Proteção dos guarda-corpos	15

8 PROJETO DE SUBSTITUIÇÃO DE PONTE DE MADEIRA – ESTUDO DE CASO

8.1 Descrição do estudo de caso

O estudo de caso abordado neste capítulo refere-se a uma ponte de madeira que se encontra encerrada ao tráfego, localizada na Mata Nacional do Choupal (ver Figura 8.1). A Mata Nacional do Choupal situa-se à saída norte da cidade de Coimbra, acompanhando a margem direita do rio Mondego por mais de 2 km. Com uma área total de cerca de 79 ha e uma largura máxima de 400 m, esta mata é o maior espaço verde da cidade, sendo um verdadeiro ex-líbris para a urbe. Refira-se que o tráfego na mata é constituído, maioritariamente, por peões e ciclistas e, pontualmente, por veículos de manutenção até 10 t.

A ponte alvo de estudo atravessa um pequeno lago, fazendo parte de um conjunto de quatro pontes de madeira (com características arquitetónicas muito similares), todas elas pertencentes à alameda principal da Mata Nacional do Choupal. Das restantes pontes de madeira da mata, enquanto duas se encontram em razoável estado de conservação, uma revela também sinais evidentes de deterioração, podendo o seu fecho ser uma realidade a breve trecho.



Vista aérea da cidade de Coimbra e delimitação da Mata Nacional do Choupal
(Fonte: Google Maps)



Ponte alvo de estudo

Figura 8.1 – Localização da Mata Nacional do Choupal e ponte alvo de estudo.

Esta ponte, tal como existe, é constituída por cinco pórticos (encontrando-se um derrubado), cada um com três pilares. Os pórticos apresentam um posicionamento algo caótico, o que parece estar relacionado com diferentes intervenções a que a estrutura foi sujeita ao longo dos anos, nas quais foram, eventualmente, sendo acrescentados apoios para aliviar os esforços sobre as longarinas do tabuleiro que apresentassem sinais mais evidentes de deterioração. Pode-se, portanto, adiantar, com algum grau de certeza, que a subestrutura inicial da ponte seria constituída por um número inferior de apoios.

Os pórticos, como já mencionado, são constituídos por três pilares (toros) colocados a par, ligados no topo por uma transversina em madeira (de secção maciça retangular), sendo o conjunto contraventado por diagonais de madeira de secção retangular pregadas aos toros (ver Figura 8.2). A fundação dos pilares é constituída por sapatas discretas, nas quais os toros estão encastrados, formadas por rocha solta encamisada por uma espécie de barril metálico. Sobre o pórtico apoiam três longarinas, também de madeira e de secção maciça retangular, duas lateralmente e uma a meio (ver Figura 8.2).



Figura 8.2 – Pórticos e longarinas.

As longarinas estão ligadas aos pórticos nas direções longitudinal e transversal, por meio de cintas metálicas pregadas nos pilares, nas transversinas e nas longarinas. Nos encontros, as longarinas posicionam-se sobre uma transversina totalmente apoiada, ou seja, um diafragma (de madeira de secção maciça retangular), conforme se pode observar na Figura 8.3.

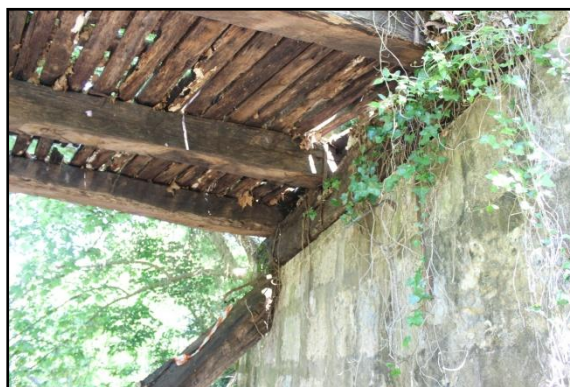


Figura 8.3 – Transversina sobre um encontro.

Sobre as longarinas são pregadas ripas de madeira, colocadas obliquamente em relação à direção longitudinal do tabuleiro, as quais constituem o pavimento da ponte. Estas ripas são espaçadas entre si (cerca de 3 cm), o que, além de desproteger toda a estrutura da ponte, constitui (conforme referido adiante) zonas de acumulação de lixos sobre as longarinas (ver Figura 8.7). Sobre estas ripas são ainda pregadas tábuas de madeira (na direção longitudinal), ver Figura 8.4, servindo de indicação para o posicionamento do rodado dos veículos de manutenção. Além disso, também proporcionam uma superfície de rolamento mais suave, quer para esses veículos quer para bicicletas.

Lateralmente ao tabuleiro, posicionam-se guarda-corpos constituídos por elementos de madeira de secção retangular. Os guarda-corpos estão ligados a montantes estabilizados por diagonais fixas a travessas que resultam do prolongamento de algumas ripas do pavimento (ver Figura 8.4).



Figura 8.4 – Pavimento e guarda-corpos.

A ponte atual, embora tenha sido sujeita a uma profunda intervenção de requalificação em meados da década de 1990 (há cerca de 20 anos), encontra-se atualmente num acentuado estado de degradação, quer da subestrutura (ver Figura 8.5), quer da superestrutura (ver Figura 8.6). Por esse motivo, não é razoável nem expectável que se reutilizem quaisquer elementos da atual estrutura, sendo necessário substituí-la por completo.



Pórtico com os três pilares derrubados

Fendilhação severa de transversina (utilizada como apoio do tabuleiro) num dos encontros

Figura 8.5 – Estado de degradação de elementos da subestrutura.



Rotura de longarina do tabuleiro



Pavimento em péssimo estado de conservação

Figura 8.6 – Estado de degradação de elementos da superestrutura.

Sem se pretender ser exaustivo na análise das razões que promoveram a acelerada deterioração da ponte, facilmente se identificaram dois aspetos fundamentais. Por um lado, as lacunas de conceção da estrutura são claramente evidentes: (i) elementos de madeira pertencentes aos encontros em contacto permanente com o solo, (ii) pilares de madeira sujeitos, na sua base, a ciclos de imersão e submersão na água do lago (incluindo a presença de xilófagos quando imersos, conforme se mostra na Figura 8.7) ou (iii) existência de espaços de acumulação de lixos (entre as ripas do pavimento) sobre as longarinas do tabuleiro (ver Figura 8.7) – estas lacunas são o resultado expectável da inexistência de um projeto adequado aquando da construção e requalificação da ponte.



Presença de xilófagos nos pilares de madeira



Acumulação de lixos entre ripas (sobre as longarinas)



Falta de limpeza junto aos encontros

Figura 8.7 – Deficiências de conceção e manutenção da estrutura.

Por outro lado, também não se tem conhecimento de um programa de inspeção periódico, por mais elementar que fosse. Em resultado, os elementos estruturais raramente foram alvo de ações de manutenção, sendo o pavimento um dos elementos que melhor reflete essa situação. Verifica-se, inclusivamente, falta de limpeza da vegetação nas imediações da ponte, conforme se mostra na Figura 8.7 (embora este aspeto também possa estar relacionado com o próprio abandono e encerramento da estrutura).

A informação incluída nos parágrafos anteriores procurou, de alguma forma, descrever a situação existente focando, sobretudo, as questões que devem ser tidas em consideração na conceção de uma nova ponte para substituição da atual, tais como: localização geográfica, enquadramento paisagístico, principais condicionalismos existentes (*e.g.* lago, mata nacional), descrição estrutural da ponte existente e identificação das causas que promoveram a degradação da estrutura (para que não se voltem a repetir). A este propósito, refira-se que a entidade responsável pela gestão da mata nacional (ICNF) é, naturalmente, muito conservativa no que respeita à possibilidade da alteração do aspeto da estrutura existente, conforme referido na próxima secção.

8.2 Enquadramento da solução proposta

A Mata Nacional do Choupal recebe anualmente mais de 200 mil visitas, o que comprova a sua importância para o quotidiano da população de Coimbra. No entanto, atualmente, toda esta dinâmica em torno da mata esbarra na sua zona oriental, devido ao encerramento da ponte identificada neste estudo. De acordo com informações recolhidas junto do ICNF (entidade que gere a mata), esta situação é completamente insustentável, pois além de não permitir o aproveitamento da totalidade da área da mata, promove a degradação e abandono de toda a zona inacessível.

O ICNF já estabeleceu esforços no sentido de substituir a atual estrutura por uma nova ponte, não tendo, até ao momento, encontrado uma solução que satisfizesse os seus responsáveis. Segundo estes, a nova ponte tem de preencher três requisitos fundamentais: (i) ser, do ponto de vista estético, o mais parecida possível com as (já referidas) quatro pontes de madeira existentes na mata, não só por uma questão de integração paisagística, mas também por uma questão histórica e cultural associada às pontes de madeira da Mata Nacional do Choupal, (ii) ser economicamente compatível com os reduzidos recursos financeiros que o ICNF tem à sua disposição para a manutenção da mata e (iii) garantir a durabilidade durante um tempo de vida útil de, pelo menos, 50 anos.

O requisito (i) aponta, desde logo, para a madeira como a melhor alternativa, pois dificilmente algum outro material estrutural permitirá construir uma estrutura semelhante às pontes

existentes tão bem quanto a madeira e se enquadrará num meio de grande valor ecológico tão bem quanto a madeira. Além disso, se a nova estrutura pudesse, de alguma forma, incorporar os recursos florestais do ICNF, nomeadamente toros, seria possível reduzir substancialmente os custos de construção e, desta forma, responder ao requisito (ii) previamente mencionado.

De acordo com os requisitos (i) e (ii), a madeira (sob a forma de toros) aparece, então, como o material estrutural mais indicado para a construção da nova ponte. No entanto, os responsáveis do ICNF partilham, atualmente, uma enorme desconfiança quanto à durabilidade das pontes de madeira, fomentada pelos exemplares existentes na mata. Por esse motivo, uma excelente alternativa seria a inclusão de uma laje de betão armado sobre os elementos de madeira do tabuleiro. Esta solução construtiva permitiria, não só incrementar a durabilidade do tabuleiro da ponte, como também o próprio desempenho mecânico, proporcionando uma rigidez de flexão e uma continuidade (tanto na direção longitudinal como na direção transversal) superiores.

O que se expõe neste capítulo constitui, então, uma proposta para a substituição da ponte utilizando tabuleiro misto madeira-betão. Este estudo tem, ainda, a valência de poder ser aproveitado para as outras pontes de madeira no perímetro da Mata Nacional do Choupal, nomeadamente para a que também se apresenta em péssimo estado de conservação e cujo encerramento ao tráfego está eminente. A título de curiosidade, refira-se que o eventual encerramento desta ponte em conjunto com a ponte alvo de estudo representaria o desaproveitamento de uma área de, aproximadamente, 10 ha (o que corresponde a mais de 10 % da área total da mata).

8.3 Descrição da solução proposta

A descrição efetuada nesta secção procura apresentar de uma forma genérica a nova ponte. Esta, apresenta um tipo de tabuleiro misto madeira-betão cuja conceção se baseou na solução-tipo II (para a qual foi concebido um plano-padrão, ver secção 7.3 e Anexo D). Assim, de modo a evitar repetições desnecessárias, questões como a pormenorização construtiva e sua justificação não foram aqui incluídas, tendo-se deixado para anexo a apresentação de um projeto de execução da nova ponte, onde se detalham todos os aspetos construtivos (ver Anexo F).

A nova ponte é, conforme já referido, constituída por um tabuleiro misto madeira-betão apoiado sobre pórticos de madeira e sobre os encontros (existentes) em alvenaria de pedra. O posicionamento do tabuleiro considera condições de apoio simples. Na nova subestrutura reduz-se o número de tramos do tabuleiro (de seis para três) e, conseqüentemente, o número de pórticos (de cinco para dois), relativamente à atual subestrutura.

A Figura 8.8 ilustra o esquema estrutural da nova ponte, apresentando as respectivas dimensões. Relativamente à largura, mantém-se o valor da atual ponte, ou seja, 3,6 m. A nova estrutura foi dimensionada de acordo com os requisitos definidos na secção 4.4, seguindo as normas EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) e EN 1995-2 (CEN, 2004b) para os elementos de madeira, e a norma EN 1992-2 (CEN, 2005c) no caso dos elementos estruturais de betão. De acordo com requisitos do dono da obra, a ponte foi dimensionada (i) para receber veículos até 10 t e (ii) para um tempo de vida útil de 50 anos.

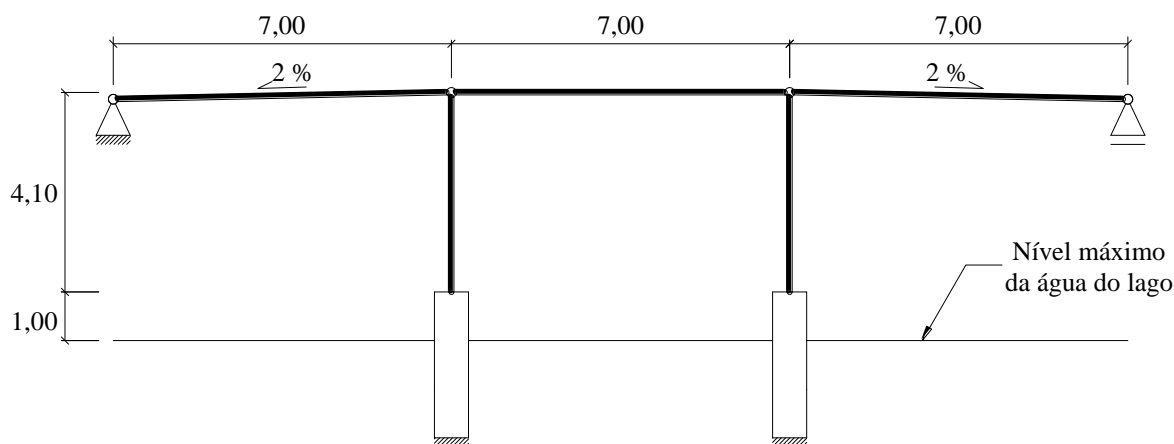


Figura 8.8 – Esquema estrutural da nova ponte.
(dimensões em metros)

De modo a garantir uma forma arqueada do tabuleiro (típica das pontes de madeira existentes na Mata Nacional do Choupal), a nova ponte apresenta uma inclinação longitudinal de 2 %, relativamente à horizontal – no tramo central essa inclinação é conseguida pela forma da própria laje de betão armado.

Conforme referido anteriormente, a ponte está localizada sobre um lago – estima-se que o nível máximo da água é o representado na Figura 8.8. Este condicionalismo obriga a que o topo inferior dos pilares da nova ponte esteja a uma cota mais elevada do que a cota máxima expectável para o nível da água. Nesse sentido, as fundações atuais são removidas, sendo construídas novas fundações diretas, constituídas por sapatas contínuas de alvenaria em pedra argamassada. Além disso, é também importante garantir que os pilares não estão em contacto direto com a superfície das sapatas, utilizando-se, para o efeito, elementos metálicos (ancorados às sapatas) sobre os quais os pilares se vão posicionar (ver Anexo F, Figura F.6).

Os pórticos pertencentes a nova subestrutura são executados com três pares de pilares (toros), contraventados transversalmente (ver Anexo F, Figuras F.5 e F.10). No topo dos pórticos posiciona-se (na direção transversal) uma transversina de madeira de secção maciça retangular. A configuração geométrica dos pórticos procura assemelhar-se, o mais possível, à dos das pontes de madeira existentes na mata. Os toros dos pilares têm de cumprir um conjunto de requisitos geométricos, cujos valores máximos admissíveis são: curvatura – 5 mm/m; adelgaçamento – 5,7 mm/m e ovalidade – 5 %.

Relativamente aos encontros, aproveitam-se as estruturas existentes, uma vez que estão em excelente estado de conservação, sendo apenas necessário a sua adaptação à nova estrutura (ver Anexo F, Figura F.4).

A nova superestrutura, conforme mencionado anteriormente, é constituída por um tabuleiro misto madeira-betão. Este tabuleiro adota a tipologia “viga-laje”, pelo que os elementos de madeira do tabuleiro são constituídos por toros posicionados (i) justapostos com os topos e as bases intercaladas e (ii) com a convexidade na direção e sentido do carregamento (ver Anexo F, Figura F.9). Os toros do tabuleiro têm de cumprir os seguintes valores máximos admissíveis: curvatura – 3 mm/m; adelgaçamento – 2,9 mm/m e ovalidade – 5 %. O sistema de ligação (entre os elementos de madeira e betão) é constituído por cavilhas de aço, aplicadas sempre com o mesmo espaçamento ao longo do tabuleiro (ver Anexo F, Figura F.9). Todas as superfícies dos toros em contacto com betão são impermeabilizadas, assim como os topos e a superfície dos toros sobre os apoios.

O apoio dos toros do tabuleiro na subestrutura obriga ao aplainamento da sua superfície cilíndrica, sendo necessário cortar um corpo cilíndrico com secção em forma de segmento circular com 10 mm de altura. Nos encontros, os toros posicionam-se sobre placas de neoprene tipo F (ver Anexo F, Figura F.7). E, nos pórticos, os toros assentam sobre as transversinas previamente mencionadas (ver Anexo F, Figura F.8). Nos pórticos é necessário ter em consideração a compatibilização entre tramos do tabuleiro. Recorde-se que os tramos são simplesmente apoiados (ver Figura 8.8), pelo que será necessário instalar juntas de dilatação nos seus topos.

Sobre o tabuleiro misto madeira-betão, nomeadamente sobre a laje de betão armado, são fixadas tábuas de madeira com o único objetivo de proporcionar uma superfície de rolamento igual à das pontes de madeira existentes na mata. Também por esse motivo, a geometria dos novos guarda-corpos procura assemelha-se à dos existentes (ver Anexo F, Figura F.10).

Terminada a descrição da solução proposta, referem-se as classes de resistência dos materiais estruturais considerados para a sua realização. Os elementos de madeira são constituídos por secções maciças de pinheiro-bravo, cujas propriedades mecânicas e físicas são: $f_{m,k} = 37,7$ MPa, $f_{t,0,k} = 22,6$ MPa, $f_{t,90,k} = 0,60$ MPa, $f_{c,0,k} = 25,6$ MPa, $f_{c,90,k} = 3,4$ MPa, $f_{v,k} = 3,6$ MPa, $E_t = 12,1$ GPa e $\rho_{t,k} = 485$ kg/m³ (ver Tabela 7.2 – valores sombreados). Todos os elementos de madeira são sujeitos a tratamento preservador: pilares e guarda-corpos – produto aquoso aplicado em profundidade por pressão mais vácuo; e tabuleiro – produto aquoso aplicado superficialmente. Já no elemento de betão armado é usado betão da classe C30/37 e varões de aço com tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ Mpa. Para elementos de aço estrutural utiliza-se aço classe S450 galvanizado.

Da solução proposta faz parte um plano de inspeção e manutenção, cujas principais atividades (e sua periodicidade) são:

- Inspeções visuais (a cada 15 meses);
- Inspeções detalhadas (a cada 5 anos);
- Limpeza da superfície superior das sapatas e da vegetação envolvente (a cada 6 meses);
- Proteção dos pilares, das tábuas laterais que “escondem” o elemento de betão (e que funcionam como cofragem perdida), das tábuas que constituem a superfície de rolamento e dos guarda-corpos (a cada 5 anos);
- Proteção dos toros do tabuleiro (a cada 15 anos);
- Substituição das tábuas que constituem a superfície de rolamento (aos 25 anos).

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Principais conclusões

O trabalho elaborado nesta tese teve como principal objetivo o aprofundamento do conhecimento sobre pontes com estrutura mista madeira-betão. Os resultados alcançados permitem afirmar que o objetivo foi claramente atingido, constituindo este documento um manual direcionado para as comunidades científica e técnica, em particular, e para a sociedade, em geral, onde (i) é avaliada a viabilidade de construção de pontes mistas madeira-betão e (ii) são definidas diretrizes para uma conceção, dimensionamento, construção e conservação adequadas desta solução estrutural, nomeadamente através da elaboração de planos destinados à sua aplicação prática (planos-padrão). Além desta conclusão de carácter generalista, enunciam-se de seguida outras que se consideram relevantes.

O estudo bibliográfico sobre a história do desenvolvimento e utilização das pontes mistas madeira-betão permitiu distinguir dois mercados onde este tipo de pontes tem sido implementado: (i) países da América do Norte, da América do Sul e da Oceânia e (ii) países da Europa Setentrional e da Europa Ocidental. Verificou-se, ainda, uma tendência generalizada para o crescimento contínuo da construção de pontes mistas madeira-betão ao longo dos últimos 20 anos, o que pode ser explicado (i) pelo facto de constituírem uma solução sustentável (ambiental e economicamente) e (ii) pelos recentes e significativos avanços tecnológicos na indústria da madeira relativos à aplicação de estruturas mistas madeira-betão em pontes.

Os desenvolvimentos tecnológicos estão, sobretudo, relacionados com o sistema de ligação madeira-betão, quer seja na tentativa de procurar novas tipologias, quer seja na tentativa de aprofundar o conhecimento das existentes. O sistema de ligação é maioritariamente (cerca de 62 % dos exemplos analisados) constituído por elementos metálicos, tais como parafusos, cavilhas ou varões, cravados ou colados nos elementos de madeira, sendo algumas vezes utilizados em simultâneo com entalhes na madeira (cerca de 26 % dos casos). Paralelamente,

assiste-se a uma tendência para o desenvolvimento de soluções pré-fabricadas de tabuleiros mistos madeira-betão, com o intuito de incrementar a qualidade construtiva e a competitividade destas estruturas.

A caracterização das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada nesta tese permitiu concluir que (i) mais de 90 % são utilizadas por tráfego rodoviário, sendo as restantes destinadas unicamente a tráfego pedonal, visto não terem sido identificadas pontes mistas madeira-betão ferroviárias, (ii) o sistema estrutural em viga é, claramente, o mais utilizado (cerca de 86 % dos casos) e (iii) a grande maioria das pontes aplicam-se em situações de pequeno vão, tipicamente inferior a 20 m, e para larguras de tabuleiro inferiores a 8 m.

Concluiu-se, ainda, que as estruturas mistas madeira-betão são quase exclusivamente empregues no tabuleiro, tendo-se identificado duas tipologias básicas de tabuleiro, que se distinguem pela forma da secção transversal: em “viga-T” e em “viga-laje”. A madeira lamelada colada (classe de resistência GL 28) e a madeira maciça sob a forma de toros são os principais tipos de produtos de madeira empregues em tabuleiros mistos madeira-betão. Relativamente ao betão, embora a sua classe de resistência possa variar, é comum ser aplicado betão de massa volúmica normal.

A partir da análise anterior foram propostas duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão (denominadas nesta tese por solução-tipo I e solução-tipo II). Ambas as soluções-tipo são direcionadas para pontes de pequeno vão, com vãos simplesmente apoiados, distinguindo-se pela tipologia do tabuleiro e pelo tipo de produto de madeira adotado. Estas soluções-tipo podem ser relacionadas com os dois mercados existentes no que concerne à utilização mundial de pontes mistas madeira-betão: a solução-tipo I identifica-se sobretudo com os exemplares encontrados na Europa, já a solução-tipo II é similar à maioria das pontes existentes na América do Norte, na América do Sul e na Oceânia.

A solução-tipo I adota o sistema em “viga-T” e utiliza madeira lamelada colada. Por ser mais sofisticada que a solução-tipo II ajusta-se melhor à utilização em estradas nacionais ou municipais, nomeadamente como passagens superiores. A solução-tipo II aplica o sistema em “viga-laje” e inclui a madeira sob a forma de toros. Quando comparada com a solução-tipo I, é menos ambiciosa do ponto de vista arquitetónico e apresenta maiores limitações de vão, mas é mais competitiva economicamente e produz menor impacto ambiental, sendo mais apropriada à transposição de obstáculos em estradas secundárias com reduzido volume de tráfego, tais como estradas florestais.

A disposição dos elementos estruturais em tabuleiros mistos madeira-betão (com uma laje de betão armado sobre vigas de madeira) permite que estas estruturas pertençam a uma classe de serviço inferior ao que acontece num tabuleiro unicamente de madeira não coberto,

providenciando também condições para que os elementos de madeira estejam numa situação de classe de risco inferior ao que se verifica nesse tipo de tabuleiros. No entanto, para que isso possa ser assumido é necessário uma pormenorização construtiva adequada para todos os elementos constituintes dos tabuleiros mistos madeira-betão.

O comportamento mecânico de uma viga mista madeira-betão genérica depende da ação compósita entre os elementos de madeira e betão. Nesse sentido, estabeleceu-se nesta tese o parâmetro *NEC* (Nível de Eficiência Compósita), que varia entre 0 e 100 %, consoante a combinação das dimensões e das propriedades mecânicas dos elementos que constituem uma viga mista madeira-betão. A avaliação da influência destes parâmetros no valor de *NEC* considerou o modelo elástico-linear proposto no Anexo B da EN 1995-1-1 (CEN, 2004a) para determinação das tensões na direção longitudinal de uma viga mista.

No que diz respeito à influência das dimensões da secção transversal dos elementos de madeira e betão, determinou-se a relação que permite maximizar *NEC*, a qual é reescrita seguidamente:

$$\frac{h_c}{h_t} = \frac{1}{\sqrt{C_p}}, \text{ com } C_p = \frac{E_c b_c}{E_t b_t} \quad (9.1)$$

onde C_p é um coeficiente que estabelece a relação entre o módulo de elasticidade e a largura dos elementos de betão e madeira, uma vez que, como a variação do módulo de elasticidade ou da largura de qualquer um dos elementos tem precisamente o mesmo efeito, não necessitam de ser analisados de forma independente. A partir da expressão 9.1, conclui-se que quanto maior é a razão $E_c b_c / E_t b_t$, menor é a razão h_c / h_t que permite maximizar *NEC*, e vice-versa.

A análise da influência das propriedades mecânicas dos elementos de madeira e betão permitiu concluir que a influência do aumento da rigidez da madeira na rigidez efetiva à flexão de uma viga mista é bastante mais significativa que o aumento da rigidez do betão. Este resultado é tanto mais evidente quanto maior for a distância entre o eixo horizontal baricêntrico do elemento de madeira e o eixo neutro equivalente da viga mista.

Embora o valor máximo teórico de *NEC* numa viga mista seja de 100 %, constatou-se que este valor não foi sempre seguido nas pontes mistas madeira-betão da amostra estudada. Na próxima secção sugere-se que em trabalhos futuros seja analisada a relação entre o custo da estrutura mista e o valor de *NEC*. Uma vez que esse análise não foi efetuada nesta tese, considerou-se admissível a conceção de estruturas apresentando um valor de *NEC* inferior a 100 %, havendo necessidade de definir um valor de *NEC* aceitável, *i.e.* um nível a partir do qual a ação compósita de uma viga mista madeira-betão pode ser considerada aceitável, que variou consoante se tratasse de “vigas-T”, $NEC \geq 80 \%$, ou “vigas-laje”, $NEC \geq 50 \%$. Com

base nestes limites determinaram-se os valores correspondentes do módulo de escorregamento unitário do sistema de ligação: “vigas-T”, $k = 560$ N/mm/mm, e “vigas-laje”, $k = 170$ N/mm/mm. Estes valores representam o módulo de escorregamento mínimo para que seja possível garantir um nível de eficiência compósita aceitável. Refira-se que, acima de determinado valor, o incremento de k tem um efeito residual no aumento do *NEC*.

No âmbito do estudo da sustentabilidade, foi possível perceber que não existe ainda uma metodologia perfeitamente sistematizada e direcionada para a avaliação de pontes ou seus componentes, dificultando a comparação entre resultados obtidos nos estudos já efetuados. Estes estudos, além do mais, não acompanham o ritmo que se tem verificado no estudo da sustentabilidade de edifícios, existindo ainda pouca matéria desenvolvida especificamente para este tipo de infraestruturas. Ainda assim, é possível estabelecer, com base em normas e/ou metodologias já aplicadas, uma análise do ciclo de vida que inclua todas as dimensões, *i.e.* ambiental, económica e social.

A análise do ciclo de vida efetuada nesta tese para dois estudos de caso, permitiu alcançar as seguintes conclusões:

- Os tabuleiros mistos madeira-betão têm um desempenho ambiental muito superior aos tabuleiros de betão armado e/ou pré-esforçado, sendo o aquecimento global e a depleção abiótica as categorias de impacto mais relevantes. A maioria dos impactos ambientais verifica-se na fase de produção de materiais (que inclui a aquisição e transformação de matérias-primas);
- O custo do ciclo de vida dos tabuleiros mistos madeira-betão é bastante competitivo quando comparado com as alternativas em betão, apresentando um custo muito semelhante. Na avaliação do custo do ciclo de vida, a fase de construção é a que assume maior importância;
- O impacto social do ciclo de vida é o mesmo para ambas as tipologias de tabuleiro analisadas, uma vez que as variáveis utilizadas para o determinar são as mesmas para tabuleiros mistos madeira-betão e tabuleiros de betão.

Em resumo, os resultados obtidos na análise do ciclo de vida mostram que as estruturas mistas madeira-betão são uma solução sustentável e competitiva, quando comparadas com alternativas em betão armado e/ou pré-esforçado, para a aplicação em tabuleiros de pontes de pequeno vão.

Um importante contributo desta tese advém do facto de se ter efetuado uma reflexão cuidada sobre as razões que justificam a escassa utilização de madeira e/ou elementos mistos madeira-betão na estrutura de pontes em Portugal. Esta realidade, além de ser distinta da encontrada noutros países europeus, contraria também o facto de, historicamente, Portugal ser um país muito permeável às mais inovadoras tecnologias vindas do exterior. A situação atual parece, então, estar relacionada com (i) a falta de conhecimento técnico relativamente à

construção em madeira e à construção mista madeira-betão, (ii) o domínio do mercado por parte dos materiais “tradicionais”, nomeadamente o betão armado e pré-esforçado e o aço e (iii) a falta de confiança na qualidade da madeira enquanto material estrutural, particularmente no que respeita à sua durabilidade.

No entanto, nos últimos anos, nomeadamente após a construção do *MEO Arena* (anterior *Pavilhão Atlântico*), cuja estrutura de suporte da cobertura é em madeira lamelada colada, tem vindo a observar-se um interesse crescente pela construção de estruturas de madeira em Portugal. Acresce a este interesse, o facto de a sociedade em geral ter, cada vez mais, uma preocupação por questões ambientais (também dos produtos de construção), o que abona em favor da utilização da madeira em estruturas. Além disso, as estruturas mistas madeira-betão têm, ainda, a valência de poder tirar partido do betão para se promoverem, dado o enraizamento cultural das estruturas de betão que se verifica em Portugal.

A análise da realidade portuguesa identificou um conjunto alargado de exemplos práticos de aplicação onde as soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão referidas anteriormente poderão ser particularmente competitivas. Esses exemplos, relacionados sobretudo com pontes em estradas florestais e passagens superiores sobre vias rodoviárias e ferroviárias, demonstram que existe um mercado potencial para a aplicação de pontes mistas madeira-betão em Portugal. O projeto de substituição de uma ponte de madeira, que se encontra num acentuado estado de degradação, apresentado no último capítulo desta tese reflete esse mesmo potencial.

9.2 Trabalho futuro

A quantidade de investigação que tem vindo a ser realizada ao longo dos últimos anos relativa a pontes mistas madeira-betão, bem como a sua abrangência geográfica, constitui um indício claro do potencial que este tipo de estruturas encerra tendo em vista uma utilização cada vez mais generalizada. Tendo por base esta realidade e as conclusões desta tese (supra referidas), assim como as suas principais críticas e insucessos, apontam-se seguidamente algumas sugestões a ponderar em trabalhos futuros:

- Elaborar um programa experimental para melhor caracterizar o comportamento à fadiga das tipologias de sistemas de ligação mais utilizadas;
- Considerar o efeito de fenómenos de longo prazo, como a fluência ou a retração/dilatação dos materiais (madeira, betão e sistema de ligação);
- Avaliar a relação entre o custo de uma viga mista madeira-betão e o seu nível de eficiência compósita;

- Desenvolver um programa de cálculo estrutural com todas as características necessárias à sua utilização comercial como ferramenta de dimensionamento de pontes mistas madeira-betão;
- Estabelecer modelos probabilísticos para a consideração das ações de manutenção e reparação dos elementos pertencentes à estrutura de pontes mistas madeira-betão e, posteriormente, aplicá-los na avaliação de sustentabilidade;
- Efetuar análises comparativas do ciclo de vida entre tabuleiros mistos madeira-betão e tabuleiros unicamente de madeira.

Todos os passos dados no futuro serão decisivos no sentido de oferecer à comunidade científica e ao meio técnico em geral conhecimentos sobre um sistema construtivo que, embora esteja ainda numa fase inicial de implementação, se julga que tem todo o potencial para poder ser competitivo no mercado da construção em Portugal. Mas para que a construção de pontes mistas madeira-betão seja uma realidade no nosso país, é fundamental promover parcerias e protocolos entre universidades, centros de investigação, indústria da construção, promotores da construção e público em geral, à semelhança do que ocorreu em países como a Austrália ou a Finlândia.

BIBLIOGRAFIA

- Aasheim, E. (2000). Development of timber bridges in the Nordic countries. *Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering*. Vancouver, Canadá.
- Aasheim, E. (2002). Results from the Nordic Timber Bridge Program. *Proceedings of the 7th World Conference on Timber Engineering*. Shah Alam, Malásia. pp. 9-13.
- Ahmadi, B. H. e Saka, M. P. (1993). Behaviour of Composite Timber-Concrete Floors. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 119. No. 10. pp. 3111-3130.
- Aktan, A. E. *et al.* (2000). *Concrete Bridges*. (Transportation in the New Millenium). Transportation Research Board. Washington, EUA.
- Aldi, P. e Kuhlmann, U. (2010). Fatigue Strength of Timbre-Concrete Composite Bridges: Determination of a S-N-Line for the Grooved Connection and the "X-Connector". *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*. Trento, Itália.
- Astori, R., Barrios D'Ambra, R., Solari, F. e Kosteski, L. (2007). Analisis Numerico-Experimental de un Prototipo de Seccion Mixta de Hormigon-Madera. *Mecánica Computacional*. Vol. XXVI. No. 2. pp. 111-128.
- Balogh, J., Miller, N., Fragiacomio, M. e Gutkowski, R. (2010). Time-Dependent Behavior of Composite Wood-Concrete Bridges Made from Salvaged Utility Poles. *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*. Trento, Itália.
- Balogh, J. *et al.* (2012). Fatigue Behavior of Notched Connections in Wood-Concrete Composites. *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering*. Auckland, Nova Zelândia.
- Bathon, L., Bletz, O. e Bahmer, R. (2006a). Concrete bearings - a new design approach in wood-concrete-composite applications. *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering*. Portland, EUA.
- Bathon, L., Bletz, O. e Bahmer, R. (2006b). Retrofit of Timber Bridges - A System Approach Using Prefabricated Wood-Concrete-Composite Elements. *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering*. Portland, EUA.
- Bathon, L. e Bletz, O. (2010). Fatigue of Single Span Wood-Concrete-Composite Bridges. *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*. Trento, Itália.

- Ben Mekki, O. e Toutlemonde, F. (2011). Experimental Validation of a 10-m-Span Composite UHPFRC-Carbon Fibers-Timber Bridge Concept. *Journal of Bridge Engineering*. Vol. 16. No. 1. pp. 148-157.
- Benítez, M. F. (2000). Development and testing of timber/concrete shear connectors. *Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering*. Vancouver, Canadá.
- Bouhaya, L., Roy, R. L. e Feraille-Fresnet, A. (2009). Simplified Environmental Study on Innovative Bridge Structure. *Environmental Science & Technology*. Vol. 46. No. 6. pp. 2066-2071.
- Brown, L. R. (1982). *Building a Sustainable Society*. 1st Edition. Worldwatch Institute. Washington, EUA.
- Brundtland, G. (1987). *Our Common Future: The World Commission on Environment and Development*. Oxford University Press. Oxford, Reino Unido.
- Brunner, M., Romer, M. e Schnüriger, M. (2007). Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process). *Materials and Structures*. Vol. 40. No. 1. pp. 119-126.
- Calado, L. e Santos, J. (2010). *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Calil Jr, C. (2006). *Manual de Projecto e Construção de Pontes de Madeira*. Suprema. São Carlos, Brasil.
- Calil Jr, C. (2008). Brazilian Handbook for the Design and Construction of Timber Bridges. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japão.
- Cárdenas, M., Schanack, F. e Ramos, O. R. (2010). Diseño, construcción y ensayo de una estructura de sección mixta madera laminada-hormigón para su uso en puentes. *Revista De La Construcción*. Vol. 9. No. 2. pp. 63-75.
- Carlson, A. (2009). Contemporary environmental aesthetics and the requirements of environmentalism. *Journal of the Faculty of Letters, the University of Tokyo, aesthetics* Vol. 34. pp. 1-21.
- Čas, B., Saje, M. e Planinc, I. (2007). Buckling of layered wood columns. *Advances in Engineering Software*. Vol. 38. No. 8-9. pp. 586-597.
- Ceccotti, A. (1995). Timber-concrete composite structures. *STEP 2: Timber Engineering*, (Lecture E13). Centrum Hout. Almere, Holanda.
- Ceccotti, A. (2002). Composite concrete-timber structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. Vol. 4. No. 3. pp. 264-275.
- CEN (1993). Eurocode 5 - Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. *ENV 1995-1-1*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (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. *EN 350-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (1997). Round and sawn timber - Method of measurement of features. *EN 1310*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.

- CEN (2003). Eurocode 1 - Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges. *EN 1991-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004a). Eurocode 5 - Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. *EN 1995-1-1*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004b). Eurocode 5 - Design of timber structures. Part 2: Bridges. *EN 1995-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005a). Structural bearings. Part 3: Elastomeric bearings. *EN 1337-3*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005b). Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges. *EN 1994-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005c). Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. *EN 1992-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005d). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. *EN 1998-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005e). Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-6: General actions - Actions during execution. *EN 1991-1-6*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2008). Eurocode 5 - Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. *EN 1995-1-1/A1*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2009a). Structural timber - Strength classes. *EN 338*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2009b). Durability of wood and wood-based products - Efficacy of preventive wood preservatives as determined by biological tests. Part 1: Specification according to use class. *EN 599-1*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2010a). Structural timber - Wood poles for overhead lines. *EN 14229*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2010b). Structural timber - Determination of characteristic values of mechanical properties and density. *EN 384*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2010c). Timber structures - Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties. *EN 408*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2011). Sustainability of construction works - Assessment of buildings. Part 2: Framework for the assessment of environmental performance. *EN 15643-2*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2012). Sustainability of Construction Works - Assessment of Buildings. Part 3: Framework for the assessment of social performance. *EN 15643-3*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2013a). Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber. Requirements. *EN 14080*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.

CEN (2013b). Durability of wood and wood-based products - Use classes: definitions, application to solid wood and wood-based products. *EN 335*. Comité Europeu para a Normalização. Bruxelas, Bélgica.

César, J. B. e Santos, A. (2004). *Ponte Romana de Chaves - 1900 Anos*. 2.^a Edição. Seminário Transmontano. Chaves.

Clouston, P., Bathon, L. A. e Schreyer, A. (2005). Shear and Bending Performance of a Novel Wood-Concrete Composite System. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 131. No. 9. pp. 1404-1412.

Collings, C. (2006). An environmental comparison of bridge forms. *Proceedings of the ICE - Bridge Engineering*. Vol. 159. No. 4. pp. 163-168.

Cone, C. M. (1963). A Composite Timber-Concrete Bridge. *TDA Bulletin*. Vol. 1. No. 9.

Cook, J. P. (1976). Composite Construction Methods. *Journal of the Construction Division*. Vol. 102. No. 1. pp. 21-27.

CSI (2011). *SAP 2000 v15.0.0 - CSI Analysis Reference Manual*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, EUA.

Davis Langdon (2007). *Life cycle costing (LCC) as a contribution to sustainable construction: a common methodology*. Davis Langdon - Management Consulting. Londres, Reino Unido.

de Alarcão, J. (2012). *As Pontes de Coimbra que se Afogaram no Rio*. Ordem dos Engenheiros. Coimbra.

Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho. *Diário da República n.º 174/83 7.º Suplemento - I Série*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 222/98 de 17 de Julho. *Diário da República n.º 163/98 - I Série-A*. Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 44/2005 de 23 de Fevereiro. *Diário da República n.º 38/2005 - I Série-A*. Ministério da Administração Interna. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 111/2012 de 23 de Maio. *Diário da República n.º 100/2012 - I Série*. Ministério das Finanças. Lisboa.

Decreto-Lei n.º 130/2013 de 10 de Setembro. *Diário da República n.º 174/2013 - I Série*. Ministério da Economia. Lisboa.

Decreto Lei n.º 151-B/2013 de 31 de Outubro. *Diário da República n.º 211/2013 - 2.º Suplemento - I Série*. Ministério da Agricultura, do Mar, do Ambiente e do Ordenamento do Território.

Decreto n.º 4036 de 3 de Abril de 1918. *Diário da República n.º 67/18 - I Série-A*. Ministério do Comércio. Lisboa.

Decreto n.º 16781 de 27 de Abril de 1929. *Diário da República n.º 95/1897 - I Série-A*. Ministério do Comércio e Comunicações. Lisboa.

Decreto n.º 25948 de 16 de Outubro de 1935. *Diário da República n.º 240/35 - I Série*. Ministério das Obras Públicas e Comunicações. Lisboa.

- DelDOT (2000). *Delaware's Historic Bridges*. 2.^a Edição. Delaware Department of Transportation Division of Highways. Dover, EUA.
- Dias, A. M. P. G., Jorge, L. e Ferreira, M. (2007). Pontes Mistas Madeira-Betão. *Construção Magazine*. Vol. 20. No. 1. pp. 36-41.
- Dias, A. M. P. G., Ferreira, M., Jorge, L. e Martins, H. (2011). Timber-concrete practical applications - bridge case study. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*. Vol. 164. No. 2. pp. 131-141.
- Dias, A. M. P. G. e Jorge, L. F. C. (2011). The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams. *Engineering Structures*. Vol. 33. No. 11. pp. 3033-3042.
- Dias, A. M. P. G. (2012). Analysis of the Nonlinear Behavior of Timber-Concrete Connections. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 138. No. 9. pp. 1-10.
- Dias, A. M. P. G., Monteiro, S. R. S. e Martins, C. E. J. (2013). Reinforcement of timber floors-transversal load distribution on timber-concrete systems. *Advanced Materials Research*. Vol. 778. pp. 657-664.
- Dias da Silva, V. (2004). *Mecânica e Resistência dos Materiais*. 3.^a ed. Zauri. Coimbra.
- Diretiva 89/106/CEE de 21 de Dezembro de 1988. *Jornal Oficial das Comunidades Europeias L40/12*. Conselho das Comunidades Europeias. Bruxelas, Bélgica.
- DPEP (2012). *Inventário das Obras de Arte*. Estradas de Portugal. Lisboa.
- Du, G. e Karoumi, R. (2013). Life cycle assessment of a railway bridge: comparison of two superstructure designs. *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol. 9. No. 11. pp. 1-12.
- Duwadi, S. R. e Ritter, M. A. (1997). Timber Bridges In The United States. *Public Roads*. Vol. 60. No. 3. pp. 32-40.
- Döhrer, A. e Rautenstrauch, K. (2006a). The construction of road bridges as timber-concrete composites. *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering*. Portland, EUA.
- Döhrer, A. e Rautenstrauch, K. (2006b). Connectors for timber-concrete composite-bridges. *Proceedings of the 35th Meeting of Working Commission W18 - Timber Structures*. Roterdão, Holanda.
- Ebeltoft, R. A. (1991). Book Review: Robert Maillart - The art of reinforced concrete. *Journal of Technology Transfer*. Vol. 16. No. 4. pp. 57-58.
- Eby, R. E. (1989). Composite T-beam bridge deck on timber towers. *Classic wood structures*, (pp. 149-153). American Society of Civil Engineers. Reston, EUA.
- Ecoinvent (2008). *Ecoinvent database v2.0*. Swiss Centre for Life Cycle Inventories. St-Gallen, Suíça.
- Ehlen, M. A. e Marshall, H. E. (1996). *NISTIR 5864 - The Economics of New-Technology Materials: A Case Study of FRP Bridges Decking*. National Institute of Standards and Technology (NIST). Gaithersburg, EUA.
- Falk, B. (2009). Wood as a Sustainable Building Material. *Forest Products Journal*. Vol. 59. No. 9. pp. 6-12.

- Fischer, J. (1995). Timber bridges. *STEP 2: Timber Engineering*, (Lecture E17). Centrum Hout. Almere, Holanda.
- Flach, M. e Frenette, C. D. (2004). Wood-Concrete-Composite-Technology in Bridge Construction. *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*. Lahti, Finlândia. pp. 289-294.
- Frangi, A. e Fontana, M. (2003). Elasto-plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection. *Structural Engineering International*. Vol. 13. No. 1. pp. 47-57.
- Freeman, M., Mitchell, J. e Coe, G. A. (2004). *Safety performance of traffic management at major motorway road works - Report TRL595*. UK's Transport Research Laboratory. Wokingham, Reino Unido.
- Frenette, C. D. *et al.* (2010). Defining an Environmental Index to Compare Light-Frame Wood Wall Assemblies Using Life-Cycle Assessment. *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*. Trento, Itália.
- Fujimoto, Y., Iimura, Y., Shiiba, A. e Rihong, Z. (2008). Experimental Results of Timber-Concrete Hybrid Bridge Deck Structure. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japão.
- Fuller, S. e Petersen, S. (1996). *NIST Handbook 135 - Life-Cycle Costing Manual for the Federal Energy Management Program*. National Institute of Standards and Technology (NIST). Washington, EUA.
- Gaspar, P. C. R. (2004). A Sustentabilidade Aplicada à Indústria da Construção Portuguesa. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico. Lisboa. 272 pp.
- Gattesco, N. (1999). Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 52. No. 3. pp. 195-218.
- Gervásio, H. e da Silva, L. S. (2008). Comparative life-cycle analysis of steel-concrete composite bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol. 4. No. 4. pp. 251-269.
- Gervásio, H. M. S. (2010). Sustainable Design and Integral Life-Cycle Analysis of Bridges. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 458 pp.
- Gharaibeh, E. S. (2005). Bridge Maintenance Planning: Probabilistic Approach. *Journal of Applied Sciences*. Vol. 5. No. 2. pp. 1052-1055.
- Girhammar, U. A. e Gopu, V. K. A. (1991). Analysis of P- Δ effect in composite concrete/timber beam-columns. *Proceedings of the ICE*. Vol. 91. No. 1. pp. 39-54.
- Girhammar, U. A. e Gopu, V. K. A. (1993). Composite beam-Columns with Interlayer Slip - Exact Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 119. No. 4. pp. 1265-1282.
- Girhammar, U. A. e Pan, D. H. (2007). Exact static analysis of partially composite beams and beam-columns. *International Journal of Mechanical Sciences*. Vol. 49. No. 2. pp. 239-255.
- Gjelsvik, A. (1991). Analog-Beam Method for Determining Shear-Lag Effects. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 117. No. 7. pp. 1575-1594.
- Goedkoop, M., De Schryver, A. e Oele, M. (2008). *Introduction to LCA with SimaPro 7*. PRé Consultants. Amersfoort, Holanda.

Góes, J. L. N. e Calil Jr, C. (2006). Projeto, Construção e Prova de Carga de uma Ponte Mista Madeira-Concreto no Campus II da USP São Carlos. *Atas do X Encontro Brasileiro em Madeira e em Estruturas de Madeira*. São Pedro, Brasil.

Grace, M. (2000). BREEAM – A Practical Method for Assessing the Sustainability of Buildings for the New Millennium. *Proceedings of the International Conference on Sustainable Building 2000*. Maastricht, Holanda. pp. 676-682.

Guinée, J. *et al.* (2001). *Life cycle assessment. An operational guide to the ISO standards*. Ministry of Housing, Spatial Planning and Environment (VROM) and Centre of Environmental Science (CML). Den Haag e Leiden, Holanda.

Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A. e Natterer, J. (2004). Investigation of Notched Composite Wood–Concrete Connections. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 130. No. 10. pp. 1553-1561.

Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A. e Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams. *Construction and Building Materials*. Vol. 22. No. 6. pp. 1059-1066.

Hammervold, J., Reenaas, M. e Brettebø, H. (2013). Environmental Life Cycle Assessment of Bridges. *Journal of Bridge Engineering*. Vol. 18. No. 2. pp. 153-161.

Horvath, A. e Hendrickson, C. (1998). Steel versus steel-reinforced concrete bridges: Environmental assessment. *Journal of Infrastructure Systems*. Vol. 4. No. 3. pp. 111-117.

Huijbregts, M. A. J. *et al.* (2003). Normalisation figures for environmental life-cycle assessment: The Netherlands (1997/1998), Western Europe (1995) and the world (1990 and 1995). *Journal of Cleaner Production*. Vol. 11. No. 7. pp. 737-748.

Inglese, T. (2008). The Ecological Benefits of Building with Wood. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japão.

IPQ (1995). Durabilidade da madeira e de produtos derivados - Durabilidade natural da madeira maciça. Guia de exigências de durabilidade das madeiras na sua utilização segundo as classes de risco. *NP EN 460*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2008a). Durabilidade da madeira e de produtos derivados - Durabilidade natural da madeira maciça. Parte 1: Guia dos princípios de ensaio e classificação da durabilidade natural da madeira. *NP EN 350-1*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2008b). Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida. Princípios e enquadramento. *NP EN ISO 14040*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2009a). Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas. *NP EN 1990*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2009b). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. *NP EN 1991-1-1*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2009c). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas. *NP EN 1991-1-5*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

IPQ (2010a). Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *NP EN 1992-1-1*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.

- IPQ (2010b). Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida. Requisitos e linhas de orientação. *NP EN ISO 14044*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- IPQ (2010c). Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *NP EN 1993-1-1*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- IPQ (2010d). Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de ligações. *NP EN 1993-1-8*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- IPQ (2010e). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento. *NP EN 1991-1-4*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- IPQ (2011). Eurocódigo 4 - Projecto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *NP EN 1994-1-1*. Instituto Português da Qualidade. Caparica.
- ISO (2008a). Metallic and other inorganic coatings - Electroplated coatings of zinc with supplementary treatments on iron or steel. *ISO 2081*. International Organization for Standardization. Genebra, Suíça.
- ISO (2008b). Buildings and constructed assets - Service-life planning. Part 5: Life-cycle costing. *ISO 15686-5*. International Organization for Standardization. Genebra, Suíça.
- ISO (2010). Sustainability in building construction - Framework for methods of assessment of the environmental performance of construction works. Part 1: Buildings. *ISO 21931-1*. International Organization for Standardization. Genebra, Suíça.
- ISO (2011). Sustainability in building construction - Sustainability indicators. Part 1: Framework for development of indicators and a core set of indicators for buildings. *ISO 21929-1*. International Organization for Standardization. Genebra, Suíça.
- Itoh, Y. e Kitagawa, T. (2003). Using CO₂ emission quantities in bridge lifecycle analysis. *Engineering Structures*. Vol. 25. No. 5. pp. 565-577.
- JAE (1994). *Norma de Traçado*. Junta Autónoma de Estradas. Lisboa.
- Jutila, A. e Salokangas, L. (2010). Wood-Concrete Composite Bridges - Finnish Speciality in the Nordic Countries. *Proceedings of the International Conference on Timber Bridges 2010*. Lillehammer, Noruega. pp. 383-392.
- Kibert, C. (1994). Establishing principles and model for sustainable construction. *Proceedings of the First International Conference of CIB TG 16*. Tampa, EUA. pp. 3-12.
- Kishk, M. *et al.* (2003). *Whole life costing in construction. A state of the art review*. Research paper Vol. 4, n.º18. RICS Foundation. Londres, Reino Unido.
- Kleppe, O. e Aasheim, E. (1996). Timber Bridges in the Nordic Countries. *Proceedings of the National Conference on Wood Transportation Structures*. Madison, EUA. pp. 10-16.
- Kokoli, E., Chassiakos, A. e Theodorakopoulos, D. D. (2007). Development of a Highway Sustainability Index based on Multi-attribute Decision Making. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. Stirlingshire, Reino Unido. Artigo 73.
- Kreuzinger, H. (1995). Mechanically jointed beams and columns. *STEP 1: Timber Engineering*, (Lecture B11). Centrum Hout. Almere, Holanda.

- Krewitt, W., Mayerhofer, P., Trukenmuller, A. e Friedrich, R. (1998). Application of the impact pathway analysis in the context of LCA. *The International Journal of Life Cycle Assessment*. Vol. 3. No. 2. pp. 86-94.
- Le Roy, R., Pham, H. S. e Foret, G. (2009). New wood composite bridges. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Vol. 13. No. 9. pp. 1125-1139.
- Lee, A. G. (1999). Bridge option for forest roads: A composite timber beam and concrete deck bridge. *Tasforests*. Vol. 11. pp. 69-76.
- Leonhardt, F. (1983). *Bridges: Aesthetics and Design*. The MIT Press. Cambridge, EUA.
- Lifecon (2003). Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability. Project funded by the European Community under the Competitive and Sustainable Growth Programme (1998 - 2002). Disponível em: <http://lifecon.vtt.fi/index.htm>. (Acedido em: Fev. 2011).
- Lima, J. M. e de Brito, J. (2009). Classificação das juntas de dilatação em obras de arte rodoviárias Portuguesas. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*. Vol. 9. No. 14. pp. 31-41.
- Limam, A., Mathon, C., Vincensini, M. P. e Deperraz, G. (2006). Wood-Concrete Beam: A New Concept for Short Span Bridge Constructions. *Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering*. Portland, EUA.
- LNEC (1997a). Eucalipto comum. *Ficha M6*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.
- LNEC (1997b). Madeira para construção. Pinho bravo para estruturas. *Ficha M2*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.
- Machado, J. S. *et al.* (2009). *Avaliação, Conservação e Reforço de Estruturas de Madeira*. Verlag Dashöfer Portugal. Lisboa.
- Mäkipuro, R., Tommola, J., Salokangas, L. e Jutila, A. (1996). *Wood-Concrete Composite Bridges*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. Estocolmo, Suécia.
- Mäkipuro, R. e Yli-Villamo, H. (2001). A King-Post Truss Applied to a Wooden Bridge in a New Way. *Proceedings of an IABSE Conference*. Lahti, Finlândia.
- Martin, A. J. (2004). Concrete bridges in sustainable development. *Proceedings of the ICE - Engineering Sustainability*. Vol. 157. No. 4. pp. 219-230.
- Martins, C. (2010). Seleção e caracterização de madeira de secção circular para postes de linhas aéreas. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 77 pp.
- Martins, C. e Dias, A. (2012). Bending Strength and Stiffness of Portuguese Maritime Pine Utility Poles. *Forest Products Journal*. Vol. 62. No. 2. pp. 114-120.
- Mascia, N. T. e Soriano, J. (2004). Benefits of timber-concrete composite action in rural bridges. *Materials and Structures*. Vol. 37. No. 2. pp. 122-128.
- Maydl, P. (2004). Sustainable Engineering: State-of-the-art and Prospects. *Structural Engineering International*. Vol. 14. No. 3. pp. 176-180.
- McCullough, C. B. (1943). Oregon tests on composite (timber-concrete) beams. *Journal of the American Concrete Institute*. Vol. 14. No. 5. pp. 429-440.

- Meierhofer, U. (1993). A Timber/Concrete Composite System. *Structural Engineering International*. Vol. 3. No. 2. pp. 104-107.
- Meierhofer, U. A. (1996). Timber Bridges in Central Europe, yesterday, today, tomorrow. *Proceedings of the National Conference on Wood Transportation Structures*. Madison, EUA. pp. 22-26.
- Menke, D. M., Davis, G. A. e Vigon, B. W. (1996). *Evaluation of Life-Cycle Assessment Tools*. Environment Canada. Gatineau, Canadá.
- Mettem, C. (2003). Structural Timber-Concrete Composites - Advantages of a Little Known Innovation. *The Structural Engineer*. Vol. 81. No. 4. pp. 17-19.
- MIEBACH INGENIEURBÜRO (sem data). Projects Overview. Disponível em: http://www.ib-miebach.de/cms/front_content.php?idcat=57&lang=3. (Acedido em: Fev. 2011).
- Miotto, J. e Dias, A. (2008). Glulam-concrete composite structures: experimental investigation into the connection system. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japão.
- Molina, J. C. (2008). Análise do Comportamento Dinâmico da Ligação Formada por Barras de Aço Coladas para Tabuleiros Mistos de Madeira e Concreto para Pontes. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil. 240 pp.
- Morgado, T. F. M. (2008). Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 70 pp.
- Morgado, T. F. M. *et al.* (2009). Bending and compression strength of Portuguese Maritime pine small-diameter poles. *Forest Products Journal*. Vol. 59. No. 4. pp. 23-28.
- Morgado, T. F. M. *et al.* (2010). Grading and Testing of Maritime Pine Roundwood. *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering*. Trento, Itália.
- Morgado, T. F. M. (2012). Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 247 pp.
- Natterer, J. (1998). Tendencies in Bridge Construction. *Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering*. Montreux, Suíça. pp. 100-107.
- Natterer, J., Herzog, T. e Volz, M. (1998). *Construire en bois 2*. Presses polytechniques et universitaires romandes. Lausanne, Suíça.
- Natterer, J. (2002). New technologies for engineered timber structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. Vol. 4. No. 3. pp. 245-263.
- Negrão, J. e Faria, J. A. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria. Porto.
- Newmark, N. M., Siess, C. P. e Viest, I. M. (1951). Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. *Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis*. Vol. 9. No. 1. pp. 75-92.
- Nolan, G. (2009). Experience with Concrete Overlaid Bridges in Tasmania. Disponível em: <http://oak.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem2.asp>. (Acedido em: Nov. 2009).

Nojonen, S. e Jutila, A. (1999). *Formwork and Falsework Construction - Wood-concrete composite bridges*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. Estocolmo, Suécia.

Nordic ETSI Project (2012). Disponível em: <http://etsi.aalto.fi/Etsi3/>. (Acedido em: Jan. 2013).

O'Connor, C. (1993). *Roman Bridges*. Cambridge University Press. Cambridge, Reino Unido.

Parkin, S. (2000). Sustainable development: the concept and the practical challenge. *Proceedings of the ICE - Civil Engineering*. Vol. 138. No. 6. pp. 3-18.

Pigozzo, J. C. (2004). Estudos e Aplicações de Barras de Aço Coladas, como Conectores em Placas Mistas de Madeira e Concreto para Tabuleiros de Pontes. Tese de Doutoramento. Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil. 374 pp.

Pischl, R. e Schickhofer, G. (1993). The Mur River Wooden Bridge, Austria. *Structural Engineering International*. Vol. 3. No. 4. pp. 217-219.

Portaria n.º 209/2004 de 3 de Março. *Diário da República n.º 53/2004 - I Série-B*. Ministérios da Economia, da Agricultura, Desenvolvimento Rural e Pescas, da Saúde e das Cidades, Ordenamento do Território e Ambiente. Lisboa.

PRé Consultants (2008). *SimaPro LCA software v7.1.8 (PhD version)*. PRé Consultants. Amersfoort, Holanda.

Providência, P. (2014). *Estruturas de Betão: Apontamentos de apoio*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

Ranta-Maunus, A. (1999). *Round small-diameter timber for construction*. Final report of project FAIR CT 95-0091. Technical Research Centre of Finland (VTT). Espoo, Finlândia.

REFER (sem data-a). Gestão da Rede. Disponível em: <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/REFER/GestaodaRede/Apresentacao.aspx>. (Acedido em: Fev. 2011).

REFER (sem data-b). Investimentos. Disponível em: <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/REFER/Investimentos/Apresentacao.aspx>. (Acedido em: Jul. 2013).

Regulamento (UE) n.º 305/2011 de 9 de Março. *Jornal Oficial da União Europeia L88/5*. Parlamento Europeu e Conselho da União Europeia. Bruxelas, Bélgica.

Regulamento (UE) n.º 528/2012 de 22 de Maio. *Jornal Oficial da União Europeia L167/2*. Parlamento Europeu e Conselho da União Europeia. Bruxelas, Bélgica.

Resolução do Conselho de Ministros n.º 109/2007 de 20 de Agosto. *Diário da República n.º 159/2007 - I Série*. Presidência do Conselho de Ministros. Lisboa.

Richart, F. E. e Williams, C. B. (1943). Tests of composite timber-concrete beams. *Journal of the American Concrete Institute*. Vol. 14. No. 4. pp. 253-276.

Rilem TC111 CST (1992). Timber-concrete composite load-bearing structures. *Proceedings of the ACMAR - Ravenna International Symposium*. Ravenna, Itália.

- Ritter, M. A. (1997a). Timber as a Bridge Material. *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection and Maintenance*, (Chapter 1). United States Department of Agriculture. Washington, EUA.
- Ritter, M. A. (1997b). Types of Timber Bridges. *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection and Maintenance*, (Chapter 2). United States Department of Agriculture. Washington, EUA.
- Rodrigues, J. N., Providência, P. e Dias, A. M. P. G. (2010). Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal. *Proceedings of the International Conference on Timber Bridges 2010*. Lillehammer, Noruega. pp. 67-78.
- Rodrigues, J. N., Dias, A. M. P. G. e Providência, P. (2011). A utilização de pontes mistas madeira-betão em Portugal. *Actas do 1º Congresso Ibero-LatinoAmericano de Madeira na Construção*. Coimbra.
- Rodrigues, J. N., Dias, A. M. P. G. e Providência, P. (2012). Pontes Mistas Madeira-Betão em Portugal – oportunidades numa lógica de Construção Sustentável. *Actas do Congresso de Inovação na Construção Sustentável*. Aveiro. pp. 411-420.
- Rodrigues, J. N., Dias, A. M. P. G. e Providência, P. (2013). Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review. *BioResources*. Vol. 8. No. 4. pp. 6630-6649.
- Rodrigues, N. (2011). *Reabilitação de Pontes Históricas de Alvenaria*. Estradas de Portugal. Lisboa.
- RTA (2008). Timber Concrete Composite Bridges. *Timber Bridge Manual*, (Section Seven). Roads and Traffic Authority of NSW. Grafton, Austrália.
- Ryall, M. J. (2010). *Bridge Management*. 2ª ed. Elsevier Ltd. Oxford, Reino Unido.
- Salokangas, L. e Jutila, A. (1999). *Follow-up Tests of the Uusisalmi Bridge - Wood-concrete composite bridges*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. Estocolmo, Suécia.
- Salokangas, L. (2012). *ETSI Project - Bridge Life Cycle Optimisation, Stage 3*. Universidade de Tecnologia de Helsínquia. Helsínquia, Finlândia.
- Santos, B. (2007). Modelação dos custos dos utentes na gestão da estrada. Tese de Doutoramento. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior. Covilhã. 113 pp.
- Schickhofer, G., Pischl, R., Koller, S. e Spiehs, H. (1998). Carrying Strength and Behaviour of Deformation of System Bridges Built up with Simple Boards - System 'Bresta V', System 'Timber-Concrete Compound' and System 'Bresta-H'. *Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering*. Montreux, Suíça. pp. 116-123.
- Schnabl, S., Saje, M., Turk, G. e Planinc, I. (2007). Analytical Solution of Two-Layer Beam Taking into account Interlayer Slip and Shear Deformation. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 133. No. 6. pp. 886-894.
- Seiler, J. F. e Keeney, W. D. (1933). Design of Composite Slab Highway Bridge Deck. *Wood Preserving News*. Vol. 11. No. 12. pp. 159-171.

- Simon, A., Haedicke, W., Mueller, J. e Rautenstrauch, K. (2008). Development of a new connector type for hybrid timber bridges. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japão.
- Soriano, J. e Mascia, N. T. (2009). Estruturas mistas em madeira-concreto: uma técnica racional para pontes de estradas vicinais. *Ciência Rural*. Vol. 39. No. 4. pp. 1260-1269.
- Spillemaeckers, S. (2007). The Belgian social label: A governmental application of Social LCA. Disponível em: http://userpage.fu-berlin.de/ffu/calcas/Spillemaeckers_Belgian.pdf. (Acedido em: Fev. 2011).
- Steele, K. *et al.* (2003). Highway bridges and environment - Sustainable perspectives. *Proceedings of the ICE - Civil Engineering*. Vol. 156. No. 4. pp. 176-182.
- Steer, P. J. (1995). Timber in construction. *STEP 1: Timber Engineering*, (Lecture A5). Centrum Hout. Almere, Holanda.
- Steinberg, E., Selle, R. e Faust, T. (2003). Connectors for Timber-Lightweight Concrete Composite Structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 129. No. 11. pp. 1538-1545.
- Stojić, D. e Cvetković, R. (2001). Analysis of a Composite Timber-Concrete Structure According to the Limit States. Design and Innovative Methods in Coupling of a Timber and Concrete. *Facta Universitatis, Series: Architecture and Civil Engineering*. Vol. 2. No. 3. pp. 169-184.
- Structurae (sem data). Keystone Wye Bridge. Disponível em: <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0002527>. (Acedido em: Jan. 2010).
- Swiss Timber Bridges (sem data). Disponível em: <http://www.swiss-timber-bridges.ch/home>. (Acedido em: Set. 2009).
- TiComTec (sem data). HBV-Plate Bridge. Disponível em: http://www.hbv-systeme.de/hbv/bruecken_platten_e.htm. (Acedido em: Jan. 2010).
- Timber Building in Australia (sem data). Maria River Bridge. Disponível em: <http://oak.arch.utas.edu.au/projects/aus/307/maria.html>. (Acedido em: Nov. 2009).
- Tommola, J., Salokangas, L. e Jutila, A. (1999). *Tests on Shear Connectors*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. Estocolmo, Suécia.
- Torgal, F. P. e Jalali, S. (2007). Construção Sustentável. O Caso dos Materiais de Construção. *Atas do 3º Congresso Nacional de Construção*. Coimbra.
- Torkkeli, M., Rautakorpi, H. e Jutila, A. (1999). *Arch Bridges for Road Traffic*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. Estocolmo, Suécia.
- UE (1997). *Treaty of Amsterdam Amending the Treaty on European Union, the Treaties Establishing the European Communities and Certain Related Acts*. União Europeia. Bruxelas, Bélgica.
- Ugwu, O. O., Kumaraswamy, M. M., Wong, A. e Ng, S. T. (2006). Sustainability appraisal in infrastructure projects (SUSAIP). Part 1: Development of indicators and computational methods. *Automation in construction*. Vol. 15. No. 2. pp. 239-251.
- United Nations (1992). *Earth Summit - Agenda 21: The United Nations Programme of Action from Rio*. United Nations Publications. Nova Iorque, EUA.

- United Nations (2002). *Report of the World Summit on Sustainable Development*. United Nations Publications. Nova Iorque, EUA.
- Van der Linden, M. L. R. (1999). Timber-concrete composite floor systems. Tese de Doutoramento. Universidade de Tecnologia de Delft. Delft, Holanda. 364 pp.
- Vasconcelos, A. (2008). *Pontes dos Rios Douro e Tejo*. Ingenium Edições, Lda. Lisboa.
- Wacker, J. P. (2010). Use of Wood in Buildings and Bridges. *Wood handbook: wood as an engineering material*, (Chapter 17). USDA Forest Service, Forest Products Laboratory. Madison, EUA.
- Walter, P. (1983). *Pontes - curso básico: projeto, construção e manutenção*. Campus. Rio de Janeiro, Brasil.
- Weaver, C. A., Davids, W. G. e Dagher, H. J. (2004). Testing and Analysis of Partially Composite Fiber-Reinforced Polymer-Glulam-Concrete Bridge Girders. *Journal of Bridge Engineering*. Vol. 9. No. 4. pp. 316-325.
- Yeoh, D., Fragiaco, M., De Franceschi, M. e Boon, K. H. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 137. No. 10. pp. 1085-1095.
- Yttrup, P. (2009). Concrete and Timber Composite Construction for Enhanced Strength, Stiffness and Service Life for Timber Bridges. Disponível em: <http://oak.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem3.asp>. (Acedido em: Nov. 2009).

ANEXO A – RESUMO DAS PONTES DA AMOSTRA ESTUDADA NESTA TESE

As Tabelas A.1 a A.13 resumem os dados relativos às principais características das pontes mistas madeira-betão da amostra estudada nesta tese. As pontes são agrupadas por país, ordenando-se da seguinte forma: EUA, Brasil, Austrália, Nova Zelândia, Finlândia, Suíça, França, Alemanha, Áustria, Luxemburgo, Holanda, Portugal e Itália.

EUA

Tabela A.1 – Resumo das pontes identificadas nos EUA.

	Ponte Tampa-Clearwater Causeway	Ponte em Oregon	Ponte Mill Creek (Ponte Estatal K-9A)	Ponte Omar (Ponte Estatal S-445)
Localização (Estado)	Florida	Oregon	Delaware	Delaware
Ano de entrada em serviço	1934	Década de 1930	1936	1938
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	167x6,1 + 33,5	5,0 – 10,0	5x6,1	3x6,1
Comprimento total [m]	1.067,0	-	-	-
Largura [m]	-	-	7,2	7,9
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”
Tipo de madeira	Madeira maciça – secção retangular	Madeira maciça – secção retangular	Madeira maciça – secção retangular	Madeira maciça – secção retangular
Sistema de ligação	Pregos	-	Pregos	Pregos
Projetista	<i>J. F. Seiler (American Wood Preservers)</i>	-	<i>J. F. Seiler (American Wood Preservers)</i>	<i>J. F. Seiler (American Wood Preservers)</i>
Dono da Obra	-	<i>Oregon Department of Transportation</i>	<i>Delaware Department of Transportation</i>	<i>Delaware Department of Transportation</i>
	Ponte Silver Lake (Ponte Estatal S-707)	Ponte em Elkhorn	Ponte Keystone Wye	Ponte em Fairfield
Localização (Estado)	Delaware	Califórnia	Dakota do Sul	Maine
Ano de entrada em serviço	1938	Década de 1930	1968	2003
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Arco	Viga
Vão(s) [m]	13x6,1	3x9,1	47,2 (maior vão)	21,3
Comprimento total [m]	-	-	-	-
Largura [m]	-	7,3	-	10,6
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira maciça – secção retangular	Madeira maciça – secção retangular	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Pregos	Chapas de aço	-	Cavilhas
Projetista	<i>J. F. Seiler (American Wood Preservers)</i>	-	-	Universidade de Maine
Dono da Obra	<i>Delaware Department of Transportation</i>	-	<i>American Ass. of State Highway and Transp. Officials</i>	-

BRASIL

Tabela A.2 – Resumo das pontes identificadas no Brasil.

	Ponte Batalha	Ponte Florestinha	Ponte Capela	Ponte Ibitiruna
Localização (Estado)	Minas Gerais	São Paulo	São Paulo	São Paulo
Ano de entrada em serviço	2002	2002	2002	2002
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	15,0 + 5,5	7,0	7,0	6,0
Comprimento total [m]	21,5	-	-	-
Largura [m]	4,0	4,0	5,0	4,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”
Tipo de madeira	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros
Sistema de ligação	Varões de aço em “X”	Varões de aço em “X”	Cavilhas	Varões de aço em “X”
Projetista	LaMEM-USP	LaMEM-USP	LaMEM-USP	LaMEM-USP
Dono da Obra	<i>Vale do Rio Grande Reflorestamento, Lda.</i>	Município de Piracicaba	Município de Piracicaba	Município de Piracicaba
	Ponte Paredão Vermelho	Ponte Caminho do Mar	Ponte 01 do Campus II da USP	Ponte 02 do Campus II da USP
Localização (Estado)	São Paulo	São Paulo	São Paulo	São Paulo
Ano de entrada em serviço	2002	2004	2005	2005
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	10,0	6,0 + 12,0 + 7,3	12,0	12,0
Comprimento total [m]	-	26,3	13,0	13,0
Largura [m]	5,0	7,2	10,0	10,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”	“Viga-laje”
Tipo de madeira	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros
Sistema de ligação	Varões de aço em “X”	Varões de aço em “X”	Varões de aço em “X”	Varões de aço em “X”
Projetista	LaMEM-USP	LaMEM-USP	LaMEM-USP	LaMEM-USP
Dono da Obra	Município de Piracicaba	<i>DERSA Desenvolvimento Rodoviário, S.A.</i>	Universidade de São Paulo	Universidade de São Paulo

AUSTRÁLIA

Tabela A.3 – Resumo das pontes identificadas na Austrália.

	Ponte sobre o rio Maria	Ponte em Beulah	Ponte em Grafton	Ponte em Hinton	Ponte em Morpeth
Localização (Estado)	Nova Gales do Sul	Tasmânia	Nova Gales do Sul	Nova Gales do Sul	Nova Gales do Sul
Ano de entrada em serviço	1955	Década de 1990	Década de 2000	2005	Década de 2000
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	3x10,0	6,1	10,0 - 15,0 (maior vão)	10,0 - 15,0 (maior vão)	10,0 - 15,0 (maior vão)
Comprimento total [m]	-	-	-	-	-
Largura [m]	-	4,0	-	-	-
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-laje”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros
Sistema de ligação	Parafusos	Cavilhas	Parafusos	Parafusos	Parafusos
Projetista	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>Forestry Tasmania</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>
Dono da Obra	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>Forestry Tasmania</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>	<i>New South Wales Roads and Maritime Services</i>

NOVA ZELÂNDIA

Tabela A.4 – Resumo das pontes identificadas na Nova Zelândia.

	Ponte sobre o rio Mangaharakeke	Ponte sobre o rio Poporangi	Ponte sobre o rio Tauranga-Taupo
Localização	-	-	-
Ano de entrada em serviço	1957	1970	1981
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	6,1	3x10,8	24,5
Comprimento total [m]	-	33,0	-
Largura [m]	-	3,7	-
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira maciça – seção retangular	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	-	-	-
Projetista	-	-	-
Dono da Obra	-	-	-

FINLÂNDIA

Tabela A.5 – Resumo das pontes identificadas na Finlândia.

	Ponte Kruununmylly	Ponte Uusisalmi	Ponte Marjomäki	Ponte Tirva
Localização (Município)	Hämeenlinna	Urjala	Janakkala	Valkeala
Ano de entrada em serviço	1993	1995	1995	1997
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	8,0	18,0	11,0	15,0
Comprimento total [m]	-	20,4	-	17,9
Largura [m]	12,0	7,5	12,0	7,5
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Cavilhas	Varões de aço em “X” + entalhes na madeira	-	Varões de aço em “X” + entalhes na madeira
Projetista	-	-	-	<i>Nuvo Engineering, Ltd</i>
Dono da Obra	-	Município de Urjala	-	<i>Finnish Transport Agency</i>
	Ponte Huhmarhaara	Ponte Vihantasalmi	Ponte Lehmilahti	Ponte Karhumäki
Localização (Município)	Valkeala	Mäntyharju	Sonkajärvi	Pirkkala
Ano de entrada em serviço	1997	1999	2000	2000
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Pedonal
Sistema estrutural	Viga	Treliça	Treliça	Viga
Vão(s) [m]	18,0	21,0 + 3x42,0 + 21,0	19,0	14,0
Comprimento total [m]	20,9	182,0	20,8	20,1
Largura [m]	7,5	14,0	5,0	4,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	-	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira maciça – toros	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Varões de aço em “X” + entalhes na madeira	Varões de aço em “X” + entalhes na madeira	Cavilhas	-
Projetista	<i>Nuvo Engineering, Ltd</i>	<i>Insinööritoimisto Rantakokko & Co Oy</i>	<i>Nuvo Engineering, Ltd</i>	-
Dono da Obra	<i>Finnish Transport Agency</i>	<i>Finnish Transport Agency</i>	Município de Sonkajärvi	-

Tabela A.5 – Resumo das pontes identificadas na Finlândia (cont.).

	Ponte Pikisilta	Ponte Talvitie	Ponte Nukkumajoki	Ponte Koskenkulma	Ponte Sorsakoski
Localização (Município)	Oulu	Isojoki	Inari	Rautjärvi	Leppävirta
Ano de entrada em serviço	2001	2001	2002	2003	2009
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Pedonal	Rodoviária	Pedonal
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	13,0 + 16,0 + 13,0	11,6 + 10,8	16,0	12,0	7,8
Comprimento total [m]	50,5	31,6	18,5	15,3	13,6
Largura [m]	9,5	4,5	4,5	7,6	5,7
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Cavilhas	Cavilhas	-	-	-
Projetista	SCC Viatek	<i>Nuvo Engineering, Ltd</i>	-	-	-
Dono da Obra	Município de Oulu	<i>Finnish Transport Agency</i>	-	-	-

SUIÇA

Tabela A.6 – Resumo das pontes identificadas na Suíça.

	Ponte Routier	Ponte sobre o canal Erli_1	Ponte sobre o canal Erli_2	Ponte sobre o canal Erli_3
Localização (Cantão)	Vaud	Friburgo	Friburgo	Friburgo
Ano de entrada em serviço	1991	1991	1991	1991
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	13,0	8,1	8,1	8,1
Comprimento total [m]	-	-	-	-
Largura [m]	4,0	4,0	4,0	4,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”	-	-	-
Tipo de madeira	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros	Madeira maciça – toros
Sistema de ligação	Parafusos + entalhes na madeira	-	-	-
Projetista	<i>Bois Consult Natterer, S.A.</i>	-	-	-
Dono da Obra	Município de Chenit	-	-	-

Tabela A.6 – Resumo das pontes identificadas na Suíça (cont.).

	Ponte Ronatobel	Ponte Drosttobel	Ponte Festungsmuseums	Ponte la Resgia
Localização (Cantão)	Grisões	Grisões	Grisões	Grisões
Ano de entrada em serviço	1991	1991	1996	1998
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Arco	Arco
Vão(s) [m]	2x12,0 + 13,8 + 12,3	5,0 – 10,0 (maior vão)	20,0 – 30,0 (maior vão)	20,0 – 30,0 (maior vão)
Comprimento total [m]	-	17,8	32,1	45,7
Largura [m]	4,2	3,6	3,9	3,5
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Chapas de aço	-	Cavilhas	Cavilhas
Projetista	<i>Cedotec - Office romand de Lignum</i>	Engenheiro Walter Bieler	<i>Cedotec - Office romand de Lignum</i>	-
Dono da Obra	<i>Wegkonsortium Furnatobel</i>	Cantão de Grisões	Cantão de Grisões	Cantão de Grisões
	Ponte Allmenschwand	Ponte Schartenmatt	Ponte Aabach	Ponte Suhre
Localização (Cantão)	Berna	Lucerna	Argóvia	Lucerna
Ano de entrada em serviço	1996	2002	2002	Década de 2000
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	10,0 – 15,0 (maior vão)	19,6	9,5	11,5
Comprimento total [m]	14,0	-	-	12,5
Largura [m]	7,0	3,8	3,5	4,5
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-laje”	“Viga-T”	“Viga-laje”
Tipo de madeira	Madeira maciça – secção retangular	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira maciça – toros
Sistema de ligação	-	-	Chapa de aço horizontal + cavilhas	-
Projetista	-	-	-	-
Dono da Obra	-	Cantão de Lucerna	Cantão de Argóvia	-

Tabela A.6 – Resumo das pontes identificadas na Suíça (cont.).

	Ponte Acla Zambil	Ponte Günscharüelbach	Ponte Peidenbach	Ponte la Combe
Localização (Cantão)	Grisões	Grisões	Grisões	Friburgo
Ano de entrada em serviço	2003	2003	2004	2005
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Arco	Arco	Treliça	Viga
Vão(s) [m]	20,0 – 30,0 (maior vão)	20,0 – 30,0 (maior vão)	24,6 (maior vão)	25,9
Comprimento total [m]	30,8	24,1	34,6	-
Largura [m]	4,0	3,5	5,8	14,2
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-laje”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Varões de aço em “X”	Cavilhas	-	Entalhes na madeira
Projetista	-	-	<i>Conzett, Bronzini, Gartmann, AG</i>	-
Dono da Obra	Cantão de Grisões	-	Cantão de Grisões	Cantão de Friburgo
	Ponte Prachaboud	Ponte les Mosseires	Ponte Prila	Ponte la Fin
Localização (Cantão)	Friburgo	Friburgo	Friburgo	Friburgo
Ano de entrada em serviço	2005	2005	2005	2006
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	25,9	25,9	25,9	25,9
Comprimento total [m]	-	-	-	-
Largura [m]	14,2	6,0	14,2	6,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Entalhes na madeira	Entalhes na madeira	Entalhes na madeira	Entalhes na madeira
Projetista	-	-	-	-
Dono da Obra	Cantão de Friburgo	Cantão de Friburgo	Cantão de Friburgo	Cantão de Friburgo

Tabela A.6 – Resumo das pontes identificadas na Suíça (cont.).

	Ponte la Rouclina	Ponte Wigger	Ponte Ragoztobel
Localização (Cantão)	Friburgo	Lucerna	Grisões
Ano de entrada em serviço	2006	2005	2007
Tipo de utilização	Rodoviária	Pedonal	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Arco
Vão(s) [m]	25,9	20,0	24,1
Comprimento total [m]	-	-	-
Largura [m]	6,0	3,9	6,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-laje”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Entalhes na madeira	-	Varões de aço em “X”
Projetista	-	<i>Tagmar AG</i>	<i>Schweizer Holzbau</i>
Dono da Obra	Cantão de Friburgo	Cantão de Lucerna	Cantão de Grisões
	Ponte Cheyta	Ponte Strassen	Ponte Schachenhusbrügg
Localização (Cantão)	Friburgo	Zurique	Berna
Ano de entrada em serviço	2007	2009	2009
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	10,0 - 15,0 (maior vão)	10,5	20,4
Comprimento total [m]	48,5	-	-
Largura [m]	4,5	4,0	7,7
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira maciça – secção retangular	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Varões de aço em “X”	-	-
Projetista	<i>Cedotec - Office romand de Lignum</i>	-	-
Dono da Obra	Cantão de Friburgo	-	-

FRANÇA

Tabela A.7 – Resumo das pontes identificadas em França.

	Ponte sobre o rio Sanne	Ponte Fayette	Ponte “piloto”
Localização	-	-	-
Ano de entrada em serviço	1998	1999	2001
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Treliça	Viga	Viga
Vão(s) [m]	15,0	28,0	20,0
Comprimento total [m]	-	-	-
Largura [m]	-	-	-
Tipologia de tabuleiro	-	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira maciça – toros	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	-	Chapas de aço	Entalhes na madeira
Projetista	-	-	<i>Design Office DEPERRAZ</i>
Dono da Obra	-	-	-

ALEMANHA

Tabela A.8 – Resumo das pontes identificadas na Alemanha.

	Ponte em Klingenthal	Ponte Birkberg	Ponte em Ruhpolding
Localização (Estado)	Saxónia	Alta Saxónia	Baviera
Ano de entrada em serviço	1996	2008	2010
Tipo de utilização	Pedonal	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga	Viga
Vão(s) [m]	13,5	14,2	10,6 + 5,6
Comprimento total [m]	-	16,4	-
Largura [m]	8,0	4,5	13,7
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	-	Chapa de aço horizontal + cavilhas	Chapas de metal expandido
Projetista	-	<i>MIEBACH Ingenieurbüro</i>	<i>MIEBACH Ingenieurbüro</i>
Dono da Obra	-	Estado da Alta Saxónia	Estado da Baviera

Tabela A.8 – Resumo das pontes identificadas na Alemanha (cont.).

	Ponte m Bad Lauterberg im Harz	Ponte em Herzberg am Harz
Localização (Estado)	Baixa Saxónia	Baixa Saxónia
Ano de entrada em serviço	2013	2013
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga	Viga
Vão(s) [m]	11,9	11,9
Comprimento total [m]	-	-
Largura [m]	4,75	4,75
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Chapas de metal expandido	Chapas de metal expandido
Projetista	<i>MIEBACH Ingenieurbüro</i>	<i>MIEBACH Ingenieurbüro</i>
Dono da Obra	<i>Niedersächsische Landesforsten A.Ö.R.</i>	<i>Niedersächsische Landesforsten A.Ö.R.</i>

ÁUSTRIA

Tabela A.9 – Resumo das pontes identificadas na Áustria.

	Ponte Mur River	Ponte em Weisskirchen	Ponte Unido
Localização (Estado)	Styria	Styria	Viena
Ano de entrada em serviço	1993	1996	2007
Tipo de utilização	Rodoviária	Rodoviária	Rodoviária
Sistema estrutural	Arco	Viga	Viga
Vão(s) [m]	> 30,0 (maior vão)	13,5	17,6
Comprimento total [m]	85,0	-	-
Largura [m]	8,6	6,0	3,5
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”	“Viga-T”	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Cavilhas	-	Chapas de metal expandido
Projetista	Engenheiros Richard Pischl e Gerhard Schickhofer	-	<i>Duscheck & Duscheck of Eichgraben Austria</i>
Dono da Obra	Estado da Styria	-	-

LUXEMBURGO

Tabela A.10 – Resumo da ponte identificada no Luxemburgo.

Ponte em Kayl	
Localização (Cantão)	Esch-sur-Alzette
Ano de entrada em serviço	2006
Tipo de utilização	Pedonal
Sistema estrutural	Viga
Vão(s) [m]	9,7
Comprimento total [m]	-
Largura [m]	4,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-laje”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Chapas de metal expandido
Projetista	<i>TiComTec GmbH</i>
Dono da Obra	-

HOLANDA

Tabela A.11 – Resumo da ponte identificada na Holanda.

Ponte em Groninga	
Localização (Província)	Groninga
Ano de entrada em serviço	2012
Tipo de utilização	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga
Vão(s) [m]	16,0 + 24,0
Comprimento total [m]	-
Largura [m]	4,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Chapas de metal expandido
Projetista	<i>DeZwarteHond</i>
Dono da Obra	Província de Groninga

PORTUGAL

Tabela A.12 – Resumo da ponte identificada em Portugal.

Ponte de Quiaios	
Localização (Município)	Figueira da Foz
Ano de entrada em serviço	2005
Tipo de utilização	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga
Vão(s) [m]	13,9
Comprimento total [m]	15,0
Largura [m]	5,0
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Varões de aço em “X” + entalhes na madeira
Projetista	Universidade de Coimbra e Instituto Politécnico de Castelo Branco
Dono da Obra	Autoridade Florestal Nacional (atual Instituto da Conservação da Natureza e das Florestas)

ITÁLIA

Tabela A.13 – Resumo da ponte identificada em Itália.

Ponte em Pracchia	
Localização (Localidade)	Pracchia
Ano de entrada em serviço	2012
Tipo de utilização	Rodoviária
Sistema estrutural	Viga
Vão(s) [m]	21,7
Comprimento total [m]	22,2
Largura [m]	4,1
Tipologia de tabuleiro	“Viga-T”
Tipo de madeira	Madeira lamelada colada
Sistema de ligação	Cavilhas
Projetista	<i>HOLZBAU S.p.A</i>
Dono da Obra	<i>Terra Uomini e Ambiente Societa' Agricola Cooperativa</i>

ANEXO B – MODELAÇÃO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Seguidamente explica-se e ilustra-se a modelação e análise de tabuleiros mistos madeira-betão pelo método dos elementos finitos, com o *software* SAP2000[®]. Para o efeito, recorreu-se a um caso prático, nomeadamente à solução-tipo I utilizada no Anexo E, cujo tabuleiro adota o sistema em “viga-T”, apresentando 15 m de vão e 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h e betão de classe de resistência C30/37. Para a solução-tipo II, que adota o sistema em “viga-laje”, a modelação é efetuada de forma análoga.

B.1 Considerações gerais

A Figura B.1 representa o esquema de modelação do tabuleiro que serviu de exemplo, com indicação dos elementos constituintes e das condições de apoio.

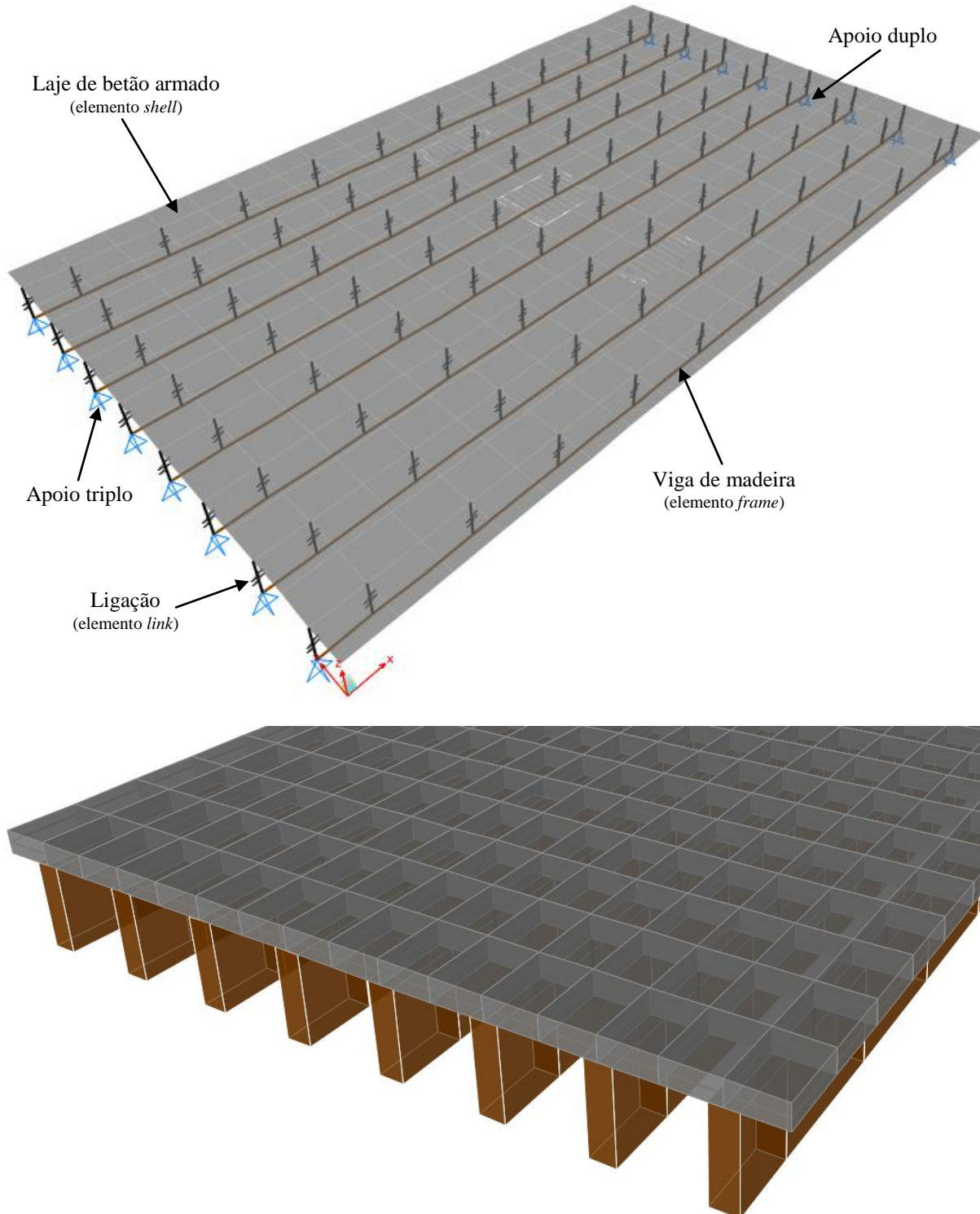


Figura B.1 – Representação esquemática da modelação.

B.2 Caracterização dos elementos

Os tabuleiros foram modelados utilizando elementos *frame* para definir as vigas de madeira e elementos *shell* para definir a laje de betão armado. A ligação entre as vigas de madeira e a laje de betão armado é assegurada por elementos *link*. Todos os elementos são considerados como tendo comportamento elástico-linear. Seguidamente faz-se uma breve caracterização de cada um destes elementos. Mais informação pode ser encontrada, por exemplo, no manual do software SAP2000® – “*CSI Analysis Reference Manual*” (CSI, 2011).

Elemento *frame*

O elemento *frame* é um elemento de Euler-Bernoulli linear situado sobre o eixo (baricêntrico) da peça linear prismática e homogénea que representa. Apresenta, portanto, rigidez constante ao longo do seu comprimento – secção transversal: 280x970 mm e módulo de elasticidade: 12,6 GPa. O modelo apresentado na Figura B.1 inclui 88 elementos *frame* (11 por cada viga de madeira) uniformes (72 de comprimento 1.500 mm e 16 de comprimento 750 mm).

O elemento *frame* apresenta dois nós apenas, situados nas suas extremidades, ou seja, no baricentro das secções de extremidade da peça linear. São nós exteriores através dos quais são estabelecidas as ligações com outros elementos ou apoios. Cada nó apresenta, geralmente, seis graus de liberdade (três translações e três rotações). No modelo da Figura B.1 os nós dos elementos *frame* nos topos de cada viga de madeira apresentam alguns graus de liberdade restringidos, constituindo apoios triplos (num dos topos) e duplos (no topo oposto). Nos apoios triplos a translação vertical (segundo o eixo dos *zz*) e as translações horizontais (em ambas as direcções longitudinal e transversal do tabuleiro) estão impedidas, mantendo-se apenas desimpedidas as rotações; nos apoios duplos, restringem-se também a translação vertical e a translação horizontal na direcção transversal do tabuleiro (segundo o eixo dos *yy*), mantendo-se desimpedidas a translação horizontal na direcção longitudinal do tabuleiro (segundo o eixo dos *xx*) e as rotações.

Elemento *shell*

O elemento *shell* é um elemento de Kirchhoff quadrangular plano de quatro nós, nos cantos, situado sobre a superfície média da laje de betão armado que representa. Este elemento resulta da combinação dos elementos *plate* e *membrane* de espessura constante e homogéneos. No modelo da Figura B.1, estas espessuras são iguais entre si e valem 250 mm. O módulo de elasticidade do elemento *shell* é igual a 33 GPa.

Os elementos *shell* do modelo da Figura B.1 apresentam 750 mm comprimento, na direcção longitudinal do tabuleiro, e largura, na direcção transversal do tabuleiro, igual a metade da distância entre os eixos das viga de madeira, num total de 320 elementos (20x16,

respetivamente segundo o eixo dos xx e dos yy). Deste modo, para cada um dos nós da partição das vigas de madeira há um nó da partição da laje de betão armado, com iguais coordenadas no plano xy . Porém, os nós dos elementos *frame* e *shell* estão situados em planos distintos, paralelos, e afastados entre si de metade da soma da espessura da laje de betão armado e da altura das vigas de madeira.

Elemento *link*

O elemento *link* estabelece uma ligação entre dois nós, designados na Figura B.2 pelas letras *i* e *j*, correspondentes a nós sobrepostos da partição dos elementos *frame* e *shell*. O modelo apresentado na Figura B.1 contém 96 elementos *link* (um para cada nó dos elementos *frame*). As ligações introduzidas por este elemento são de três tipos: rígidas, *i.e.* constrangimentos, elásticas e livres.

A Figura B.2 apresenta um desenho esquemático do elemento *link* para o caso do modelo da Figura B.1. Este elemento é composto por seis molas (desacopladas), cujas deformações estão associadas ao movimento dos nós: (i) deformação axial segundo o eixo dos zz , (ii-iii) corte nos planos xz e yz , (iv-v) flexão nos planos xz e yz e (vi) torção em torno do eixo dos zz . No modelo considerado na Figura B.1, as ligações (molas) correspondentes a (i) e (iii) são rígidas e as correspondentes a (iv-vi) são livres. A segunda ligação corresponde ao corte no plano xz , que equivale ao escorregamento longitudinal na interface entre as vigas de madeira e a laje de betão armado, admitindo-se que é elástica linear. Esta deformação (ou escorregamento) é dada por $d_{esc,x} = u_{xj} + \theta_{yj}d_{jz} - (u_{xi} - \theta_{yi}d_{iz})$, sendo u_{xj} e u_{xi} a translação na direção longitudinal e θ_{yj} e θ_{yi} a rotação em torno do eixo dos yy dos nós *j* e *i*, respetivamente, e d_{jz} e d_{iz} a distância da interface madeira-betão aos nós *j* e *i*, respetivamente (ver Figura B.2) – no modelo da Figura B.1, $d_{jz} = 125$ mm e $d_{iz} = 480$ mm. A rigidez do elemento *link* representa a rigidez longitudinal dos ligadores que compõe o sistema de ligação, sendo dada pelo valor do módulo de escorregamento $K_{ser} = 2.190.000$ N/mm dividido pela distância efetiva entre eles, $s = 1.500$ mm, vindo para o modelo da Figura B.1 $k_{ser} = 1.460$ N/mm/mm e $k_u = 973$ N/mm/mm.

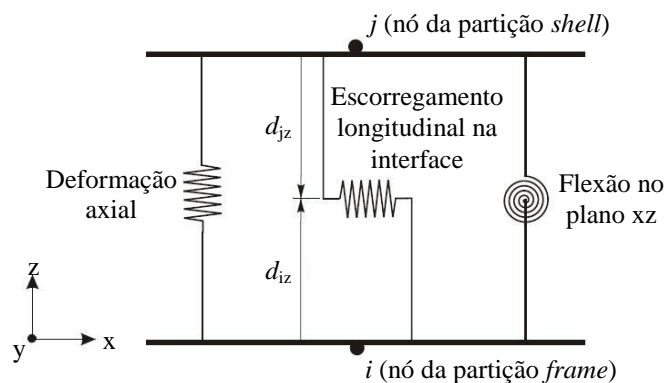


Figura B.2 – Representação de três das seis molas do elemento *link*.

Fonte: (CSI, 2011)

B.3 Exemplo de carga e respectivos esforços

Considera-se, como exemplo, o modelo de carga (A) identificado na Tabela 4.7, onde uma das condições de dimensionamento é a maximização do momento fletor na direção longitudinal (*i.e.* em torno do eixo dos $yy - M_y$), e a condição de aplicação das cargas refere a aplicação de todas as cargas verticais móveis a meio-vão do tabuleiro.

Nesse sentido, a Figura B.3 mostra o posicionamento das cargas pontuais Q_1 devidas ao tráfego rodoviário, de acordo com o esquema de cargas definido na Figura 4.12. No que diz respeito às cargas uniformemente distribuídas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais (aplicadas nos próprios elementos) e à ação do tráfego (aplicadas sobre o elemento tipo *shell*), que também são contabilizadas para este modelo de carga, não são representadas na Figura B.3.

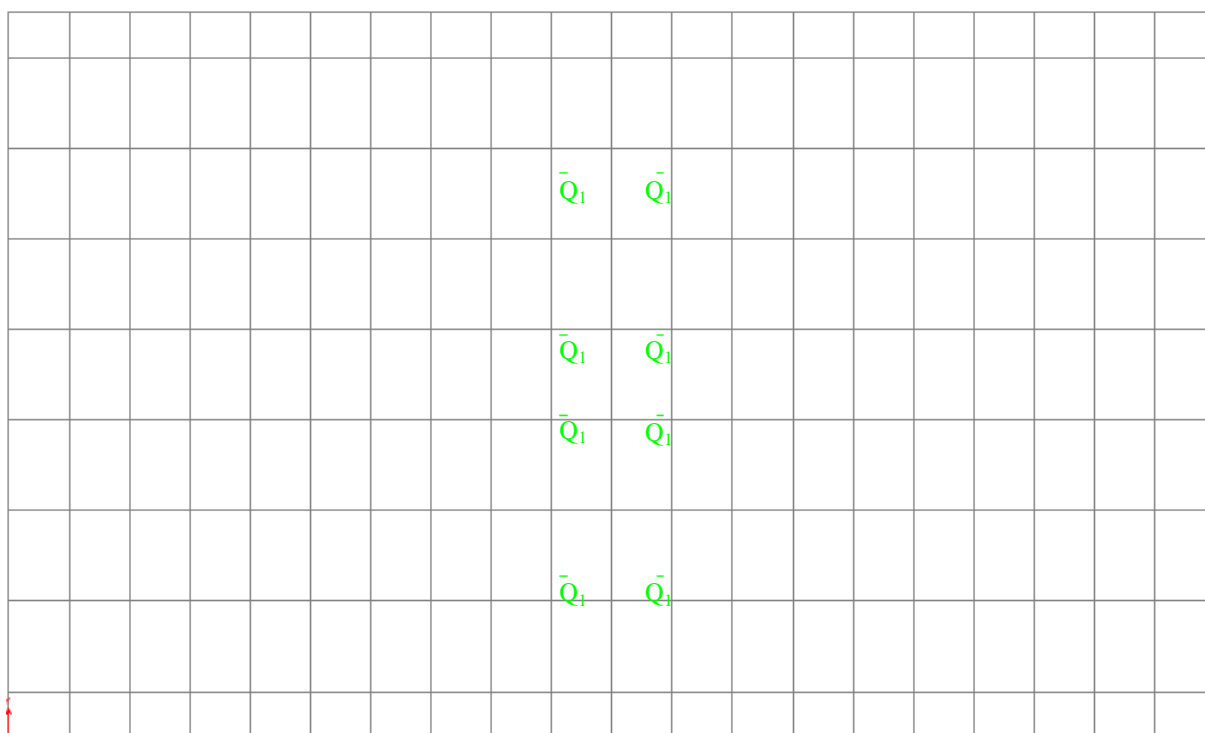


Figura B.3 – Representação esquemática do posicionamento das cargas pontuais devidas ao tráfego rodoviário.

Para o carregamento anterior, conforme o que se apresenta no Anexo E (ver Tabela E.2), o momento fletor máximo na direção longitudinal, M_y , é igual a 1.520 kNm, resultando da soma de três valores obtidos a partir do modelo:

- $M_{y,\text{betão}} = 158,03$ kNm – corresponde ao momento fletor na laje de betão armado;
- $M_{y,\text{madeira}} = 355,42$ kNm – corresponde ao momento fletor na viga de madeira;
- $M_{y,\text{binário}} = 1.006,65$ kNm – corresponde ao momento fletor devido ao esforço axial no plano médio da laje e no baricentro das vigas, $M_{y,\text{binário}} = F \times (h_t/2 + h_c/2) = 1.650,25 \times 0,61$.

ANEXO C – RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DE SUSTENTABILIDADE

Seguidamente apresentam-se tabelas onde se incluem os resultados parciais da avaliação de sustentabilidade efetuada neste estudo, cujos valores finais foram apresentados e analisados na secção 5.2.4.

C.1 Estudo de Caso I

Tabela C.1 – Impacto ambiental da fase de produção de materiais, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão	Aço para armaduras	
AD	kg SO ₂ eq	93,3	29,9%	70,1%	
AG	kg CO ₂ eq	35600	47,0%	53,0%	
DA	kg Sb eq	199	18,7%	81,3%	
DO	kg CFC-11 eq	0,00127	43,7%	56,3%	
ET	kg PO ₄ eq	17,8	24,8%	75,2%	
OF	kg C ₂ H ₄ eq	11,5	9,4%	90,6%	

TABULEIRO PROPOSTO					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão	Aço para armaduras/ligações	Madeira lamelada colada
AD	kg SO ₂ eq	80,9	22,0%	26,0%	52,0%
AG	kg CO ₂ eq	24200	44,2%	25,0%	30,8%
DA	kg Sb eq	134	17,8%	38,9%	43,3%
DO	kg CFC-11 eq	0,00126	28,2%	18,3%	53,5%
ET	kg PO ₄ eq	13,9	20,3%	30,9%	48,8%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	7,07	9,8%	47,2%	43,0%

Tabela C.2 – Impacto ambiental da fase de construção, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão pronto	Vigas de betão pré-fabricadas	Vigas de bordadura	Aço para armaduras
AD	kg SO ₂ eq	4,02	27,4%	57,2%	9,5%	5,9%
AG	kg CO ₂ eq	917	21,2%	62,2%	10,2%	6,4%
DA	kg Sb eq	5,83	21,2%	62,1%	10,3%	6,4%
DO	kg CFC-11 eq	0,000138	21,2%	62,1%	10,3%	6,4%
ET	kg PO ₄ eq	0,865	28,6%	56,3%	9,3%	5,8%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,127	26,2%	58,1%	9,7%	6,0%

TABULEIRO PROPOSTO						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão pronto	Vigas de madeira lamelada colada	Vigas de bordadura	Aço para armaduras/ligações
AD	kg SO ₂ eq	2,7	50,8%	26,3%	14,2%	8,7%
AG	kg CO ₂ eq	572	42,4%	30,8%	16,6%	10,2%
DA	kg Sb eq	3,64	42,4%	30,8%	16,6%	10,2%
DO	kg CFC-11 eq	0,0000861	42,4%	30,8%	16,6%	10,2%
ET	kg PO ₄ eq	0,591	52,4%	25,5%	13,7%	8,4%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,0846	49,5%	27,1%	14,3%	9,1%

Tabela C.3 – Impacto ambiental da fase de operação, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE								
Categoria de impacto	Unidade	Total	Inspecções visuais	Ação 1	Ação 2	Ação 3		
AD	kg SO ₂ eq	1,21	6,4%	1,3%	64,7%	27,6%		
AG	kg CO ₂ eq	321	7,2%	1,4%	60,7%	30,7%		
DA	kg Sb eq	2,04	7,1%	1,4%	60,8%	30,7%		
DO	kg CFC-11 eq	0,0000478	7,1%	1,4%	61,1%	30,4%		
ET	kg PO ₄ eq	0,249	6,1%	1,2%	66,4%	26,3%		
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,076	11,8%	2,4%	34,9%	50,9%		

TABULEIRO PROPOSTO								
Categoria de impacto	Unidade	Total	Inspecções visuais	Ação 1	Ação 2	Ação 3	Ação 4	Ação 5
AD	kg SO ₂ eq	1,56	5,0%	0,5%	37,6%	15,4%	21,4%	20,1%
AG	kg CO ₂ eq	424	5,4%	0,5%	34,5%	16,8%	23,3%	19,5%
DA	kg Sb eq	2,69	5,4%	0,5%	34,4%	16,8%	23,2%	19,7%
DO	kg CFC-11 eq	0,000063	5,4%	0,5%	34,8%	16,6%	23,1%	19,6%
ET	kg PO ₄ eq	0,318	4,8%	0,5%	39,0%	14,9%	20,6%	20,2%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,117	7,7%	0,8%	17,1%	24,0%	33,2%	17,2%

Tabela C.4 – Impacto ambiental da fase de desativação, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Transporte	Aterro	Reciclagem	
AD	kg SO ₂ eq	-51,54718	7,3%	2,5%	-90,2%	
AG	kg CO ₂ eq	-23438,527	3,4%	1,4%	-95,1%	
DA	kg Sb eq	-161,41427	3,2%	1,6%	-95,2%	
DO	kg CFC-11 eq	-0,002089753	5,4%	2,7%	-92,0%	
ET	kg PO ₄ eq	4,020582	8,8%	58,2%	-33,1%	
OF	kg C ₂ H ₄ eq	-7,113596	1,8%	1,1%	-97,1%	

TABULEIRO PROPOSTO						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Transporte	Aterro	Reciclagem	Reutilização
AD	kg SO ₂ eq	-58,2	9,4%	1,0%	-32,3%	-57,4%
AG	kg CO ₂ eq	-16390,7	6,7%	0,9%	-53,9%	-38,6%
DA	kg Sb eq	-118,1	6,0%	1,0%	-50,8%	-42,2%
DO	kg CFC-11 eq	0,0	10,6%	1,6%	-51,1%	-36,6%
ET	kg PO ₄ eq	-3,7	11,7%	24,1%	-12,3%	-51,8%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	-5,8	3,4%	0,6%	-47,8%	-48,3%

Tabela C.5 – Impacto ambiental do ciclo de vida, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Produção de materiais	Construção	Operação	Desativação
AD	kg SO ₂ eq	46,98282	62,2%	2,7%	0,8%	-34,3%
AG	kg CO ₂ eq	13399,473	59,1%	1,5%	0,5%	-38,9%
DA	kg Sb eq	45,45573	54,0%	1,6%	0,6%	-43,8%
DO	kg CFC-11 eq	-0,000633953	35,8%	3,9%	1,3%	-58,9%
ET	kg PO ₄ eq	22,934582	77,6%	3,8%	1,1%	17,5%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	4,589404	61,1%	0,7%	0,4%	-37,8%
TABULEIRO PROPOSTO						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Produção de materiais	Construção	Operação	Desativação
AD	kg SO ₂ eq	26,95385	56,4%	1,9%	1,1%	-40,6%
AG	kg CO ₂ eq	8805,31	58,2%	1,4%	1,0%	-39,4%
DA	kg Sb eq	22,20376	51,8%	1,4%	1,0%	-45,7%
DO	kg CFC-11 eq	2,03932E-05	45,0%	3,1%	2,3%	-49,6%
ET	kg PO ₄ eq	11,109381	75,1%	3,2%	1,7%	-20,0%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	1,4707681	54,1%	0,6%	0,9%	-44,4%

Tabela C.6 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro existente.

	Ano		
	1	2	3
Custo de construção, CC [€]	64.487,00	64.487,00	64.487,00
Inspeções visuais	0,00	88,76	88,76
Inspeções detalhadas	0,00	0,00	0,00
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	0,00	0,00	0,00
Custo de			
operação, CO			
[€]			
Substituição do pavimento	0,00	0,00	0,00
Substituição das juntas de dilatação	0,00	0,00	0,00
Substituição dos aparelhos de apoio	0,00	0,00	0,00
Reparação das vigas de bordadura	0,00	0,00	0,00
Substituição das guardas de segurança	0,00	0,00	0,00
Repintura dos guarda-corpos	0,00	0,00	0,00
Custo de desativação, CD [€]	0,00	0,00	0,00
TOTAL [€]	64.487,00	64.576,00	64.576,00

Tabela C.6 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro existente (cont.).

Ano							
4	5	6	7	8	9	10	11
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
170,82	170,82	246,69	246,69	316,84	316,84	381,69	381,69
0,00	263,02	263,02	263,02	263,02	263,02	479,20	479,20
0,00	65,75	65,75	65,75	65,75	65,75	119,80	119,80
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	797,84	797,84
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64.658,00	64.987,00	65.062,00	65.062,00	65.133,00	65.133,00	66.266,00	66.266,00
Ano							
12	13	14	15	16	17	18	19
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
441,65	441,65	497,09	497,09	548,34	548,34	595,73	595,73
479,20	479,20	479,20	656,88	656,88	656,88	656,88	656,88
119,80	119,80	119,80	164,22	164,22	164,22	164,22	164,22
797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
66.325,00	66.325,00	66.381,00	66.603,00	66.654,00	66.654,00	66.702,00	66.702,00
Ano							
20	21	22	23	24	25	26	27
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
784,14	784,14	813,74	813,74	841,11	841,11	866,41	866,41
656,88	656,88	656,88	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15
164,22	164,22	164,22	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04
1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4.785,74	4.785,74	4.785,74
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1.350,42	1.350,42	1.350,42
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	488,78	488,78	488,78
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	713,10	713,10	713,10
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67.429,00	67.429,00	67.459,00	68.168,00	68.195,00	75.878,00	75.904,00	75.904,00

Tabela C.6 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro existente (cont.).

Ano							
28	29	30	31	32	33	34	35
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
784,14	784,14	813,74	813,74	841,11	841,11	866,41	866,41
1.224,15	1.224,15	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.102,72
306,04	306,04	255,41	255,41	255,41	255,41	255,41	275,68
1.336,83	1.336,83	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74
1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75.821,00	75.821,00	75.962,00	75.962,00	75.989,00	75.989,00	76.015,00	76.116,00
Ano							
36	37	38	39	40	41	42	43
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
889,80	889,80	911,43	911,43	931,42	931,42	949,91	949,91
1.102,72	1.102,72	1.102,72	1.102,72	1.169,37	1.169,37	1.169,37	1.169,37
275,68	275,68	275,68	275,68	292,34	292,34	292,34	292,34
1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74
1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76.139,00	76.139,00	76.161,00	76.161,00	76.510,00	76.510,00	76.529,00	76.529,00
Ano							
44	45	46	47	48	49	50	
64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00	64.487,00
967,00	967,00	982,81	982,81	997,42	997,42	997,42	997,42
1.169,37	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15
292,34	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04
1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74
1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42	1.350,42
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1.266,00
76.546,00	76.614,00	76.630,00	76.630,00	76.645,00	76.645,00	77.911,00	

Tabela C.7 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro proposto.

	Ano						
	1	2	3				
Custo de construção, CC [€]	63.739,00	63.739,00	63.739,00				
Inspeções visuais	0,00	91,41	178,44				
Inspeções detalhadas	0,00	0,00	0,00				
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	0,00	0,00	0,00				
Substituição do pavimento	0,00	0,00	0,00				
Custo de							
operação, CO							
[€]							
Proteção das vigas de madeira	0,00	0,00	0,00				
Substituição das juntas de dilatação	0,00	0,00	0,00				
Reparação da estrutura de betão armado	0,00	0,00	0,00				
Substituição dos aparelhos de apoio	0,00	0,00	0,00				
Reparação das vigas de bordadura	0,00	0,00	0,00				
Substituição das guardas de segurança	0,00	0,00	0,00				
Repintura dos guarda-corpos	0,00	0,00	0,00				
Custo de desativação, CD [€]	0,00	0,00	0,00				
	TOTAL [€]	63.739,00	63.830,00	63.917,00			
Ano							
4	5	6	7	8	9	10	11
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
261,31	340,22	340,22	415,35	415,35	554,99	619,85	619,85
0,00	263,02	263,02	263,02	263,02	263,02	479,20	479,20
0,00	65,75	65,75	65,75	65,75	65,75	119,80	119,80
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	797,84	797,84
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64.000,00	64.408,00	64.408,00	64.483,00	64.483,00	64.623,00	65.756,00	65.756,00

Tabela C.7 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro proposto (cont.).

Ano							
12	13	14	15	16	17	18	19
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
681,60	740,40	796,38	849,69	849,69	900,44	948,77	994,78
479,20	479,20	479,20	656,88	656,88	656,88	656,88	
119,80	119,80	119,80	164,22	164,22	164,22	164,22	164,22
797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84	797,84
0,00	0,00	0,00	599,13	599,13	599,13	599,13	599,13
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
65.817,00	65.876,00	65.932,00	66.807,00	66.807,00	66.858,00	66.906,00	66.295,00
Ano							
20	21	22	23	24	25	26	27
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
1.038,60	1.038,60	1.080,31	1.120,03	1.157,85	1.193,87	1.193,87	1.228,15
802,93	802,93	802,93	802,93	802,93	922,96	922,96	922,96
200,73	200,73	200,73	200,73	200,73	230,74	230,74	230,74
1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83	1.336,83
599,13	599,13	599,13	599,13	599,13	599,13	599,13	599,13
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1.522,60	1.522,60	1.522,60
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4.785,74	4.785,74	4.785,74
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	600,19	600,19	600,19
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	488,78	488,78	488,78
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	713,10	713,10	713,10
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67.717,00	67.717,00	67.759,00	67.799,00	67.836,00	76.478,00	76.478,00	76.512,00

Tabela C.7 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro proposto (cont.).

Ano							
28	29	30	31	32	33	34	35
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
1.260,80	1.291,89	1.321,49	1.321,49	1.349,67	1.376,50	1.402,05	1.426,38
922,96	922,96	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.021,63	1.102,72
230,74	230,74	255,41	255,41	255,41	255,41	255,41	275,68
1.336,83	1.336,83	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96
599,13	599,13	931,81	931,81	931,81	931,81	931,81	931,81
1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74
600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76.545,00	76.576,00	77.426,00	77.426,00	77.454,00	77.481,00	77.506,00	77.632,00
Ano							
36	37	38	39	40	41	42	
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
1.426,38	1.449,54	1.471,60	1.492,60	1.512,60	1.512,60	1.531,64	
1.102,72	1.102,72	1.102,72	1.102,72	1.169,37	1.169,37	1.169,37	
275,68	275,68	275,68	275,68	292,34	292,34	292,34	
1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.700,96	1.946,95	1.946,95	1.946,95	
931,81	931,81	931,81	931,81	931,81	931,81	931,81	
1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	
600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
77.632,00	77.655,00	77.677,00	77.698,00	78.048,00	78.048,00	78.067,00	

Tabela C.7 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso I – tabuleiro proposto (cont.).

Ano							
43	44	45	46	47	48	49	50
63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00	63.739,00
1.549,76	1.567,02	1.583,46	1.583,46	1.599,11	1.614,01	1.628,20	1.628,20
1.169,37	1.169,37	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15	1.224,15
292,34	292,34	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04	306,04
1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95	1.946,95
931,81	931,81	1.116,53	1.116,53	1.116,53	1.116,53	1.116,53	1.116,53
1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60	1.522,60
4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74	4.785,74
600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19	600,19
488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78	488,78
713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10	713,10
345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11	345,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	203,00
78.085,00	78.102,00	78.372,00	78.372,00	78.387,00	78.402,00	78.416,00	78.619,00

Tabela C.8 – Impacto sociocultural do ciclo de vida, Estudo de Caso I.

TABULEIRO EXISTENTE		
Categoria de impacto	Fase de construção	Fase de operação
	[€]	[€]
CAC	482,00	106,00
COV	368,00	81,00
CA	1,00	0,00
TABULEIRO PROPOSTO		
Categoria de impacto	Fase de construção	Fase de operação
	[€]	[€]
CAC	482,00	106,00
COV	368,00	82,00
CA	1,00	0,00

C.2 Estudo de Caso II

Tabela C.9 – Impacto ambiental da fase de produção de materiais, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão	Aço para armaduras	
AD	kg SO ₂ eq	17,2	56,2%	43,8%	
AG	kg CO ₂ eq	7970	72,8%	27,2%	
DA	kg Sb eq	31,5	40,9%	59,1%	
DO	kg CFC-11 eq	0,000275	70,0%	30,0%	
ET	kg PO ₄ eq	3,06	49,8%	20,2%	
OF	kg C ₂ H ₄ eq	1,57	23,8%	76,2%	

TABULEIRO PROPOSTO					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão	Aço para armaduras/ligações	Toros
AD	kg SO ₂ eq	13,9	28,3%	63,4%	8,3%
AG	kg CO ₂ eq	5080	46,6%	50,0%	3,4%
DA	kg Sb eq	28,2	18,6%	77,2%	4,2%
DO	kg CFC-11 eq	0,000197	39,8%	48,9%	11,3%
ET	kg PO ₄ eq	2,68	23,2%	67,1%	9,7%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	1,71	8,9%	81,4%	9,7%

Tabela C.10 – Impacto ambiental da fase de construção, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão pronto	Aço para armaduras	
AD	kg SO ₂ eq	0,328	78,5%	21,5%	
AG	kg CO ₂ eq	72,1	62,0%	38,0%	
DA	kg Sb eq	0,458	62,3%	37,7%	
DO	kg CFC-11 eq	0,0000108	62,3%	37,7%	
ET	kg PO ₄ eq	0,0712	84,7%	18,3%	
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,0104	78,4%	21,6%	

TABULEIRO PROPOSTO					
Categoria de impacto	Unidade	Total	Betão pronto	Aço para armaduras/ligações	Toros
AD	kg SO ₂ eq	0,297	57,8%	23,8%	18,4%
AG	kg CO ₂ eq	78,4	38,0%	35,0%	27,0%
DA	kg Sb eq	0,496	38,3%	34,9%	26,8%
DO	kg CFC-11 eq	0,0000117	38,3%	34,9%	26,8%
ET	kg PO ₄ eq	0,0619	62,7%	21,1%	16,2%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,00945	57,8%	23,8%	18,4%

Tabela C.11 – Impacto ambiental da fase de operação, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE								
Categoria de impacto	Unidade	Total	Inspecções visuais	Ação 1	Ação 2	Ação 3		
AD	kg SO ₂ eq	0,419	46,3%	9,3%	35,2%	9,2%		
AG	kg CO ₂ eq	134	42,8%	8,6%	40,2%	8,4%		
DA	kg Sb eq	0,848	42,9%	8,6%	40,0%	8,5%		
DO	kg CFC-11 eq	0,0000198	42,6%	8,5%	40,3%	8,6%		
ET	kg PO ₄ eq	0,081	47,0%	9,4%	34,2%	9,4%		
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,0395	57,0%	11,4%	20,2%	11,4%		

TABULEIRO PROPOSTO								
Categoria de impacto	Unidade	Total	Inspecções visuais	Ação 1	Ação 2	Ação 3	Ação 4	Ação 5
AD	kg SO ₂ eq	0,429	33,9%	4,5%	25,8%	18,1%	9,1%	8,6%
AG	kg CO ₂ eq	137	31,4%	4,2%	29,5%	16,8%	8,4%	9,7%
DA	kg Sb eq	0,866	31,5%	4,2%	29,4%	16,8%	8,4%	9,7%
DO	kg CFC-11 eq	0,0000202	31,3%	4,2%	29,6%	16,7%	8,4%	9,8%
ET	kg PO ₄ eq	0,0829	34,4%	4,6%	25,1%	18,4%	9,2%	8,3%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,0406	41,6%	5,5%	14,7%	22,2%	11,1%	4,9%

Tabela C.12 – Impacto ambiental da fase de desativação, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Transporte	Aterro	Reciclagem	
AD	kg SO ₂ eq	-6,01107	11,8%	2,6%	-85,6%	
AG	kg CO ₂ eq	-2761,844	8,3%	1,5%	-90,2%	
DA	kg Sb eq	-19,07911	7,7%	1,7%	-90,6%	
DO	kg CFC-11 eq	-0,000233843	12,7%	2,7%	-84,6%	
ET	kg PO ₄ eq	0,666192	12,4%	57,8%	-29,8%	
OF	kg C ₂ H ₄ eq	-0,8760657	3,2%	1,2%	-95,6%	

TABULEIRO PROPOSTO						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Transporte	Aterro	Reciclagem	Reutilização
AD	kg SO ₂ eq	-7,02762	18,1%	1,9%	-70,2%	-9,8%
AG	kg CO ₂ eq	-2867,1362	17,1%	1,1%	-77,9%	-3,8%
DA	kg Sb eq	-20,093228	15,9%	1,3%	-79,0%	-3,8%
DO	kg CFC-11 eq	-0,000182911	30,3%	1,8%	-63,5%	-4,3%
ET	kg PO ₄ eq	0,5510783	18,3%	44,3%	-25,5%	-11,9%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	-1,127686	5,2%	0,9%	-81,0%	-12,9%

Tabela C.13 – Impacto ambiental do ciclo de vida, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Produção de materiais	Construção	Operação	Desativação
AD	kg SO ₂ eq	11,93593	71,8%	1,4%	1,7%	-25,1%
AG	kg CO ₂ eq	5414,256	72,9%	0,7%	1,2%	-25,3%
DA	kg Sb eq	13,72689	60,7%	0,9%	1,6%	-36,8%
DO	kg CFC-11 eq	7,17569E-05	51,0%	2,0%	3,7%	-43,3%
ET	kg PO ₄ eq	3,878392	78,9%	1,8%	2,1%	17,2%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,7438343	62,9%	0,4%	1,6%	-35,1%
TABULEIRO PROPOSTO						
Categoria de impacto	Unidade	Total	Produção de materiais	Construção	Operação	Desativação
AD	kg SO ₂ eq	7,30138	64,2%	1,4%	2,0%	-32,5%
AG	kg CO ₂ eq	2349,8638	62,2%	1,0%	1,7%	-35,1%
DA	kg Sb eq	8,972772	56,8%	1,0%	1,7%	-40,5%
DO	kg CFC-11 eq	3,42891E-05	47,8%	2,8%	4,9%	-44,4%
ET	kg PO ₄ eq	3,3139783	79,4%	1,8%	2,5%	16,3%
OF	kg C ₂ H ₄ eq	0,622914	59,2%	0,3%	1,4%	-39,1%

Tabela C.14 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro existente.

	Ano						
	1	2	3				
Custo de construção, CC [€]	6.132,00	6.132,00	6.132,00				
Inspeções visuais	0,00	59,17	59,17				
Inspeções detalhadas	0,00	0,00	0,00				
Custo de operação, CO [€]							
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	0,00	0,00	0,00				
Substituição do pavimento	0,00	0,00	0,00				
Reparação da estrutura de betão armado	0,00	0,00	0,00				
Repintura dos guarda-corpos	0,00	0,00	0,00				
Custo de desativação, CD [€]	0,00	0,00	0,00				
TOTAL [€]	6.132,00	6.191,00	6.191,00				
Ano							
4	5	6	7	8	9	10	11
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
113,88	113,88	164,46	164,46	211,22	211,22	254,46	254,46
0,00	131,51	131,51	131,51	131,51	131,51	239,60	239,60
0,00	32,88	32,88	32,88	32,88	32,88	59,90	59,90
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	259,42	259,42
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6.246,00	6.410,00	6.461,00	6.461,00	6.508,00	6.508,00	6.945,00	6.945,00

Tabela C.14 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro existente (cont.).

Ano							
12	13	14	15	16	17	18	19
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
294,43	294,43	331,39	331,39	365,56	365,56	397,15	397,15
239,60	239,60	239,60	328,44	328,44	328,44	328,44	328,44
59,90	59,90	59,90	82,11	82,11	82,11	82,11	82,11
259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6.985,00	6.985,00	7.022,00	7.133,00	7.168,00	7.168,00	7.199,00	7.199,00
Ano							
20	21	22	23	24	25	26	27
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
426,36	426,36	453,37	453,37	478,34	478,34	501,42	501,42
401,46	401,46	401,46	401,46	401,46	461,48	461,48	461,48
100,37	100,37	100,37	100,37	100,37	115,37	115,37	115,37
434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	729,98	729,98	729,98
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7.495,00	7.495,00	7.522,00	7.522,00	7.547,00	8.639,00	8.662,00	8.662,00
Ano							
28	29	30	31	32	33	34	35
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
522,76	522,76	542,50	542,50	560,74	560,74	577,61	577,61
461,48	461,48	510,81	510,81	510,81	510,81	510,81	551,36
115,37	115,37	127,70	127,70	127,70	127,70	127,70	137,84
434,67	434,67	553,06	553,06	553,06	553,06	553,06	553,06
729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8.684,00	8.684,00	8.883,00	8.883,00	8.902,00	8.902,00	8.919,00	8.969,00

Tabela C.14 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro existente (cont.).

Ano							
36	37	38	39	40	41	42	43
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
593,20	593,20	607,62	607,62	620,95	620,95	633,27	633,27
551,36	551,36	551,36	551,36	584,69	584,69	584,69	584,69
137,84	137,84	137,84	137,84	146,17	146,17	146,17	146,17
553,06	553,06	553,06	553,06	633,05	633,05	633,05	633,05
729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8.985,00	8.985,00	8.999,00	8.999,00	9.134,00	9.134,00	9.147,00	9.147,00
Ano							
44	45	46	47	48	49	50	
6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00	6.132,00
644,67	644,67	655,20	655,20	664,95	664,95	664,95	664,95
584,69	612,08	612,08	612,08	612,08	612,08	612,08	612,08
146,17	153,02	153,02	153,02	153,02	153,02	153,02	153,02
633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	633,05
729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98	729,98
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	367,00
9.158,00	9.192,00	9.203,00	9.203,00	9.212,00	9.212,00	9.212,00	9.579,00

Tabela C.15 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro proposto.

	Ano		
	1	2	3
Custo de construção, CC [€]	7.048,00	7.048,00	7.048,00
Inspeções visuais	0,00	60,94	118,96
Inspeções detalhadas	0,00	0,00	0,00
Custo de operação, CO [€]			
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	0,00	0,00	0,00
Substituição do pavimento	0,00	0,00	0,00
Proteção dos toros	0,00	0,00	0,00
Reparação da estrutura de betão armado	0,00	0,00	0,00
Repintura dos guarda-corpos	0,00	0,00	0,00
Custo de desativação, CD [€]	0,00	0,00	0,00
TOTAL [€]	7.048,00	7.109,00	7.167,00

Tabela C.15 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro proposto (cont.).

Ano							
4	5	6	7	8	9	10	11
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00
174,21	226,81	226,81	276,90	324,59	370,00	413,23	413,23
0,00	131,51	131,51	131,51	131,51	131,51	239,60	239,60
0,00	32,88	32,88	32,88	32,88	32,88	59,90	59,90
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	259,42	259,42
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7.222,00	7.439,00	7.439,00	7.489,00	7.537,00	7.582,00	8.020,00	8.020,00
Ano							
12	13	14	15	16	17	18	19
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00
454,40	493,60	530,92	566,46	566,46	600,29	632,51	663,19
239,60	239,60	239,60	328,44	328,44	328,44	328,44	328,44
59,90	59,90	59,90	82,11	82,11	82,11	82,11	82,11
259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42	259,42
0,00	0,00	0,00	129,38	129,38	129,38	129,38	129,38
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8.061,00	8.101,00	8.138,00	8.414,00	8.414,00	8.448,00	8.480,00	8.511,00
Ano							
20	21	22	23	24	25	26	27
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00
692,40	692,40	720,21	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69
401,46	401,46	401,46	401,46	401,46	461,48	461,48	461,48
100,37	100,37	100,37	100,37	100,37	115,37	115,37	115,37
434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67	434,67
129,38	129,38	129,38	129,38	129,38	129,38	129,38	129,38
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,27	62,27	62,27
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8.806,00	8.806,00	8.834,00	8.861,00	8.861,00	9.285,00	9.285,00	9.285,00

Tabela C.15 – Impacto económico do ciclo de vida, Estudo de Caso II – tabuleiro proposto (cont.).

Ano							
28	29	30	31	32	33	34	35
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00
746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69
461,48	461,48	510,81	510,81	510,81	510,81	510,81	551,36
115,37	115,37	127,70	127,70	127,70	127,70	127,70	137,84
434,67	434,67	553,06	553,06	553,06	553,06	553,06	553,06
129,38	129,38	201,21	201,21	201,21	201,21	201,21	201,21
62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9.285,00	9.285,00	9.537,00	9.537,00	9.537,00	9.537,00	9.537,00	9.588,00
Ano							
36	37	38	39	40	41	42	43
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00
746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69
551,36	551,36	551,36	551,36	584,69	584,69	584,69	584,69
137,84	137,84	137,84	137,84	146,17	146,17	146,17	146,17
553,06	553,06	553,06	553,06	633,05	633,05	633,05	633,05
201,21	201,21	201,21	201,21	201,21	201,21	201,21	201,21
62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9.588,00	9.588,00	9.588,00	9.588,00	9.709,00	9.709,00	9.709,00	9.709,00
Ano							
44	45	46	47	48	49	50	
7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	7.048,00	
746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	746,69	
584,69	612,08	612,08	612,08	612,08	612,08	612,08	
146,17	153,02	153,02	153,02	153,02	153,02	153,02	
633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	633,05	
201,21	241,10	241,10	241,10	241,10	241,10	241,10	
62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	62,27	
287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	287,37	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	141,00	
9.709,00	9.784,00	9.784,00	9.784,00	9.784,00	9.784,00	9.925,00	

Tabela C.16 – Impacto sociocultural do ciclo de vida, Estudo de Caso II.

TABULEIRO EXISTENTE		
Categoria de impacto	Fase de construção	Fase de operação
	[€]	[€]
CAC	482,00	49,00
COV	368,00	38,00
CA	1,00	0,00
TABULEIRO PROPOSTO		
Categoria de impacto	Fase de construção	Fase de operação
	[€]	[€]
CAC	482,00	49,00
COV	368,00	37,00
CA	1,00	0,00

ANEXO D – PLANOS-PADRÃO PARA O PROJETO DE TABULEIROS MISTOS MADEIRA-BETÃO

Os planos-padrão que se apresentam de seguida incluem os aspetos de conceção, dimensionamento, construção e conservação para as duas soluções-tipo de tabuleiros mistos madeira-betão desenvolvidas nesta tese. Na elaboração destes planos procurou-se apresentar a informação num formato que facilite, o mais possível, a consulta e compreensão por parte dos potenciais utilizadores.

Considerações gerais

Introdução

Os planos-padrão seguidamente apresentados referem-se à conceção, dimensionamento, construção e conservação de tabuleiros mistos madeira-betão (para um tempo de vida útil de 50 anos), que se destinam à aplicação em pontes rodoviárias com vãos, simples ou múltiplos, simplesmente apoiados. O primeiro objetivo destes planos é providenciar, à comunidade técnica nacional com responsabilidades no projeto de pontes, informações e diretrizes que auxiliem o projeto deste tipo de estruturas.

A elaboração dos planos-padrão foi efetuada de acordo com as normas vigentes na União Europeia e em Portugal, cumprindo todas as normas e regulamentos aplicáveis. Não obstante, a pessoa ou organização que use a informação aqui presente no projeto de um tabuleiro misto madeira-betão responsabiliza-se pela forma como a aplica a cada caso particular.

Tipologias de tabuleiros mistos madeira-betão consideradas

Os planos-padrão incluem duas tipologias de tabuleiros mistos madeira-betão: solução-tipo I e solução-tipo II. A Tabela D.1 sumariza as principais características relativas a cada tipologia.

Materiais

Classes de resistência

Os planos-padrão adotam as classes de resistência dos materiais definidas nas normas aplicáveis, no caso da madeira lamelada colada (EN 14080), betão (NP EN 1992-1-1) e aço (armaduras para betão armado – NP EN 1992-1-1 e aço estrutural – NP EN 1993-1-1). Para os toros, por não existirem normas aplicáveis, as propriedades são definidas com base em estudos publicados (específicos para madeira de pinheiro-bravo): $f_{m,k} = 37,7$ MPa; $f_{t,0,k} = 22,6$ MPa; $f_{t,90,k} = 0,60$ MPa; $f_{c,0,k} = 25,6$ MPa; $f_{c,90,k} = 3,4$ MPa; $f_{v,k} = 3,6$ MPa; $E_t = 12,1$ GPa; $\rho_{t,k} = 485$ kg/m³. A Tabela D.1 indica as classes de resistência consideradas para os materiais.

Classe de risco das vigas de madeira

Os planos-padrão consideram que as vigas de madeira estão em condições referentes à classe de risco 2, de acordo com o definido na EN 1995-1-1.

Classe estrutural e classes de exposição dos elementos de betão armado

Os planos-padrão consideram que os tabuleiros são de classe estrutural S4 e incluem as classes de exposição XC1 a XC4 para os elementos de betão armado, de acordo com o definido na NP EN 1992-1-1.

Tratamento preservador dos elementos de madeira

Os planos-padrão indicam a necessidade de tratamento preservador nos elementos de madeira (ver Tabela D.1), devendo este ser executado de acordo com o preconizado na EN 599-1.

Dimensionamento

Ações

Os planos-padrão consideram ações (i) durante a fase de construção – peso próprio dos elementos e sobrecargas de construção, e (ii) durante o funcionamento em serviço – permanentes (peso próprio dos elementos) e variáveis (tráfego rodoviário e/ou pedonal, de acordo com o exposto nas secções 4 e 5 da EN 1991-2, e vento, conforme o referido na secção 8 da NP EN 1991-1-4).

Classe de serviço

Os planos-padrão consideram que os tabuleiros são de classe de serviço 2, de acordo com o definido na EN 1995-1-1.

Modelo de análise

Os planos-padrão adotam um modelo de análise que considera comportamento elástico-linear para todos os elementos que compõem a estrutura mista madeira-betão, incluindo o sistema de ligação. Os tabuleiros foram modelados através do método dos elementos finitos, por aplicação do *software* SAP2000®. E as

Considerações gerais

tensões nos elementos foram calculadas por aplicação do modelo de análise proposto no Anexo B da EN 1995-1-1 para estruturas mistas madeira-madeira.

Verificação dos ELU e dos ELS

A verificação dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Serviço dos elementos de madeira e betão armado considera, respetivamente, as normas EN 1995-1-1 e EN 1995-2 e EN 1992-2. Relativamente ao sistema de ligação, é necessário efetuar ensaios experimentais que permitam determinar as propriedades mecânicas a ser utilizadas para efeitos de dimensionamento.

Processo construtivo

O plano-padrão para a solução-tipo I não considera o escoramento dos tabuleiros ao solo, ao contrário do que se verifica no plano-padrão para a solução-tipo II (para vãos iguais ou superiores a 6 m).

Pormenorização construtiva e processo de execução

Os planos-padrão incluem um conjunto de pormenores construtivos e de execução, cujo principal objetivo é garantir a drenagem da água, o mais rápido possível, da superfície dos tabuleiros e evitar que os elementos de madeira estejam sujeitos a teores de água elevados e/ou expostos a humidades por longos períodos de tempo.

Plano de inspeção e manutenção

Os planos-padrão estabelecem a necessidade de procedimentos de inspeção e manutenção durante o tempo de vida útil dos tabuleiros.

NOTAS: - Todos os desenhos incluídos nos planos-padrão são à escala.

- Na solução-tipo II os elementos de madeira são representados por peças livres de defeitos, *i.e.* sem curvatura, adelgaçamento ou ovalidade.

Tabela D.1 – Principais características das tipologias consideradas.

		Solução-tipo I	Solução-tipo II
Tipologia de tabuleiro		“Viga-T”	“Viga-laje”
Tipo de produto de madeira		Madeira lamelada colada	Madeira maciça – toros
Espécie de madeira		Abeto, pinho silvestre, espruce-europeu ou douglas	Pinheiro-bravo
Tratamento preservador	Produto	Aquoso	
	Processo	em profundidade por pressão mais vácuo	superficial
Classes de resistência dos materiais	Madeira	GL 24h, GL 28h e GL 32h	ver página anterior
	Betão	C30/37, C35/45 e C40/50	
	Armaduras	$f_{yk} = 500$ MPa	
	Aço estrutural	S450	
Vão		10,0 a 20,0 m	4,0 a 10,0 m
Comprimento total		10,9 a 21,0 m	4,2 a 10,4 m
Largura		9,0 ou 5,5 m	5,0 m
Vigas / toros* (madeira)		b_t : 240 a 320 mm h_t : 620 a 1330 mm	Φ : 238 a 416 mm
Laje* (betão armado)		h_c : 190 a 340 mm	h_c : 150 a 220 mm

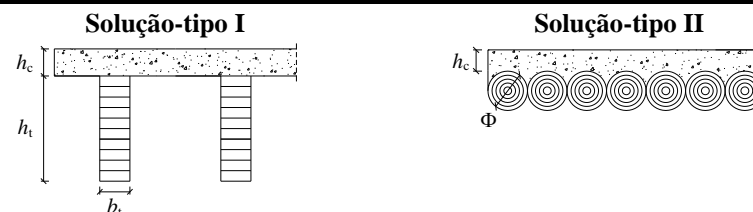
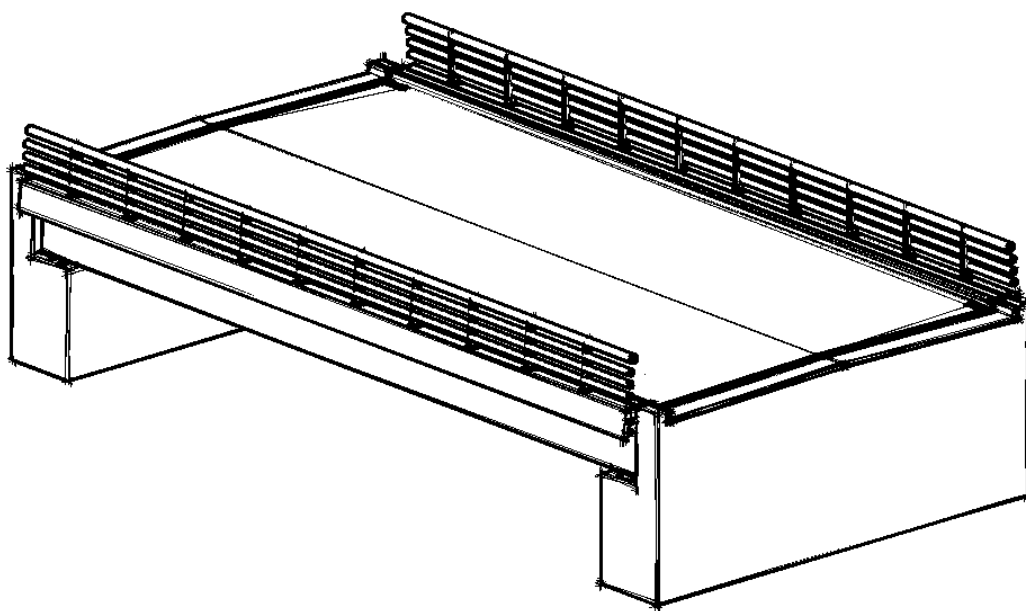


Figura D.1 – Secção transversal de ambas as soluções-tipo.

SOLUÇÃO-TIPO I

Sistema em “viga-T” com madeira lamelada colada



Apresentação

O plano-padrão para tabuleiros mistos madeira-betão adotando a solução-tipo I considera:

- Vãos entre 10 e 20 m;
- Largura de 9 m (1x1 vias de tráfego) ou 5,5 m (1 via de tráfego).

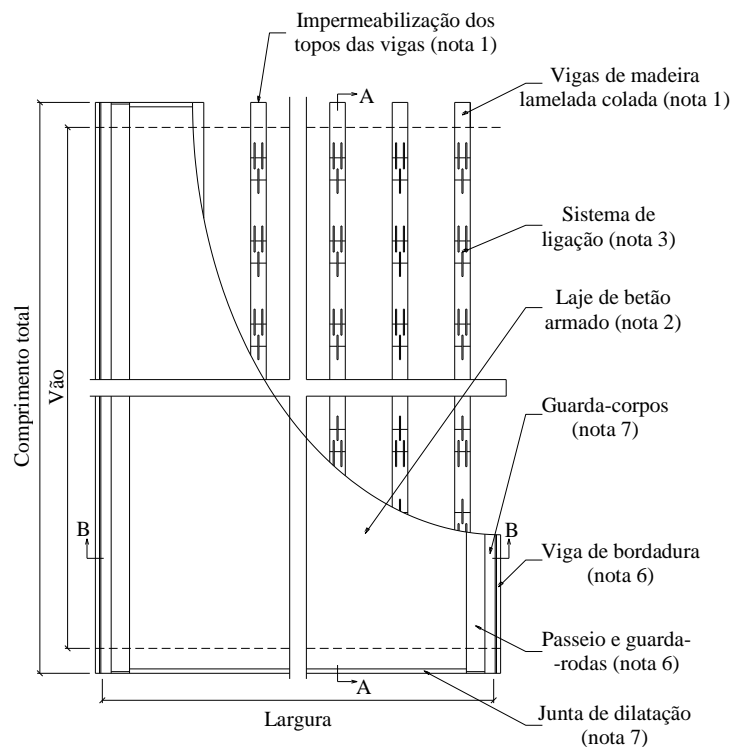


Figura D-I.1 – Planta do tabuleiro.

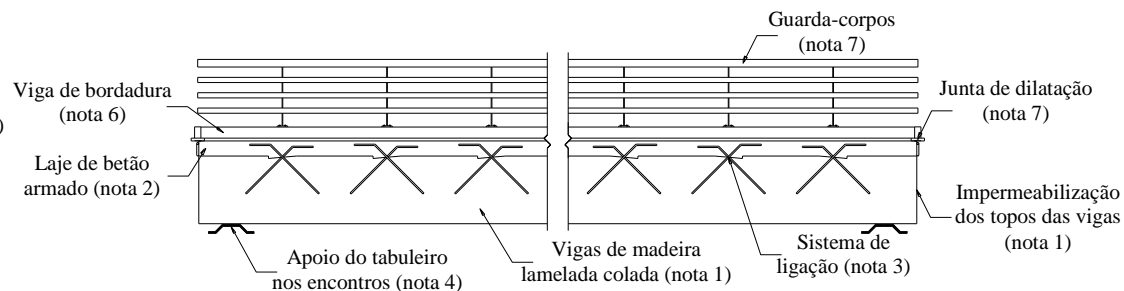


Figura D-I.2 – Secção longitudinal do tabuleiro (secção AA).

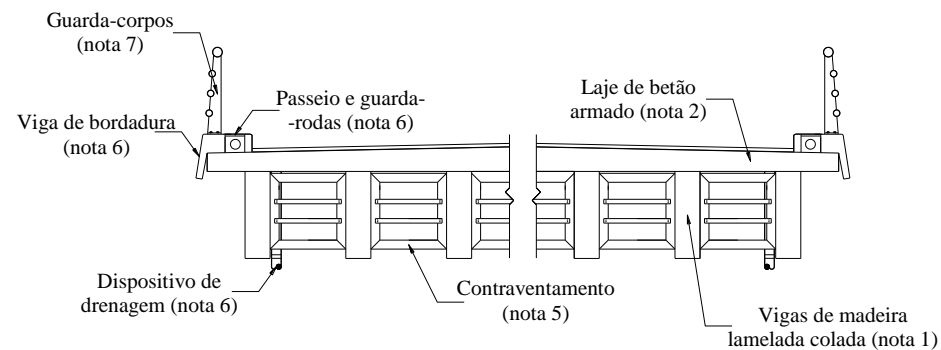


Figura D-I.3 – Secção transversal do tabuleiro (secção BB).

Apresentação

Notas

1. Vigas de madeira lamelada colada (ver Página 6):

- O fabrico das vigas tem de respeitar o disposto na NP EN 386, admitindo-se a utilização de madeira de abeto, pinho silvestre, espruce-europeu ou douglas;
- Consideram-se diferentes classes de resistência para a madeira lamelada colada: GL 24h, GL 28h e GL 32h;
- As vigas são sujeitas a tratamento preservador com produto aquoso aplicado em profundidade por pressão mais vácuo;
- As superfícies das vigas em contacto com betão são impermeabilizadas por aplicação da resina epóxi utilizada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação;
- Os topos das vigas são impermeabilizados por barramento com a resina epóxi utilizada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação ou através da aplicação de membranas impermeáveis compostas por uma mástique autoadesiva de betume modificado com polímeros.

2. Laje de betão armado (ver Página 7 e Página 8):

- Consideram-se diferentes classes de resistência para o betão (C30/37, C35/45 e C40/50), tendo o aço das armaduras uma tensão de cedência à tração $f_{yk} = 500$ MPa.

3. Sistema de ligação (ver Página 9):

- O sistema de ligação é constituído por varões de aço dispostos em “X” combinados com entalhes na madeira.

4. Apoio do tabuleiro nos encontros (ver Página 10 a Página 12):

- Os aparelhos de apoio são constituídos por uma chapa de aço (à qual são soldadas cavilhas em ambas as faces) e uma placa de neoprene tipo F;
- Todos os elementos metálicos são em aço da classe S450 (EN 10025-2), galvanizados de acordo com a ISO 2081.

5. Contraventamento e cofragem (ver Página 13 e Página 14):

- O contraventamento utiliza elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior;
- A cofragem é garantida por painéis de contraplacado e elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior.

6. Dispositivo de drenagem, vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas (ver Página 15):

- O dispositivo de drenagem é constituído por gárgulas de drenagem em aço galvanizado (incluindo grelha) e tubagem PEAD;
- As vigas de bordadura são constituídas por módulos de betão armado pré-fabricados, com 1,50 m de comprimento, ancorados à estrutura da laje;
- Os passeios são executados com uma argamassa de agregados leves revestida com argamassa de cimento esquadrelada e incluem tubo de PVC Φ 110 mm;
- Os guarda-rodas são constituídos por lancis de betão pré-fabricados, com 1 m de comprimento.

7. Guarda-corpos e juntas de dilatação (ver Página 16):

- Os guarda-corpos são materializados por uma grade metálica constituída por perfis de aço tubulares dispostos horizontalmente e elementos verticais ancorados às vigas de bordadura por intermédio de parafusos galvanizados;
- Utilizam-se juntas de betume modificado, que consistem na aplicação a quente de uma mistura de betume com elastómeros e agregados numa banda de pavimento.

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Apresentação (3/3) – Notas gerais

SOLUÇÃO-TIPO I

Página 5

Vigas de madeira lamelada colada

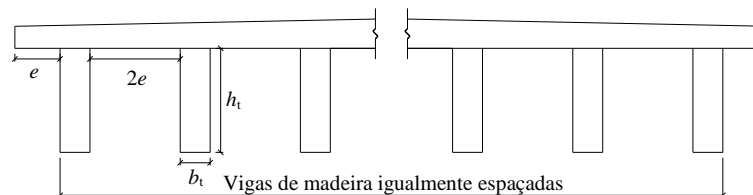


Figura D-I.4 – Secção transversal das vigas de madeira lamelada colada.

Tabela D-I.1 – Dimensões (em mm) das vigas de madeira lamelada colada.

Vão [m]	Largura = 9,0 m									Largura = 5,5 m								
	Classe GL 24h			Classe GL 28h			Classe GL 32h			Classe GL 24h			Classe GL 28h			Classe GL 32h		
	b_t	h_t	e	b_t	h_t	e	b_t	h_t	e	b_t	h_t	e	b_t	h_t	e	b_t	h_t	e
10	240	720	443	240	670	443	240	640	443	240	680	430	240	650	430	240	620	430
11	240	780	443	240	730	443	240	700	443	240	730	430	240	710	430	240	680	430
12	240	840	443	240	760	443	240	760	443	240	800	430	240	780	430	240	750	430
13	240	900	443	240	860	443	240	830	443	240	870	430	240	840	430	240	810	430
14	280	920	423	280	890	423	280	860	423	280	900	410	280	870	410	280	840	410
15	280	990	423	280	970	423	280	930	423	280	970	410	280	940	410	280	910	410
16	280	1060	423	280	1030	423	280	990	423	280	1040	410	280	1010	410	280	980	410
17	280	1140	423	280	1100	423	280	1060	423	280	1110	410	280	1080	410	280	1040	410
18	320	1170	403	320	1140	403	320	1090	403	320	1150	390	320	1120	390	320	1070	390
19	320	1250	403	320	1210	403	320	1160	403	320	1220	390	320	1190	390	320	1150	390
20	320	1330	403	320	1290	403	320	1250	403	320	1310	390	320	1280	390	320	1230	390

Nota

1. Para $b_t > 240$ mm poderá ser necessário importar as vigas de madeira lamelada colada, caso se verifique indisponibilidade de material nos produtores nacionais.

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Vigas de madeira lamelada colada (1/1)

SOLUÇÃO-TIPO I

Página 6

Laje de betão armado

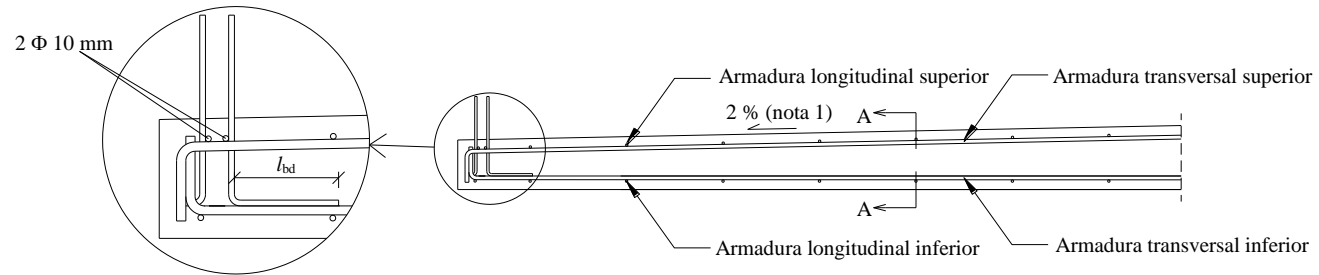


Figura D-I.5 – Secção transversal da laje de betão armado.

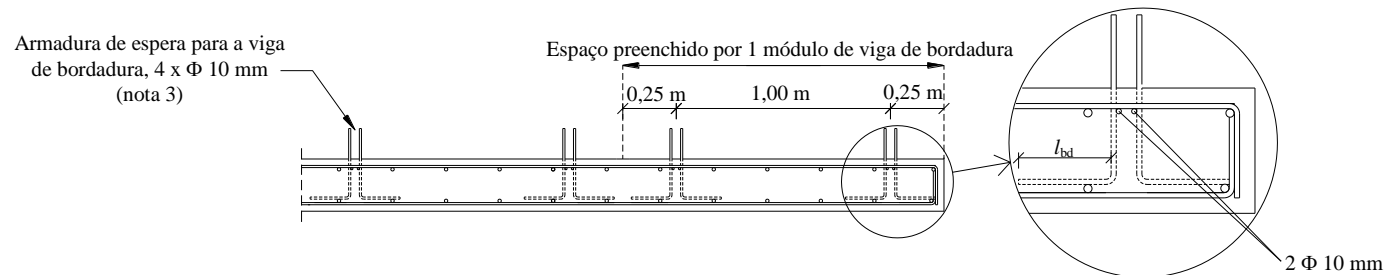


Figura D-I.6 – Secção longitudinal da laje de betão armado (secção AA).

Notas

1. A face superior tem uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal, a partir do seu eixo longitudinal;
2. O recobrimento das armaduras é o mesmo em todas as faces da laje;
3. Armaduras de espera dos maciços de ancoragem da viga de bordadura. Estes maciços (2 por cada módulo de viga) têm secção circular (Φ 100 mm) e os seus centros são espaçados 1 m (ver Figura D-I.6);
4. A Página 15 apresenta os detalhes da viga de bordadura.

Laje de betão armado

Tabela D-I.2 – Dimensionamento da laje de betão armado.

Vão [m]	h_c [mm]	Armadura longitudinal		Armadura transversal		
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	
					XC1	XC2 – XC4
10	190	Φ 10 // 0,40	Φ 12 // 0,20	Φ 12 // 0,20	Φ 12 // 0,20	Φ 12 // 0,15
11	200	Φ 10 // 0,40	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	
12	210	Φ 10 // 0,40	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	
13	220	Φ 10 // 0,40	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	Φ 12 // 0,15	
14	230	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,25	Φ 16 // 0,25	
15	250	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,25	Φ 16 // 0,25	
16	260	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,25	Φ 16 // 0,25	
17	270	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,25	Φ 16 // 0,25	
18	290	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,20	Φ 16 // 0,20	
19	310	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,20	Φ 16 // 0,20	
20	340	Φ 10 // 0,40	Φ 10 // 0,40	Φ 16 // 0,20	Φ 16 // 0,20	

Disposições construtivas:

- Recobrimento, $c_{nom} = \Phi + 10$ mm
- Diâmetro do mandril, $\Phi_m = 4\Phi$, se $\Phi \leq 16$ mm ; $\Phi_m = 7\Phi$, se $\Phi > 16$ mm
- Comprimento de amarração, $l_{bd} = h_c - 2c_{nom}$
- Comprimento de sobreposição, $l_0 = 104\Phi / f_{ctk,0,05}$

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Laje de betão armado (2/2)

SOLUÇÃO-TIPO I

Página 8

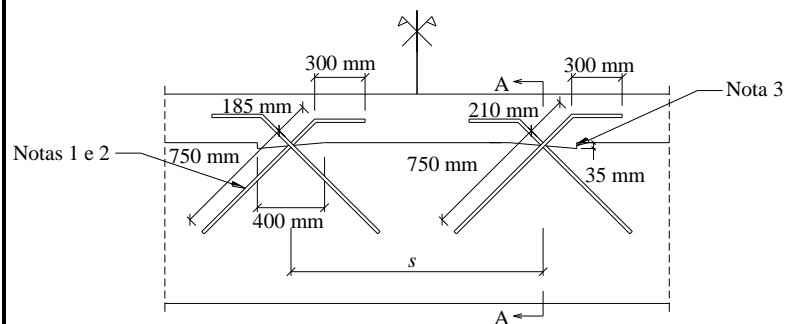


Figura D-I.7 – Secção longitudinal do sistema de ligação.

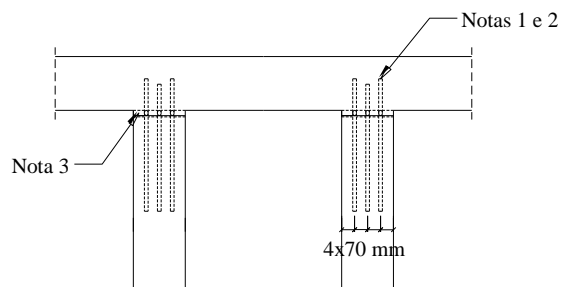


Figura D-I.8 – Secção transversal do sistema de ligação (secção AA).

Sistema de ligação

Tabela D-I.3 – Espaçamento entre ligadores e propriedades mecânicas do sistema de ligação.

Vão [m]	s [mm]	K_{ser} [N/mm]	k_{ser} [N/mm/mm]	k_u [N/mm/mm]
10	2.000		1.095	730
11	1.900		1.153	768
12	1.800		1.217	811
13	1.700		1.288	859
14	1.600		1.369	913
15	1.500	2.190.000	1.460	973
16	1.400		1.564	1.043
17	1.300		1.685	1.123
18	1.300		1.685	1.123
19	1.200		1.825	1.217
20	1.200		1.825	1.217

Notas

1. Varões de aço Φ 20 mm ($f_{yk} = 500$ MPa) posicionados com uma inclinação de, aproximadamente, 45° relativamente ao eixo longitudinal da viga – os varões apresentam uma configuração assimétrica (relativamente ao vão da viga) com o par de varões de tração inclinado na direção do apoio mais próximo;
2. Os varões são colocados na madeira, em furos Φ 24 mm, utilizando-se uma resina epóxi com tensão de aderência mínima de 4 MPa;
3. Os entalhes apresentam uma face vertical e outra inclinada – estes têm também uma configuração assimétrica (relativamente ao vão da viga) com a face vertical do lado do apoio mais próximo.

Apoio do tabuleiro nos encontros

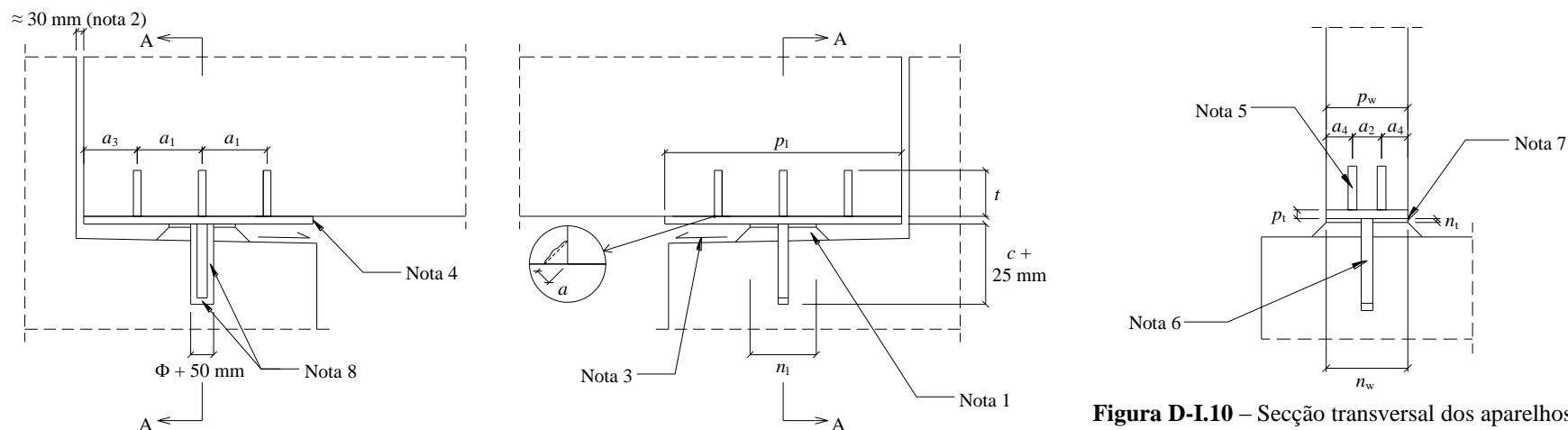


Figura D-I.9 – Secção longitudinal dos aparelhos de apoio em ambos os topos do tabuleiro.

Figura D-I.10 – Secção transversal dos aparelhos de apoio (secção AA).

Notas

1. O apoio das vigas de madeira lamelada colada é efetuado sobre maciços de betão armado pontuais (por viga), denominados banquetas, que permitem a sobre-elevação das vigas relativamente à superfície dos encontros – as banquetas têm uma altura mínima de 50 mm e as suas faces são chanfradas a 45°;
2. O afastamento entre os topos do tabuleiro e os muros de testa dos encontros é, no momento da construção, de cerca de 30 mm;
3. A superfície dos encontros tem uma inclinação de 2 % no sentido do vão do tabuleiro;
4. Chapa de aço do aparelho de apoio (à qual são soldadas cavilhas em ambas as faces);
5. Cavilhas superiores Φ 30 mm (soldadas na face superior da chapa de aço), coladas (em furos Φ 34 mm efetuados nas vigas de madeira lamelada colada) com a resina epóxi usada na colagem dos varões do sistema de ligação;
6. Cavilha inferior Φ 40 mm (soldada na face inferior da chapa de aço), posicionada em negativos, previamente deixados para o efeito, na estrutura dos encontros;
7. Placas de neoprene tipo F posicionadas sobre as banquetas sem qualquer tipo de ligação mecânica mas com a furação para receber as cavilhas inferiores;
8. Folga das cavilhas inferiores: (i) horizontal (na direção longitudinal do tabuleiro) de 50 mm e (ii) vertical de 25 mm.

Apoio do tabuleiro nos encontros

Largura do tabuleiro = 9,0 m

Tabela D-I.4 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio em tabuleiros com 9 m de largura.

Vão [m]	Chapa de aço							Cavilhas						Placa de neoprene		
								Superiores			Inferior					
	p_l	p_w	p_t	a_1	a_2	a_3	a_4	n.º linhas // fibras x n.º linhas \perp fibras Φ t a			Φ c a			n_l	n_w	n_t
							GL 24h	GL 28h	GL 32h	C30/37	C35/45	C40/50				
10	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	250	240	13
11	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	260	240	13
12	900	240	25	137,5	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	270	240	13
13	940	240	24	151	96	168	72	2x5 24 160 3	2x5 24 140 3	2x5 24 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	280	240	13
14	850	280	28	152,7	112	196	84	2x4 28 180 3	2x4 28 160 3	2x4 28 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	250	280	13
15	900	280	30	240	100	210	90	2x3 30 210 3	2x3 30 180 3	2x3 30 180 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	270	280	13
16	940	280	30	260	100	210	90	2x3 30 200 3	2x3 30 180 3	2x3 30 180 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	280	280	13
17	990	280	30	285	100	210	90	2x3 30 190 3	2x3 30 170 3	2x3 30 170 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	290	280	13
18	910	320	26	546	82	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	270	320	13
19	960	320	26	596	82	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	280	320	13
20	1020	320	26	656	82	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	300	320	13

Apoio do tabuleiro nos encontros

Largura do tabuleiro = 5,5 m

Tabela D-I.5 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio em tabuleiros com 5,5 m de largura.

Vão [m]	Chapa de aço							Cavilhas						Placa de neoprene		
								Superiores			Inferior					
	p_l	p_w	p_t	a_1	a_2	a_3	a_4	n.º linhas // fibras x n.º linhas \perp fibras Φ t a			Φ c a			n_l	n_w	n_t
							GL 24h	GL 28h	GL 32h	C30/37	C35/45	C40/50				
10	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	230	240	13
11	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	240	240	13
12	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	250	240	13
13	850	240	25	125	90	175	75	2x5 25 160 3	2x5 25 140 3	2x5 25 140 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	260	240	13
14	850	280	28	152,7	112	196	84	2x4 28 180 3	2x4 28 160 3	2x4 28 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	230	280	13
15	850	280	28	152,7	112	196	84	2x4 28 180 3	2x4 28 160 3	2x4 28 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	240	280	13
16	850	280	28	152,7	112	196	84	2x4 28 180 3	2x4 28 160 3	2x4 28 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	250	280	13
17	890	280	28	166	112	196	84	2x4 28 170 3	2x4 28 160 3	2x4 28 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	260	280	13
18	830	320	26	466	82	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	250	320	13
19	880	320	26	516	82	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	260	320	13
20	930	320	26	566	85	182	78	3x2 26 180 3	3x2 26 160 3	3x2 26 150 3	Φ 40 290 8	Φ 40 250 8	Φ 40 220 8	280	320	13

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Apoio do tabuleiro nos encontros (3/3)

SOLUÇÃO-TIPO I

Página 12

Contraventamento e cofragem

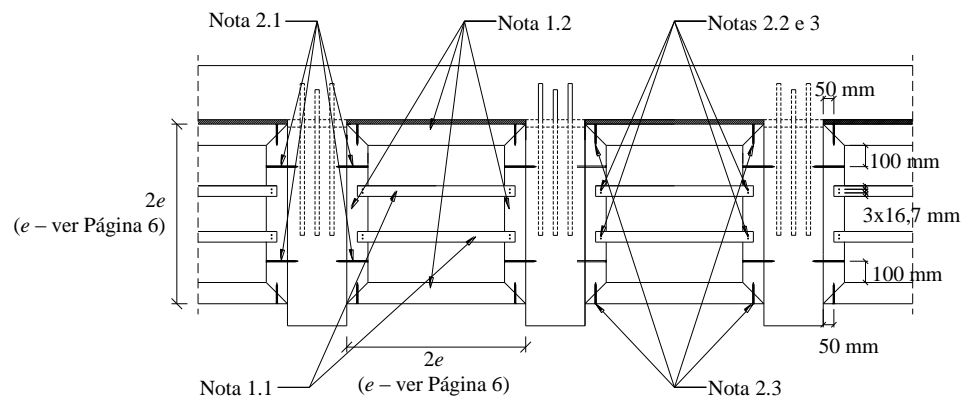


Figura D-I.11 – Secção transversal do contraventamento.

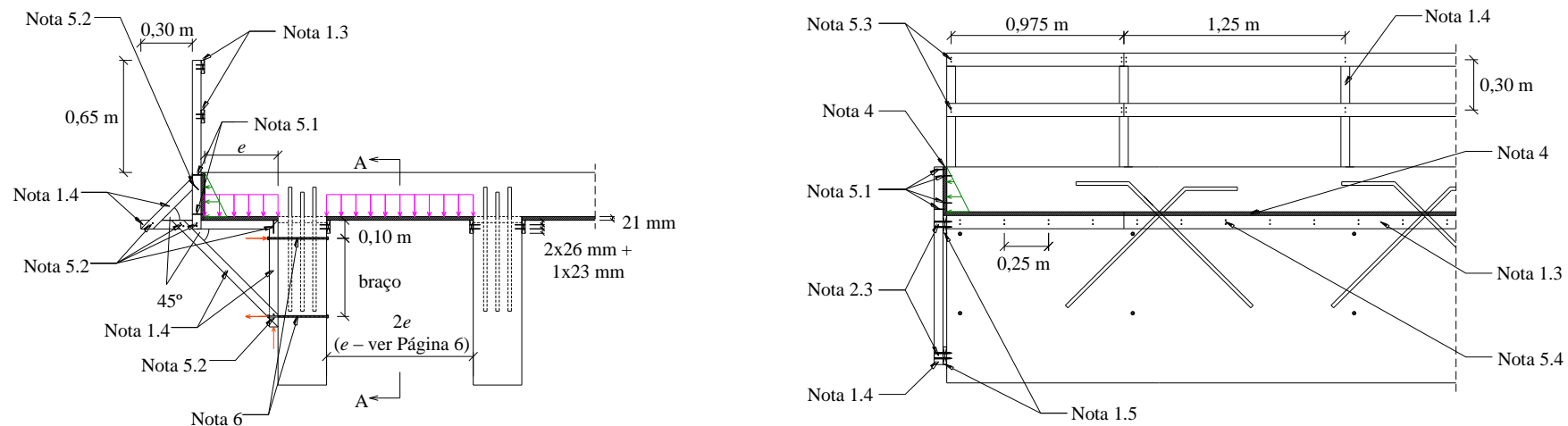


Figura D-I.12 – Secção transversal (à esquerda) e secção longitudinal, AA (à direita) da cofragem.

Contraventamento e cofragem

Notas

1. Elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior:

1.1 Secção 25x50 mm;

1.2 Secção 50x100 mm;

1.3 - se $10\text{ m} \leq \text{vão} \leq 13\text{ m}$, secção 20x65 mm;

- se $13\text{ m} < \text{vão} \leq 17\text{ m}$, secção 20x75 mm;

- se $17\text{ m} < \text{vão} \leq 20\text{ m}$, secção 20x90 mm;

1.4 Secção 50x50 mm;

1.5 Secção 21x100 mm.

2. Parafusos com cabeça de embeber:

2.1 6x150 mm (2un/ligação);

2.2 4x40 mm (2un/ligação);

2.3 6x100 mm (2un/ligação).

3. Entalhes na ligação entre os quadros de madeira e os elementos horizontais;

4. Pannel de contraplacado de cofragem 1125x2500 mm e 21 mm de espessura;

5. Pregos quadrados de aço macio:

5.1 Setia 12 Φ 2,8x60 mm (1un/ligação);

5.2 Galeota 10 Φ 3,4x75 mm (2un/ligação);

5.3 Fasquiado 6x13 Φ 2,4x50 mm (2un/ligação);

5.4 - se $10\text{ m} \leq \text{vão} \leq 13\text{ m}$, Fasquiado 6x13 Φ 2,4x50 mm (2un/ligação);

- se $13\text{ m} < \text{vão} \leq 17\text{ m}$, Galeota 10 Φ 3,4x75 mm (2un/ligação);

- se $17\text{ m} < \text{vão} \leq 20\text{ m}$, Setia 12 Φ 2,8x60 mm (2un/ligação).

6. Varões de aço com rosca métrica, galvanizados (incluindo anilhas planas e porcas sextavadas):

- se $10\text{ m} \leq \text{vão} \leq 13\text{ m}$, varões Φ 8 mm e anilhas/porcas M8;

- se $13\text{ m} < \text{vão} \leq 17\text{ m}$, varões Φ 10 mm e anilhas/porcas M10;

- se $17\text{ m} < \text{vão} \leq 20\text{ m}$, varões Φ 12 mm e anilhas/porcas M12.

7. Nos bordos longitudinais do tabuleiro, a estrutura de suporte dos painéis de cofragem inclui uma guarda de segurança para os trabalhadores;

8. Todas as furações nos elementos definitivos pertencentes à estrutura do tabuleiro, resultado da fixação dos elementos de suporte à cofragem, são colmatados (após a remoção de toda a cofragem) com a resina epóxi usada na colagem dos varões de aço do sistema de ligação.

Dispositivo de drenagem, vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas

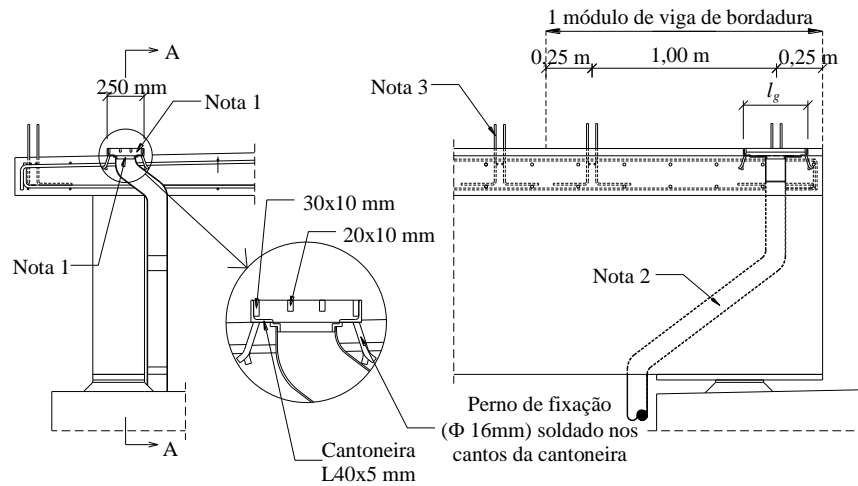


Figura D-I.13 – Seção transversal (à esquerda) e seção longitudinal, AA (à direita) do dispositivo de drenagem.

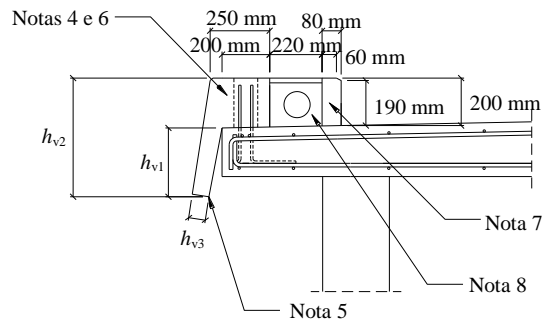


Figura D-I.14 – Seção transversal das vigas de bordadura, passeios e guarda-rodas.

Notas

- Gárgula de drenagem em aço galvanizado (incluindo grelha):
 - se $10 \text{ m} \leq \text{vão} < 15 \text{ m}$, $l_g = 250 \text{ mm}$;
 - se $15 \text{ m} \leq \text{vão} \leq 20 \text{ m}$, $l_g = 350 \text{ mm}$.
- Tubagem PEAD prolongada até uma cota inferior à superfície dos encontros:
 - se $10 \text{ m} \leq \text{vão} < 15 \text{ m}$, tubagem PEAD $\Phi 90 \text{ mm}$;
 - se $15 \text{ m} \leq \text{vão} \leq 20 \text{ m}$, tubagem PEAD $\Phi 110 \text{ mm}$.
- Armadura de espera para a viga de bordadura;
- As vigas de bordadura são constituídas por módulos de betão armado pré-fabricados com 1,50 m de comprimento, sendo as juntas entre os módulos seladas com argamassa de cimento-cola:
 - se $10 \text{ m} \leq \text{vão} \leq 13 \text{ m}$, $h_{v1} = 225 \text{ mm}$, $h_{v2} = 435 \text{ mm}$ e $h_{v3} = 55 \text{ mm}$;
 - se $13 \text{ m} < \text{vão} \leq 15 \text{ m}$, $h_{v1} = 290 \text{ mm}$, $h_{v2} = 500 \text{ mm}$ e $h_{v3} = 70 \text{ mm}$;
 - se $15 \text{ m} < \text{vão} \leq 17 \text{ m}$, $h_{v1} = 440 \text{ mm}$, $h_{v2} = 650 \text{ mm}$ e $h_{v3} = 100 \text{ mm}$;
 - se $17 \text{ m} < \text{vão} \leq 20 \text{ m}$, $h_{v1} = 610 \text{ mm}$, $h_{v2} = 820 \text{ mm}$ e $h_{v3} = 140 \text{ mm}$.
- As vigas de bordadura apresentam uma pingadeira ao longo de todo o seu desenvolvimento longitudinal;
- O plano definido pelo bordo extremo das vigas de bordadura e pela aresta mais exposta das vigas de madeira de extremidade faz um ângulo de, pelo menos, 30° com o plano vertical;
- Os guarda-rodas são constituídos por lancis de betão pré-fabricados, com 1 m de comprimento, assentes com argamassa de cimento;
- Os passeios são executados com uma argamassa de agregados leves revestida com argamassa de cimento esquarterada, e incluem tubo de PVC $\Phi 110 \text{ mm}$ para enchimento e eventual passagem de cablagem nos passeios.

Guarda-corpos e juntas de dilatação

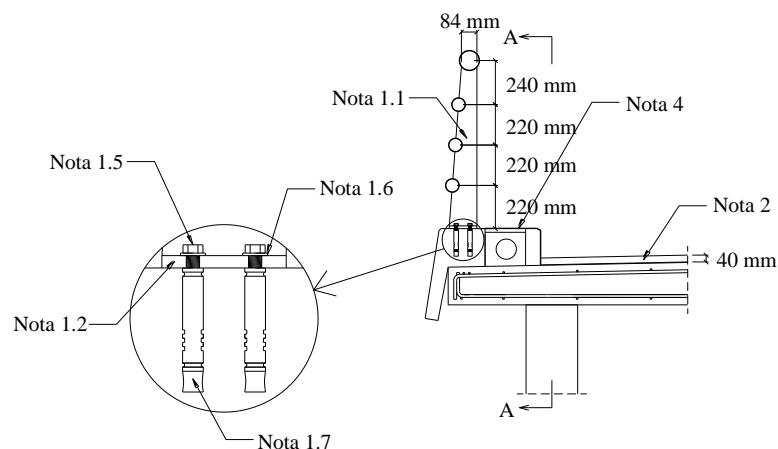


Figura D-I.15 – Secção transversal dos guarda-corpos e juntas de dilatação.

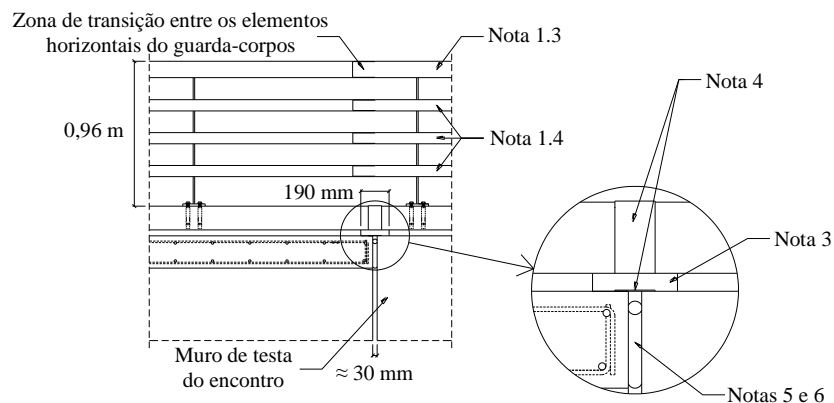


Figura D-I.16 – Secção longitudinal dos guarda-corpos e juntas de dilatação (secção AA).

Notas

1. Os guarda-corpos são materializados por uma grade metálica constituída por perfis de aço tubulares dispostos horizontalmente e elementos verticais ancorados às vigas de bordadura por intermédio de parafusos galvanizados:

- 1.1** Chapa de aço com 10 mm de espessura;
- 1.2** Chapa de aço 150x150 mm com 10 mm de espessura;
- 1.3** Perfil metálico tubular Φ 110 mm;
- 1.4** Perfil metálico tubular Φ 75 mm;
- 1.5** Parafuso de cabeça sextavada com rosca total métrica, galvanizado, classe 8.8, M16x110 mm;
- 1.6** Anilha de chapa galvanizada, M16;
- 1.7** Bucha de expansão M16x115 mm.

2. Pavimento em betão betuminoso com 40 mm de espessura;

3. Junta de dilatação de betume modificado;

4. Chapa metálica galvanizada, com 2,5 mm de espessura e 90 mm de largura, que desempenha a função de cofragem perdida (no espaço ocupado pelas vias de tráfego) e de proteção para evitar a penetração de lixos e detritos na zona de compatibilização entre passeios;

5. Cordão flexível de neoprene, Φ 40 mm, com uma inclinação transversal de 2 % relativamente à horizontal, colado a ambos os elementos de betão armado no espaço entre o topo da laje do tabuleiro e o muro de testa do encontro;

6. O cordão flexível de neoprene funciona (i) como batente do tabuleiro no encontro e (ii) como barreira às humidades que possam ultrapassar a junta de dilatação.

Processo de execução e Plano de inspeção e manutenção

Atividade 1

Preparação dos apoios: execução de banquetas sobre-elevadas (incluindo negativos para os aparelhos de apoio), onde as vigas de madeira lamelada colada se vão posicionar, e inclinação da superfície dos encontros.

Atividade 2

Colocação das placas de neoprene tipo F sobre as banquetas, sem qualquer tipo de ligação mecânica.

Atividade 3

Posicionamento das vigas de madeira lamelada colada sobre as placas de neoprene, com o auxílio de um meio de elevação de cargas (*e.g.* grua móvel).

Notas

3.1 As vigas são transportadas para obra completamente preparadas a ser instaladas, já incluindo o sistema de ligação, os elementos de aço dos aparelhos de apoio e a impermeabilização dos seus topos e das superfícies que entrarão em contacto com betão;

3.2 As vigas devem ser cuidadosamente manuseadas para evitar a sua danificação, utilizando-se, por exemplo, cintas de poliéster;

3.3 Não sujeitar, desnecessariamente, as vigas a condições climáticas mais severas do que as que são expectáveis de ocorrer após a estrutura concluída.

Atividade 4

Instalação dos elementos de contraventamento das vigas de madeira lamelada colada, nos topos do tabuleiro.

Atividade 5

Instalação da cofragem que serve de forma ao betão.

Atividade 6

Execução da armadura da laje e da armadura de espera para ancoragem posterior das vigas de bordadura.

Atividade 7

Instalação do dispositivo de drenagem.

Atividade 8

Betonagem da laje e vibração e cura do betão.

Atividade 9

Remoção dos elementos de cofragem e instalação das vigas de bordadura.

Atividade 10

Execução dos guarda-rodas e dos passeios e aplicação dos guarda-corpos.

Atividade 11

Aplicação do revestimento de betão betuminoso sobre a superfície da laje e execução das juntas de dilatação.

Atividades de inspeção e manutenção

Tabela D-I.6 – Plano de inspeção e manutenção.

Ação de inspeção/manutenção	Periodicidade [anos]
Inspeções visuais	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas	5
Limpeza das juntas de dilatação e dos apoios	5
Substituição do pavimento	10
Proteção das vigas de madeira lamelada colada	15
Reparação da face inferior da laje de betão armado	25
Substituição das juntas de dilatação e dos cordões de neoprene	25
Substituição das placas de neoprene dos apoios	25
Reparação das vigas de bordadura	25
Repintura dos guarda-corpos	25

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

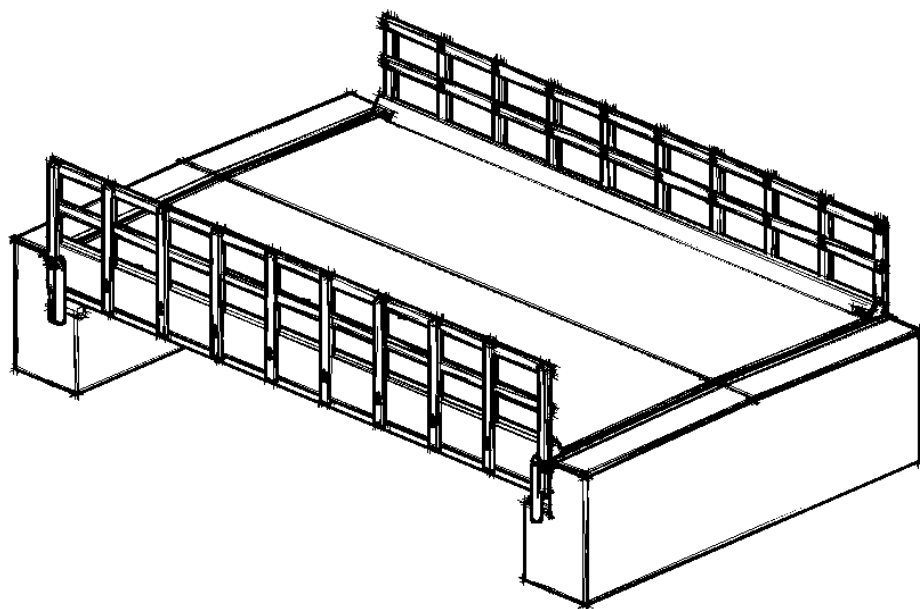
Processo de execução e Plano de inspeção e manutenção (1/1)

SOLUÇÃO-TIPO I

Página 17

SOLUÇÃO-TIPO II

Sistema em “viga-laje” com toros



Apresentação

O plano-padrão para tabuleiros mistos madeira-betão adotando a solução-tipo II considera:

- Vãos entre 4 e 10 m;
- Largura de 5 m (1 via de tráfego).

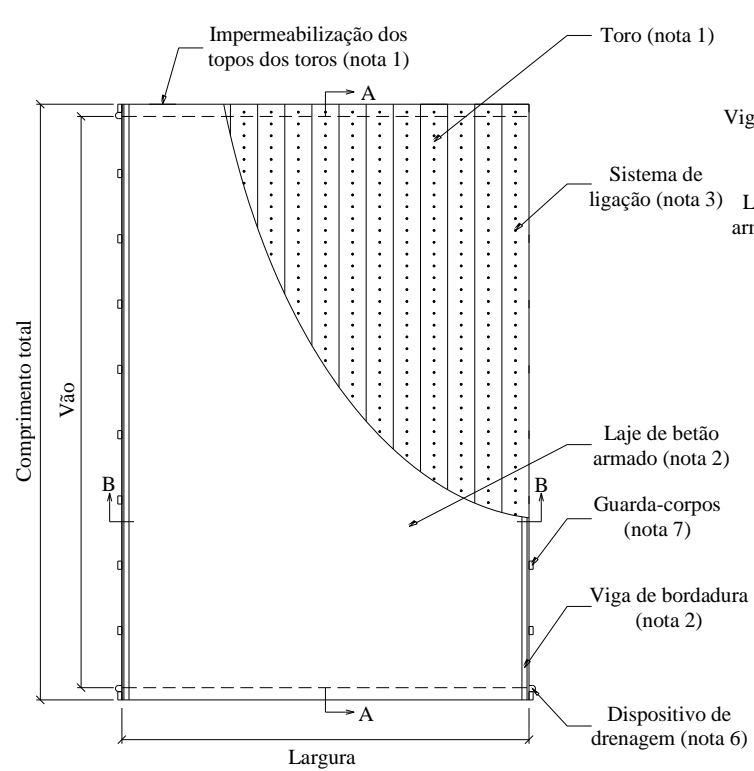


Figura D-II.1 – Planta do tabuleiro.

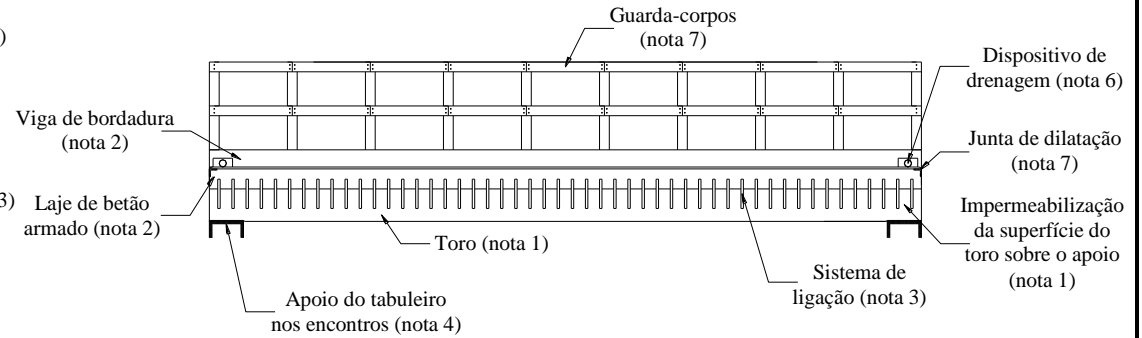


Figura D-II.2 – Secção longitudinal do tabuleiro (secção AA).

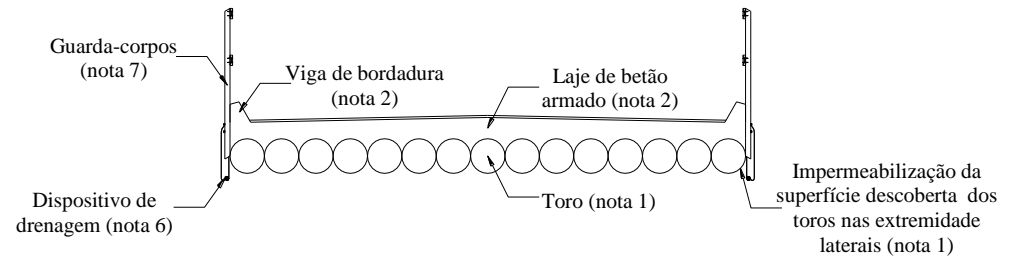


Figura D-II.3 – Secção transversal do tabuleiro (secção BB).

Apresentação

Notas

1. Toros (ver Página 21):

- Utilizam-se toros de pinheiro-bravo (*Pinus pinaster Ait.*), admitindo-se as seguintes propriedades mecânicas e físicas: $f_{m,k} = 37,7$ MPa; $f_{t,0,k} = 22,6$ MPa; $f_{t,90,k} = 0,60$ MPa; $f_{c,0,k} = 25,6$ MPa; $f_{c,90,k} = 3,4$ MPa; $f_{v,k} = 3,6$ MPa; $E_t = 12,1$ GPa; $\rho_{t,k} = 485$ kg/m³;
- Os toros têm de respeitar os requisitos geométricos impostos na Tabela D-II.1;
- Os toros são sujeitos a tratamento preservador com produto aquoso aplicado superficialmente;
- As superfícies dos toros em contacto com betão são impermeabilizadas por aplicação de película plástica em polietileno de média densidade – esta película é também responsável por selar eventuais folgas que podem surgir entre os toros devido à sua geometria cónica imperfeita (a dimensão das folgas não deve exceder os 20 mm);
- Os topos dos toros e a superfície dos toros sobre os apoios são impermeabilizados por barramento com uma resina epóxi ou através da aplicação de membranas impermeáveis compostas por uma mástique autoadesiva de betume modificado com polímeros, já a superfície exposta dos toros nas extremidades laterais é impermeabilizada por barramento com uma resina epóxi.

2. Laje de betão armado e vigas de bordadura (ver Página 22 e Página 23):

- Consideram-se diferentes classes de resistência para o betão (C30/37, C35/45 e C40/50), admitindo-se aço das armaduras com $f_{yk} = 500$ MPa;
- As vigas de bordadura são incorporadas na própria laje de betão armado, sendo betonadas em simultâneo.

3. Sistema de ligação (ver Página 24):

- O sistema de ligação é constituído por cavilhas de aço.

4. Apoio do tabuleiro nos encontros (ver Página 25 e Página 26):

- O apoio dos toros é garantido por placas de neoprene tipo F;
- A ligação do tabuleiro à estrutura dos encontros é assegurada por varões de aço embutidos em negativos previamente efetuados nos encontros.

5. Escoramento e cofragem (ver Página 27):

- O escoramento é assegurado por prumos metálicos, sendo indispensável para vãos iguais ou superiores a 6 m;
- A cofragem é garantida por painéis de contraplacado e elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior.

6. Dispositivo de drenagem (ver Página 28):

- O dispositivo de drenagem é constituído por tubagem PEAD.

7. Guarda-corpos e juntas de dilatação (ver Página 29):

- Os guarda-corpos são constituídos por elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior;
- Utilizam-se juntas de dilatação do tipo abertas, constituídas por perfis metálicos tipo cantoneira.

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Apresentação (3/3) – Notas gerais

SOLUÇÃO-TIPO II

Página 20

Toros

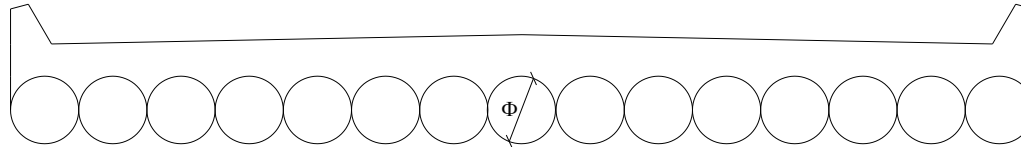


Figura D-II.4 – Secção transversal dos toros.

$$\Phi = \frac{\Phi_{\text{médio_topo}} + \Phi_{\text{médio_base}}}{2} = \frac{(\Phi_{\text{máximo_topo}} + \Phi_{\text{mínimo_topo}})/2 + (\Phi_{\text{máximo_base}} + \Phi_{\text{mínimo_base}})/2}{2}$$

Tabela D-II.1 – Diâmetro e requisitos geométricos dos toros.

Vão	Φ	Curvatura*	Adelgaçamento*	Ovalidade*
[m]	[mm]	[mm/m]	[mm/m]	[%]
4	238	9,5	6,0	
5	263	8,0	5,3	
6	294	6,7	4,9	
7	333	5,7	4,8	5
8	357	5,3	4,5	
9	384	4,9	4,3	
10	416	4,6	4,2	

*Valores máximos admissíveis.

Laje de betão armado e vigas de bordadura

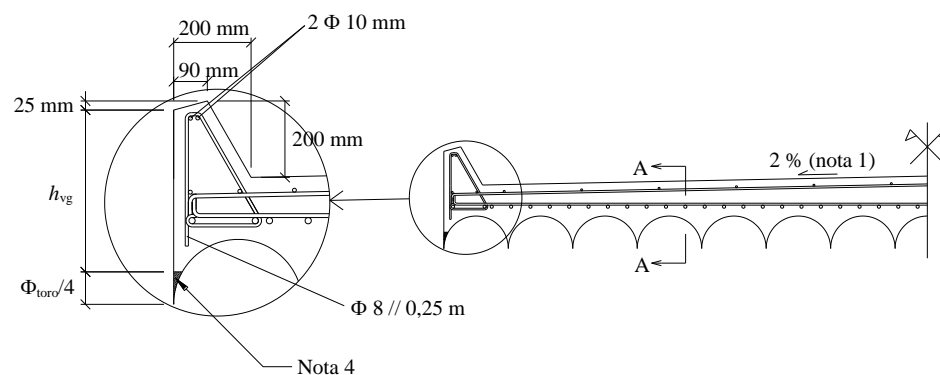


Figura D-II.5 – Secção transversal da laje de betão armado e das vigas de bordadura.

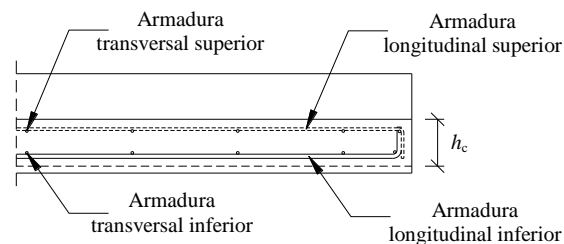


Figura D-II.6 – Secção longitudinal da laje de betão armado (secção AA).

Notas

1. A face superior tem uma inclinação transversal de 2 %, relativamente à horizontal, a partir do seu eixo longitudinal;
2. O recobrimento das armaduras c_{nom} é o mesmo para todas as faces da laje;
3. A laje de betão armado inclui as vigas de bordadura, cujas dimensões e armadura se apresentam na Figura D-II.5;
4. Zona preenchida com espuma expansiva de poliuretano.

Laje de betão armado e vigas de bordadura

Tabela D-II.2 – Dimensionamento da laje de betão armado e das vigas de bordadura.

Vão	h_c	Armadura longitudinal				Armadura transversal		h_{vg}
		Superior	Inferior*			Superior	Inferior	
			XC1	XC2	XC3 e XC4			
[m]	[mm]						[mm]	
4	180	Φ10//0,40	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	361
5	190	Φ10//0,40	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	387
6	190	Φ10//0,40	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ25//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	405
7	190	Φ10//0,40	Φ20//0,10	Φ20//0,10	Φ20//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	415
8	200	Φ10//0,40	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	431
9	210	Φ10//0,40	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	448
10	220	Φ10//0,40	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ16//0,10	Φ10//0,40	Φ10//0,40	466

*A armadura longitudinal inferior depende da classe de exposição (XC1, XC2, XC3 e XC4).

Disposições construtivas:

- Recobrimento, $c_{nom} = \Phi + 10$ mm
- Diâmetro do mandril, $\Phi_m = 4\Phi$, se $\Phi \leq 16$ mm ; $\Phi_m = 7\Phi$, se $\Phi > 16$ mm
- Comprimento de amarração, $l_{bd} = h_c - 2c_{nom}$
- Comprimento de sobreposição, $l_0 = 104\Phi / f_{ctk,0,05}$

Sistema de ligação

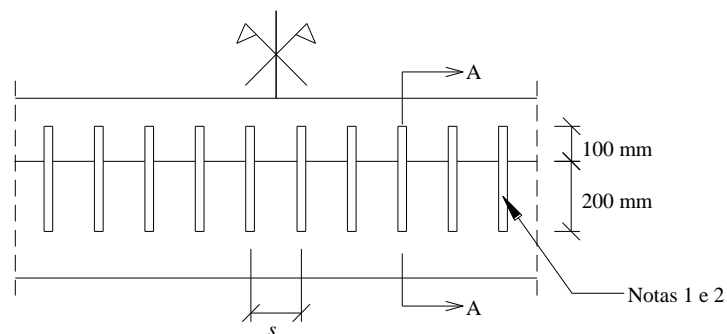


Figura D-II.7 – Secção longitudinal do sistema de ligação.

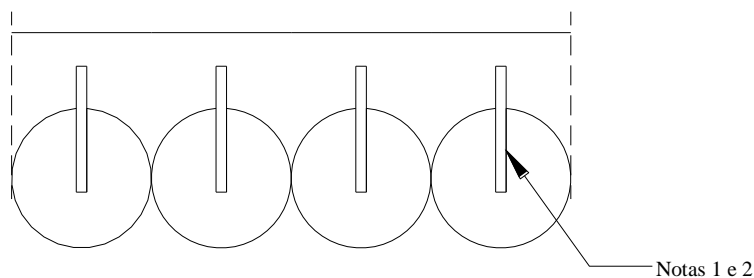


Figura D-II.8 – Secção transversal do sistema de ligação (secção AA).

Tabela D-II.3 – Espaçamento entre ligadores e propriedades mecânicas do sistema de ligação.

Vão [m]	s [mm]	K_{ser} [N/mm]	k_{ser} [N/mm/mm]	k_u [N/mm/mm]
4	145		262	175
5	145		262	175
6	145		262	175
7	145	38.000	262	175
8	125		304	203
9	125		304	203
10	125		304	203

Notas

1. Cavilhas de aço $\Phi 25$ mm ($f_{yk} = 500$ MPa) posicionadas na direção vertical;
2. Os varões são cravados na madeira em furos, com 22 mm de diâmetro, previamente abertos (após o posicionamento dos toros).

Apoio do tabuleiro nos encontros

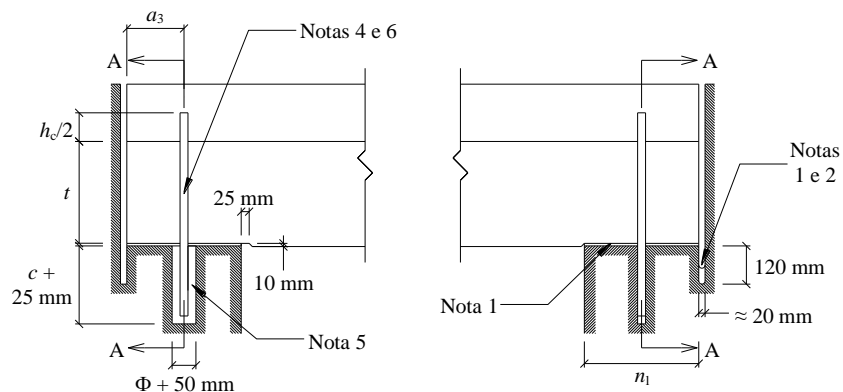


Figura D-II.9 – Secção longitudinal dos aparelhos de apoio em ambos os topos do tabuleiro.

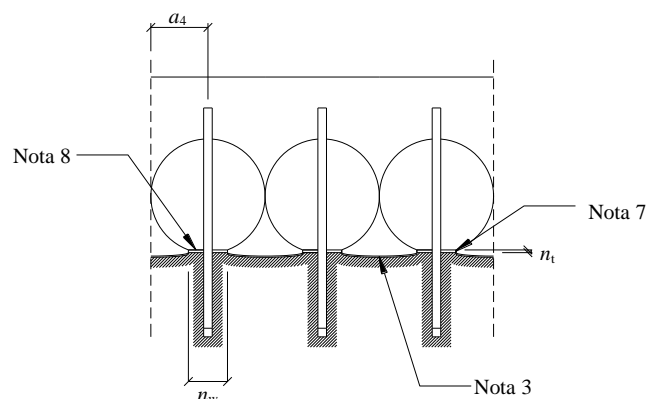


Figura D-II.10 – Secção transversal dos aparelhos de apoio (secção AA).

Notas

1. O tabuleiro é posicionado ocupando toda a área da superfície dos encontros, até ao limite de 20 mm dos muros de testa;
2. Os espaços confinados (de 20 mm), entre o tabuleiro e os muros de testa dos encontros, são rebaixados 120 mm, relativamente à superfície dos encontros, sendo executada na sua base uma caleira em argamassa de cimento com 2 % de inclinação relativamente à horizontal e simétrica em relação à largura do tabuleiro – a distância mínima entre a superfície dos encontros e a superfície da caleira é, então, 70 mm;
3. A superfície dos encontros é ligeiramente abaulada (nos espaços entre as placas de neoprene), com uma inclinação de 2 % no sentido do vão do tabuleiro;
4. Varões de aço Φ 25 mm que estabelecem a ligação entre o tabuleiro e a estrutura dos encontros;
5. Enquanto num dos topos os varões de aço são posicionados justos horizontalmente e com uma folga de 25 mm na direção vertical, no topo oposto existe a mesma folga vertical e uma folga horizontal (na direção longitudinal) de cerca de 50 mm;
6. Os varões de aço são colados aos toros, em furos previamente efetuados, através de uma resina epóxi com tensão de aderência mínima de 4 MPa. A furação, com 29 mm de diâmetro, é efetuada após se confirmar a posição definitiva dos toros. No topo em que os varões são posicionados com a folga horizontal, é necessário, antes da colagem, selar a parte inferior da furação dos toros com silicone ou espuma expansiva de poliuretano;
7. Placas de neoprene tipo F posicionadas sobre a superfície dos encontros sem qualquer tipo de ligação mecânica mas com a furação para receber os varões de aço;
8. Aplainamento da superfície cilíndrica dos toros através do corte de um corpo cilíndrico com secção em forma de segmento circular com 10 mm de altura.

Apoio do tabuleiro nos encontros

Tabela D-II.4 – Dimensões (em mm) dos aparelhos de apoio.

Vão [m]	Varão de aço							Placa de neoprene		
	Φ	a_3	a_4	t	c			n_l	n_w	n_t
					C30/37	C35/45	C40/50			
4	25	180	119	228	220	190	170	240	88	8
5	25	180	132	253	220	190	170	270	92	8
6	25	180	147	284	220	190	170	320	98	8
7	25	180	167	323	220	190	170	360	103	8
8	25	180	179	347	220	190	170	400	108	8
9	25	195	192	374	220	190	170	450	113	8
10	25	215	208	406	220	190	170	500	117	8

Escoramento e cofragem

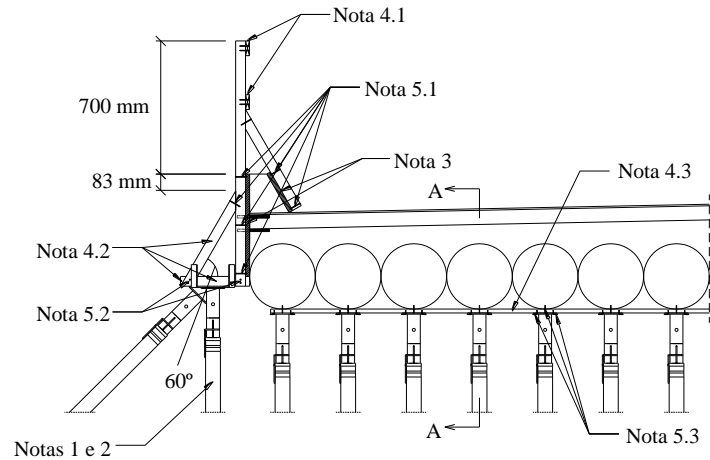


Figura D-II.11 – Secção transversal do escoramento e cofragem.

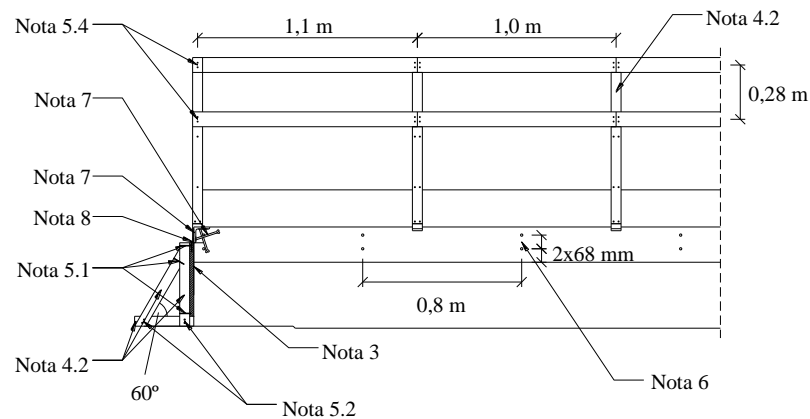


Figura D-II.12 – Secção longitudinal do escoramento e cofragem (secção AA).

Notas

1. Prumos metálicos para escoramento (individual) dos toros do tabuleiro a meio-vão – se vão < 6, dispensa-se o escoramento; se $6 \leq \text{vão} \leq 8$ m, cada prumo tem de ter capacidade de carga de 10 kN; se $8 < \text{vão} \leq 10$ m, cada prumo tem de ter capacidade de carga de 15 kN;
2. A cofragem também é escorada ao solo, utilizando-se com esse fim os mesmos prumos utilizados no escoramento dos toros do tabuleiro. Nos casos em que o escoramento dos toros seja dispensado, a cofragem é escorada por prumos com capacidade de carga de 5 kN;
3. Pannel de contraplacado de cofragem 1125x2500 mm e 21 mm de espessura;
4. Elementos de madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior:
 - 4.1 Secção 20x75 mm;
 - 4.2 Secção 50x50 mm;
 - 4.3 Secção 20x120 mm.
5. Pregos quadrados de aço macio:
 - 5.1 Setia 12 Φ 2,8x60 mm (1un/ligação);
 - 5.2 Galeota 10 Φ 3,4x75 mm (2un/ligação);
 - 5.3 Fasquiado 6x13 Φ 2,4x50 mm (1un/ligação);
 - 5.4 Fasquiado 6x13 Φ 2,4x50 mm (2un/ligação).
6. Varões de aço com rosca métrica, Φ 12 mm, para posterior fixação dos elementos verticais dos guarda-corpos (ver guarda-corpos – Página 29);
7. Cantoneira L80x8 mm pertencente à junta de dilatação (ver juntas de dilatação – Página 29);
8. Cantoneira L20x30x3 mm para fixação da cantoneira da junta de dilatação aos painéis de cofragem.

Dispositivo de drenagem

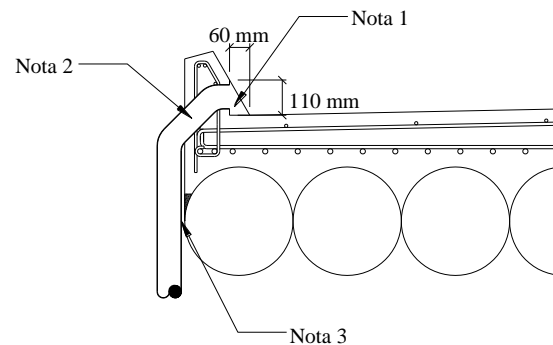


Figura D-II.13 – Secção transversal do dispositivo de drenagem.

Notas

1. Abertura nas vigas de bordadura com 200 mm de comprimento;
2. Tubagem PEAD prolongada até uma cota inferior à superfície dos encontros – se vão ≤ 7 m, PEAD Φ 75 mm, se $7 \text{ m} < \text{vão} \leq 10$ m, PEAD Φ 90 mm;
3. Tem de se garantir que a tubagem PEAD não está em contacto com a superfície do toro.

Guarda-corpos e juntas de dilatação

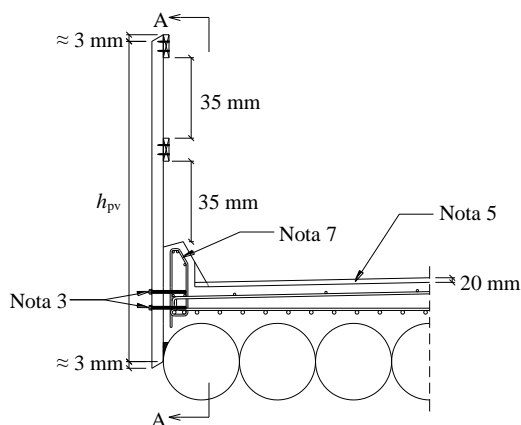


Figura D-II.14 – Secção transversal dos guarda-corpos.

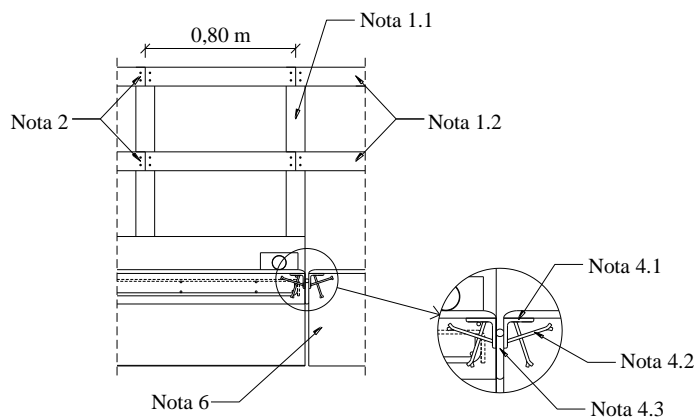


Figura D-II.15 – Secção longitudinal dos guarda-corpos e secção transversal das juntas de dilatação (secção AA).

Notas

1. Elementos de madeira dos guarda-corpos (madeira de pinheiro-bravo de secção maciça retangular e classe de resistência C18 ou superior, tratados com um produto aquoso aplicado em profundidade por pressão mais vácuo):

1.1 Secção 50x100 mm (topos inclinados 30° relativamente à horizontal):

- se vão = 4 m, $h_{pv} = 1,32$ m;
- se vão = 5 m, $h_{pv} = 1,35$ m;
- se vão = 6 m, $h_{pv} = 1,37$ m;
- se vão = 7 m, $h_{pv} = 1,39$ m;
- se vão = 8 m, $h_{pv} = 1,41$ m;
- se vão = 9 m, $h_{pv} = 1,44$ m;
- se vão = 10 m, $h_{pv} = 1,46$ m.

1.2 Secção 25x50 mm.

2. Parafusos com cabeça de embeber 4x50 mm (2un/ligação);

3. Varões de aço com rosca métrica, galvanizados, Φ 12 mm (incluindo anilhas planas e porcas sextavadas, M12);

4. Elementos das juntas de dilatação:

4.1 Cantoneira L80x8 mm;

4.2 Perno de fixação (Φ 8 mm) soldado nos cantos da cantoneira;

4.3 Cordão de neoprene, Φ 30 mm, colado a ambos os elementos de betão armado e posicionado com uma inclinação transversal de 2 % relativamente à horizontal;

5. Pavimento em betão betuminoso com 20 mm de espessura;

6. Muro de testa do encontro;

7. Na zona das aberturas para drenagem o estribo assume uma configuração distinta.

Processo de execução e Plano de inspeção e manutenção

Atividade 1

Preparação dos apoios (incluindo negativos para os varões de aço que estabelecem a ligação entre o tabuleiro e os encontros e abaulamento da superfície dos encontros nos espaços entre placas de neoprene) e execução de caleira em argamassa de cimento no espaço entre a superfície dos encontros e o muro de testa.

Atividade 2

Colocação das placas de neoprene tipo F sobre a superfície dos encontros, sem qualquer tipo de ligação mecânica.

Atividade 3

Posicionamento dos toros sobre as placas de neoprene, com o auxílio de um meio de elevação de cargas (*e.g.* grua móvel).

Notas

- 4.1 Os toros são posicionados nos encontros intercalando-se os topos e as bases;
- 4.2 No caso de apresentarem curvatura, os toros são posicionados com a convexidade na direção e sentido do carregamento;
- 4.3 Os toros são posicionados já incluindo o aplainamento da sua superfície cilíndrica (em ambos os topos) e a impermeabilização dos seus topos e de toda a sua superfície sobre os apoios (incluindo a zona aplainada);
- 4.4 Os toros devem ser cuidadosamente manuseados para evitar danos nos mesmos, utilizando-se, por exemplo, cintas de poliéster;
- 4.5 Não sujeitar, desnecessariamente, os toros a condições climáticas mais severas do que as que são expectáveis de ocorrer após a estrutura concluída.

Atividade 4

Instalação (por colagem nos toros e em ambos os topos) dos varões de aço que estabelecem a ligação entre o tabuleiro e os encontros.

Atividade 5

Execução do escoramento do tabuleiro através de prumos metálicos posicionados (individualmente) a meio-vão dos toros.

Atividade 6

Instalação da cofragem que serve de forma ao betão.

Atividade 7

Instalação do dispositivo de drenagem.

Atividade 8

Aplicação de película plástica em polietileno de média densidade em todas as superfícies dos toros em contacto direto com betão e preenchimento da zona inferior das vigas de bordadura com espuma expansiva de poliuretano. Nos bordos longitudinais, o remate da película plástica é efetuado pela espuma de poliuretano, na qual é ancorada. Nos bordos transversais, a película plástica é amarrada, através de pregos, o mais justa possível à cofragem.

Processo de execução e Plano de inspeção e manutenção

Atividade 9

Execução do sistema de ligação e das armaduras da laje e das vigas de bordadura.

Atividade 10

Betonagem da laje e das vigas de bordadura e vibração e cura do betão.

Atividade 11

Remoção dos elementos de escoramento e cofragem.

Atividade 12

Aplicação de revestimento de betão betuminoso sobre a superfície da laje e execução das juntas de dilatação.

Atividade 13

Impermeabilização de toda a superfície (descoberta) dos toros de extremidade, por aplicação de um barramento com uma resina epóxi.

Atividade 14

Instalação dos guarda-corpos constituídos por elementos de madeira.

Atividades de inspeção e manutenção

Tabela D-II.5 – Plano de inspeção e manutenção.

Ação de inspeção/manutenção	Periodicidade [anos]
Inspeções visuais	1,25 (15 meses)
Inspeções detalhadas	5
Limpeza das juntas de dilatação e da zona dos apoios	5
Substituição do pavimento	10
Proteção dos toros	15
Reparação dos bordos laterais da laje de betão armado	25
Proteção dos guarda-corpos	15

Planos-Padrão para o Projeto de Tabuleiros Mistos Madeira-Betão

Processo de execução e Plano de inspeção e manutenção (2/2)

SOLUÇÃO-TIPO II

Página 31

ANEXO E – DIMENSIONAMENTO – PLANOS-PADRÃO

As Tabelas E.1 a E.14 apresentam os valores dos esforços e deformações utilizados no dimensionamento dos tabuleiros mistos madeira-betão incluídos nos planos-padrão desenvolvidos nesta tese (e apresentados no anexo anterior).

Os valores sombreados nas Tabelas E.2 e E.13 correspondem aos dois casos práticos para os quais se particularizou o processo de dimensionamento, e cujas características se recordam de seguida:

- Solução-tipo I: 15 m de vão e 9 m de largura, madeira de classe de resistência GL 28h e betão de classe de resistência C30/37 e classe de exposição XC1;
- Solução-tipo II: 7 m de vão e 5 m de largura, madeira de pinheiro-bravo com as propriedades mecânicas e físicas apresentadas na Tabela 7.2 (valores sombreados) e betão de classe de resistência C30/37 e classe de exposição XC1. Neste caso, consideraram-se os limites máximos para os requisitos geométricos dos toros (ver secção 7.3.2), o que corresponde à situação mais desfavorável, vindo: curvatura – 5,7 mm/m (sendo os toros com curvatura dupla desqualificados), adelgaçamento – 4,8 mm/m e ovalidade – 5 %.

A apresentação dos cálculos de verificação dos ELU e dos ELS para estes dois casos práticos foi também incluída neste anexo. Embora se apresente apenas a verificação de curto-prazo, por ser a mais condicionante, também foi efetuada a verificação de longo-prazo. A este respeito, deve esclarecer-se que a maior relevância da análise de curto-prazo deve-se ao facto das ações variáveis de curta-duração representarem a maior percentagem de carregamento (cerca de 70 %), conforme se pode observar nas tabelas apresentadas seguidamente.

E.1 Solução-tipo I

Tabela E.1 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
10	767,0	21,4	42,1	290,5	347,6	216,0	10,9	9,8	2,7	8,4
11	895,4	21,5	42,1	311,8	367,0	216,0	13,0	10,0	3,2	10,2
12	1.029,9	21,5	42,1	332,1	385,3	216,0	15,3	11,5	3,8	12,2
13	1.176,1	21,5	42,1	352,8	404,7	216,0	17,8	12,3	4,3	14,3
14	1.336,3	20,5	40,2	378,3	425,8	216,0	19,6	13,0	5,1	16,1
15	1.516,5	20,5	40,3	402,5	449,8	216,0	22,6	13,0	5,6	18,5
16	1.698,1	20,6	40,3	424,4	471,2	216,0	25,8	13,4	6,1	20,3
17	1.891,1	20,6	40,4	446,6	493,2	216,0	29,4	13,5	6,4	21,6
18	2.122,4	19,6	38,4	478,8	521,7	216,0	32,0	13,4	7,1	23,6
19	2.364,0	19,6	38,5	505,8	549,7	216,0	36,1	13,2	7,6	25,7
20	2.643,7	19,7	38,6	536,2	583,3	216,0	40,4	12,9	8,0	28,7

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.2 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
10	767,3	21,4	42,1	292,3	347,8	216,0	10,2	10,9	3,1	9,5
11	894,2	21,5	42,1	313,3	366,5	216,0	12,2	11,7	3,6	11,4
12	1.030,7	21,5	42,2	333,4	385,6	216,0	14,4	12,4	4,2	13,3
13	1.177,5	21,5	42,2	353,7	405,2	216,0	17,0	12,8	4,6	14,9
14	1.338,7	20,5	40,2	378,9	426,5	216,0	18,9	13,1	5,3	16,2
15	1.520,1	20,5	40,3	402,8	450,8	216,0	22,1	12,8	5,6	18,0
16	1.702,0	20,6	40,3	424,8	472,3	216,0	25,0	13,4	6,2	20,2
17	1.896,1	20,6	40,4	446,9	494,3	216,0	28,4	13,7	6,8	21,9
18	2.128,0	19,6	38,4	479,0	523,3	216,0	29,8	13,6	7,4	23,6
19	2.371,1	19,6	38,5	505,9	551,4	216,0	34,9	13,4	7,9	25,8
20	2.652,3	19,7	38,6	538,9	585,2	216,0	39,2	12,9	8,3	28,7

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.3 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.

Vão	M_y	M_{x_sup}	M_{x_inf}	V_z	R_z	R_x	R_y	w_s	w_a	w_d
[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
10	767,2	21,4	42,1	293,3	347,7	216,0	9,7	11,1	3,1	9,7
11	894,1	21,5	42,1	314,2	366,5	216,0	11,7	11,8	3,6	11,4
12	103,6	21,5	42,2	334,2	385,6	216,0	13,9	12,5	4,2	13,3
13	1.177,5	21,5	42,2	354,4	405,2	216,0	16,4	12,8	4,6	14,7
14	1.338,8	20,5	40,2	379,4	426,5	216,0	18,3	13,0	5,2	16,0
15	1.519,8	20,5	40,3	403,3	450,8	216,0	21,2	12,9	5,6	18,1
16	1.701,8	20,6	40,3	425,2	472,2	216,0	24,1	13,5	6,2	20,2
17	1.896,0	20,6	40,4	447,3	494,3	216,0	27,4	13,8	6,7	21,8
18	2.128,0	19,6	38,4	479,0	523,1	216,0	29,8	13,6	7,4	23,6
19	2.370,2	19,6	38,5	506,0	551,2	216,0	33,5	13,5	7,9	26,0
20	2.652,7	19,7	38,6	536,3	585,3	216,0	38,0	12,8	8,1	28,0

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.4 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.

Vão	M_y	M_{x_sup}	M_{x_inf}	V_z	R_z	R_x	R_y	w
[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]
10	90,8	0,4	0,6	39,6	39,6	-	-	11,1
11	115,5	0,4	0,6	45,8	45,8	-	-	13,4
12	144,2	0,4	0,6	52,4	52,4	-	-	16,0
13	177,1	0,4	0,7	59,4	59,4	-	-	18,6
14	217,3	0,4	0,6	67,7	67,7	-	-	21,2
15	269,3	0,5	0,7	78,3	78,3	-	-	24,1
16	319,2	0,5	0,7	87,0	87,0	-	-	26,4
17	375,0	0,5	0,7	96,2	96,2	-	-	28,0
18	455,0	0,5	0,7	110,3	110,3	-	-	30,7
19	540,0	0,5	0,8	124,	124,	-	-	33,3
20	650,2	0,5	0,8	141,9	141,9	-	-	36,7

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Tabela E.5 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
10	91,0	0,4	0,6	39,7	39,7	-	-	12,6
11	115,9	0,4	0,6	46,0	46,0	-	-	15,0
12	144,8	0,4	0,6	52,6	52,6	-	-	17,5
13	178,1	0,4	0,7	59,8	59,8	-	-	19,5
14	219,1	0,4	0,6	68,3	68,3	-	-	21,5
15	272,0	0,5	0,7	79,1	79,1	-	-	23,6
16	322,1	0,5	0,7	87,8	87,8	-	-	26,4
17	378,2	0,5	0,7	97,1	97,1	-	-	28,7
18	459,8	0,5	0,7	115,5	115,5	-	-	30,6
19	545,3	0,5	0,8	125,2	125,2	-	-	33,7
20	656,6	0,5	0,8	143,3	143,3	-	-	37,0

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Tabela E.6 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 9 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
10	90,9	0,4	0,6	39,7	39,7	-	-	12,8
11	115,8	0,4	0,6	45,9	45,9	-	-	15,0
12	144,7	0,4	0,6	52,6	52,6	-	-	17,5
13	178,1	0,4	0,7	59,8	59,8	-	-	19,3
14	219,2	0,4	0,6	68,3	68,3	-	-	21,2
15	271,7	0,5	0,7	79,0	79,0	-	-	23,7
16	321,9	0,5	0,7	87,8	87,8	-	-	26,4
17	378,0	0,5	0,7	97,0	97,0	-	-	28,5
18	459,1	0,5	0,7	111,3	111,3	-	-	31,0
19	544,6	0,5	0,8	125,1	125,1	-	-	33,9
20	656,9	0,5	0,8	143,3	143,3	-	-	36,1

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Tabela E.7 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
10	672,1	0,0	40,8	259,4	303,6	216,0	10,3	9,7	3,1	9,8
11	786,9	0,0	40,8	249,7	321,6	216,0	12,2	10,8	3,8	12,2
12	911,5	0,0	40,9	299,5	340,1	216,0	14,6	11,3	4,2	13,8
13	1.045,9	0,0	40,9	319,6	359,0	216,0	17,2	10,7	4,7	15,4
14	1.194,0	0,0	38,9	342,3	379,6	216,0	19,1	12,0	5,3	16,8
15	1.361,5	0,0	39,0	366,4	403,0	216,0	22,1	12,1	5,8	19,2
16	1.530,4	0,0	39,0	388,1	423,9	216,0	25,3	12,4	6,3	21,0
17	1.710,6	0,0	39,1	409,8	445,2	216,0	28,7	12,8	6,8	22,9
18	1.928,0	0,0	37,1	439,7	473,1	216,0	31,4	12,7	7,4	24,3
19	2.154,8	0,0	37,2	466,9	500,3	216,0	35,2	12,5	7,9	27,0
20	2.420,5	0,0	37,3	499,5	533,3	216,0	39,8	12,0	8,2	29,4

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.8 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
10	672,7	0,0	40,8	260,2	303,9	216,0	10,8	10,1	3,3	10,2
11	788,1	0,0	40,8	280,1	322,3	216,0	11,9	10,8	3,9	12,1
12	913,0	0,0	40,9	299,9	340,6	216,0	14,2	11,2	4,3	13,6
13	1.047,5	0,0	40,9	320,1	359,6	216,0	16,6	11,9	4,9	15,7
14	1.196,4	0,0	38,9	342,7	380,3	216,0	18,5	12,2	5,5	17,0
15	1.364,5	0,0	39,0	366,7	403,9	216,0	21,4	12,1	6,0	19,3
16	1.534,2	0,0	39,0	388,3	424,9	216,0	24,5	12,4	6,5	20,9
17	1.715,3	0,0	39,1	409,9	446,4	216,0	27,9	12,8	7,0	22,7
18	1.934,4	0,0	37,1	439,7	474,7	216,0	30,6	12,4	7,6	24,0
19	2.162,5	0,0	37,2	466,8	502,1	216,0	34,3	12,4	8,1	26,6
20	2.430,0	0,0	37,3	499,3	535,4	216,0	38,9	11,8	8,4	28,7

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.9 – Esforços e deformações de curto-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
10	672,6	0,0	40,8	261,0	303,9	216,0	9,4	10,3	3,4	10,5
11	787,9	0,0	40,8	280,8	322,0	216,0	11,4	10,9	3,9	12,2
12	912,9	0,0	40,9	300,5	340,6	216,0	13,7	11,2	4,3	13,5
13	1.047,5	0,0	40,9	320,6	359,6	216,0	16,0	11,9	4,8	15,5
14	1.196,4	0,0	38,9	343,0	380,3	216,0	17,9	12,1	5,4	16,8
15	1.364,7	0,0	39,0	366,9	403,9	216,0	20,7	12,0	5,9	18,9
16	1.534,5	0,0	39,0	388,5	425,0	216,0	23,8	12,3	6,3	20,3
17	1.715,1	0,0	39,1	410,1	446,3	216,0	26,9	12,8	6,9	22,5
18	1.933,4	0,0	37,1	439,6	474,5	216,0	29,3	12,7	7,7	24,4
19	2.162,6	0,0	37,2	466,7	502,1	216,0	33,2	12,3	8,0	26,1
20	2.429,3	0,0	37,3	499,1	535,2	216,0	37,4	11,9	8,4	28,7

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

Tabela E.10 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 24h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
10	88,5	0,0	0,5	38,6	38,6	-	-	12,9
11	112,4	0,0	0,6	44,6	44,6	-	-	16,0
12	140,6	0,0	0,6	51,1	51,1	-	-	18,0
13	173,0	0,0	0,6	58,1	58,1	-	-	20,1
14	212,5	0,0	0,6	66,2	66,2	-	-	22,1
15	263,4	0,0	0,6	76,6	76,6	-	-	25,0
16	312,3	0,0	0,7	85,2	85,2	-	-	27,3
17	366,5	0,0	0,7	94,1	94,1	-	-	29,7
18	445,3	0,0	0,7	107,9	107,9	-	-	31,7
19	528,0	0,0	0,7	121,3	121,3	-	-	34,9
20	636,5	0,0	0,8	138,9	138,9	-	-	37,6

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Tabela E.11 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 28h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
10	88,9	0,0	0,5	38,8	38,8	-	-	13,5
11	113,3	0,0	0,6	44,9	44,9	-	-	16,0
12	141,7	0,0	0,6	51,5	51,5	-	-	17,9
13	174,2	0,0	0,6	58,5	58,5	-	-	20,6
14	214,3	0,0	0,6	66,8	66,8	-	-	22,5
15	265,7	0,0	0,6	77,3	77,3	-	-	25,3
16	315,1	0,0	0,7	85,9	85,9	-	-	27,4
17	370,0	0,0	0,7	95,0	95,0	-	-	29,7
18	450,0	0,0	0,7	109,1	109,1	-	-	31,6
19	533,7	0,0	0,7	122,6	122,6	-	-	34,7
20	643,5	0,0	0,8	140,4	140,4	-	-	37,1

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Tabela E.12 – Esforços e deformações de longo-prazo em tabuleiros com 5,5 m de largura e utilizando madeira de classe de resistência GL 32h, Solução-tipo I.

Vão [m]	M_y [kNm]	M_{x_sup} [kNm]	M_{x_inf} [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
10	88,8	0,0	0,5	38,8	38,8	-	-	13,9
11	113,2	0,0	0,6	44,9	44,9	-	-	16,1
12	141,6	0,0	0,6	51,5	51,5	-	-	17,8
13	174,2	0,0	0,6	58,5	58,5	-	-	20,3
14	214,3	0,0	0,6	66,8	66,8	-	-	22,2
15	265,7	0,0	0,6	77,3	77,3	-	-	24,8
16	315,3	0,0	0,7	86,0	86,0	-	-	26,6
17	369,9	0,0	0,7	94,9	94,9	-	-	32,4
18	449,3	0,0	0,7	108,9	108,9	-	-	32,1
19	533,8	0,0	0,7	122,6	122,6	-	-	34,1
20	643,0	0,0	0,8	140,3	140,3	-	-	37,1

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; M_{x_sup} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face superior da laje de betão armado; M_{x_inf} – Momento fletor em torno do eixo dos xx na face inferior da laje de betão armado; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Dimensionamento do elemento de madeira**- Flexão composta**

As tensões máximas devidas à flexão na direção longitudinal (calculadas de acordo com as expressões 4.9 – apresentadas na secção 4.2.3) são:

$$\sigma_{x,t} = 6,80 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_{m,x,t} = 7,66 \text{ MPa}$$

O vento lateral é responsável por um momento fletor em torno do eixo dos zz, cujo valor é praticamente insignificante uma vez que os elementos de madeira se encontram ligados, superiormente, ao elemento de betão, que desempenha um papel de diafragma de contraventamento. Ainda assim, como já referido, existem elementos de contraventamento sobre os apoios que permitem a redistribuição da ação do vento lateral entre elementos de madeira.

Verificação de segurança:

$$k_{\text{mod}} = 0,9 \text{ (classe de serviço 2 e cargas de curta duração)}$$

$$\gamma_M = 1,25 \text{ (madeira lamelada colada)}$$

onde γ_M é o coeficiente parcial relativo à madeira.

$$\begin{aligned} & \left[\frac{\sigma_{x,t}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{x,t}}{k_{\text{mod}} f_{t,0,k} / \gamma_M} + \frac{\sigma_{m,x,t}}{k_{\text{mod}} f_{m,k} / \gamma_M} \right] = \\ & \left[\left(\frac{\sigma_{x,t}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} = \left(\frac{\sigma_{x,t}}{k_{\text{mod}} f_{c,0,k} / \gamma_M} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,t}}{k_{\text{mod}} f_{m,k} / \gamma_M} \right] = \\ & = \left[\frac{6,80}{0,9 \times 22,3 / 1,25} + \frac{7,66}{0,9 \times 28 / 1,25} = 0,80 \leq 1 \right] \Rightarrow \text{Verifica a flexão composta!} \\ & \left[\left(\frac{6,80}{0,9 \times 28 / 1,25} \right)^2 + \frac{7,66}{0,9 \times 28 / 1,25} = 0,49 \leq 1 \right] \end{aligned}$$

onde $f_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência da madeira à tração na direção paralela às fibras, $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência da madeira à flexão e $f_{c,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência da madeira à compressão na direção paralela às fibras.

- Esforço transversal (corte)

De forma conservativa considera-se que o esforço transversal é resistido, na sua totalidade, pelo elemento de madeira. Partindo deste princípio, a tensão de corte é:

$$\tau_t = 2,32 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{\tau_t}{f_{v,d}} = \frac{\tau_t}{k_{\text{mod}} f_{v,k} / \gamma_M} = \frac{2,32}{0,9 \times 3,5 / 1,25} = 0,92 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o corte!}$$

onde $f_{v,d}$ é o valor de cálculo da resistência da madeira ao corte.

- Esmagamento na direção perpendicular às fibras

Para o tipo de apoio definido na solução-tipo I, o elemento de madeira está sujeito a compressão na direção perpendicular às fibras, cuja tensão máxima é:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R_z}{b_1 p_1} = \frac{464,4 \times 10^3}{280 \times 930} = 1,78 \text{ MPa}$$

onde p_1 é o comprimento da área de apoio do elemento de madeira (correspondendo ao comprimento da chapa de aço do aparelho de apoio, ver Figura 7.5) e $\sigma_{c,90,d}$ é a tensão de compressão perpendicular às fibras do elemento de madeira.

Verificação de segurança:

$$k_{c,90} = 1 \text{ (apoio discreto, madeira lamelada colada e } p_1 > 400 \text{ mm)}$$

onde $k_{c,90}$ é o coeficiente que tem em consideração a existência de tensões perpendiculares às fibras do elemento de madeira.

Dimensionamento do elemento de madeira (cont.)

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90}f_{c,90,d}} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90}(k_{mod}f_{c,90,k}/\gamma_M)} = \frac{1,78}{1 \times (0,9 \times 2,5/1,25)} = 0,99 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento na direção perpendicular às fibras!}$$

onde $f_{c,90,d}$ é o valor de cálculo da resistência da madeira à compressão na direção perpendicular às fibras.

- Deformação (flecha)

A flecha total é dada pela soma de três parcelas: w_a – antes da betonagem do elemento de betão, w_d – depois da betonagem e durante o período de cura do betão e w_s – após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço:

$$w_a = \frac{5(P P_{viga_madeira} \gamma_G + S ob_{construção} \gamma_Q) l^4}{384 E_t I_t} = 5,7 \text{ mm}$$

$$w_d = \frac{5(P P_{betão_fresco} \gamma_G) l^4}{384 E_t I_t} = 21,5 \text{ mm}$$

$$w_s = \frac{5(q_1 \gamma_Q) l^4}{384 (EI)_{ef}} + \frac{2(Q_1 \gamma_Q) [(l/2 - 0,6)^2 (l/2 + 0,6)^2 / l]}{3 (EI)_{ef}} = 11,9 \text{ mm}$$

onde γ_G e γ_Q são os coeficientes parciais devido às ações, respetivamente, permanentes e variáveis e Q_1 e q_1 são cargas relativas às ações variáveis do tráfego (definidas na Figura 4.12).

Verificação:

$$w = w_a + w_d + w_s = 5,7 + 21,5 + 11,9 = 39,1 \text{ mm} > l/400 = 37,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Não verifica a flecha!}$$

É então necessário redimensionar o elemento de madeira – manteve-se a largura $b_t = 280$ mm e aumentou-se a altura $h_t = 970$ mm. Além disso, redimensionou-se também o elemento de betão com o objetivo de reduzir o peso próprio da viga mista, não comprometendo a sua segurança – manteve-se a largura $b_c = 1125$ mm e diminuiu-se a altura para $h_c = 250$ mm.

NOTA: Em consequência do redimensionamento, $h_c/h_t = 0,26$, afastando-se do ideal teórico estabelecido pelo critério de pré-dimensionamento (1) referido na Tabela 4.5 ($h_c/h_t = 0,31$), que está diretamente relacionado com o nível de eficiência compósita da estrutura mista *NEC*. Este aspeto foi devidamente identificado e avaliado na nova configuração geométrica da viga mista, tendo sido ponderado o aumento das tensões no elemento de betão que daí advém.

- Verificações para as novas dimensões

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\sigma_{x,t}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} &= \frac{6,65}{0,9 \times 22,3/1,25} + \frac{8,06}{0,9 \times 28/1,25} = 0,81 \leq 1 \\ \left(\frac{\sigma_{x,t}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} &= \left(\frac{6,65}{0,9 \times 28/1,25} \right)^2 + \frac{8,06}{0,9 \times 28/1,25} = 0,51 \leq 1 \end{aligned} \right. \Rightarrow \text{Verifica a flexão composta!}$$

$$\frac{\tau_t}{f_{v,d}} = \frac{2,22}{0,9 \times 3,5/1,25} = 0,88 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o corte!}$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90}f_{c,90,d}} = \frac{1,79}{1 \times (0,9 \times 2,5/1,25)} = 0,99 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento na direção perpendicular às fibras!}$$

NOTA: O comprimento da chapa de aço do aparelho de apoio foi ajustado à nova configuração geométrica, vindo $p_1 = 900$ mm e $a_1 = 240$ mm

$$w = w_a + w_d + w_s = 5,6 + 18,0 + 12,8 = 36,4 \text{ mm} \leq l/400 = 37,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica a flecha!}$$

Estão, então, verificados os ELU e ELS para o elemento de madeira com $b_t = 280$ mm e $h_t = 970$ mm.

Dimensionamento do elemento de betão**- Dados iniciais**Recobrimento

Para a classe de exposição XC1 e considerando classe estrutural S4:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 16 + 10 = 26 \text{ mm} \Rightarrow \text{De forma conservativa, considerou-se } c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$$

onde c_{min} é o recobrimento mínimo e Δc_{dev} é a tolerância de execução.

Altura útil

Para o valor do recobrimento referido e considerando que as armaduras longitudinais (varões Φ 10 mm) estão mais próximas das faces do elemento de betão que as armaduras transversais (varões Φ 16 mm), a altura útil d em cada uma das direções é igual a:

$$d_{\text{longitudinal}} = h_c - \Phi_{\text{longitudinal}} / 2 - c_{\text{nom}} = 250 - 10 / 2 - 30 = 215 \text{ mm}$$

$$d_{\text{transversal}} = h_c - \Phi_{\text{longitudinal}} - \Phi_{\text{transversal}} / 2 - c_{\text{nom}} = 250 - 10 - 16 / 2 - 30 = 202 \text{ mm}$$

Largura efetiva

$$b_{\text{eff},i} = 0, 2b_{c,i} + 0, 1l \leq \min \{0, 2l ; b_{c,i}\} = 0, 2 \times 422, 5 + 0, 1 \times 15000 \leq \min \{0, 2 \times 15000 ; 422, 5\} = 422, 5 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},c} = b_t + b_{\text{eff},c,\text{esq}} + b_{\text{eff},c,\text{dir}} = 280 + 422, 5 + 422, 5 = 1125 \text{ mm} \Rightarrow b_{\text{eff},c} = b_c$$

- FlexãoDireção longitudinal

As tensões máximas devidas à flexão na direção longitudinal em ambas as faces (superior e inferior) do elemento de betão (calculadas de acordo com as expressões 4.10 – apresentadas na secção 4.2.3) são:

$$\sigma_{\text{superior}} = \sigma_{x,c} + \sigma_{m,x,c} = 6, 43 + 5, 44 = 11, 87 \text{ MPa} \quad (\text{compressão})$$

$$\sigma_{\text{inferior}} = \sigma_{x,c} - \sigma_{m,x,c} = 6, 43 - 5, 43 = 1, 00 \text{ MPa} \quad (\text{compressão})$$

Como se pode verificar, na direção longitudinal o elemento de betão está sujeito unicamente a tensões de compressão, pelo que é dispensável armadura estrutural para resistir a tensões de tração, sendo apenas necessário armadura mínima para verificação e controlo da fendilhação.

Verificação de segurança à compressão:

$$\frac{\sigma_{\text{superior}}}{f_{cd}} = \frac{\sigma_{\text{superior}}}{\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c} = \frac{11, 87}{1 \times 30 / 1, 5} = 0, 59 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a compressão!}$$

onde α_{cc} é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis do modo como a carga é aplicada, f_{cd} e f_{ck} são, respetivamente, os valores de cálculo e característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade e γ_c é o coeficiente parcial relativo ao betão.

Direção transversal

Na direção transversal já se verificam tensões de tração em ambas as faces do elemento de betão (os momentos flectores que conduzem a tensões de tração máximas são: $M_{x,c,\text{superior}} = 20, 5 \text{ kNm}$ na face superior e $M_{x,c,\text{inferior}} = 40, 3 \text{ kNm}$ na face inferior), pelo que é necessário calcular as armaduras que lhes permitem resistir:

$$\mu_{\text{superior}} = \frac{M_{x,c,\text{superior}}}{b_c d_{\text{transversal}}^2 f_{cd} / 0, 85} = \frac{20, 5 \times 10^6}{1125 \times 202^2 \times (1 \times 30 / 1, 5) / 0, 85} = 0, 019$$

$$\mu_{\text{inferior}} = \frac{M_{x,c,\text{inferior}}}{b_c d_{\text{transversal}}^2 f_{cd} / 0, 85} = \frac{40, 3 \times 10^6}{1125 \times 202^2 \times (1 \times 30 / 1, 5) / 0, 85} = 0, 037$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) \Rightarrow \begin{cases} \omega_{\text{superior}} = 0, 019 \times (1 + 0, 019) = 0, 019 \\ \omega_{\text{inferior}} = 0, 037 \times (1 + 0, 037) = 0, 038 \end{cases}$$

onde μ é o momento fletor reduzido e ω é a percentagem mecânica de armadura tracionada.

Dimensionamento do elemento de betão (cont.)

$$A_{s,req,superior} = \frac{b_c d_{transversal} (f_{cd} / 0,85) \omega_{superior}}{f_{yd}} = \frac{b_c d_{transversal} (f_{cd} / 0,85) \omega_{superior}}{f_{yk} / \gamma_s} =$$

$$= \frac{1125 \times 202 \times [1 \times (30/1,5) / 0,85] \times 0,019 \times 10^{-2}}{500 / 1,15} = 2,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,08 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,req,inferior} = \frac{b_c d_{transversal} (f_{cd} / 0,85) \omega_{superior}}{f_{yd}} = \frac{b_c d_{transversal} (f_{cd} / 0,85) \omega_{superior}}{f_{yk} / \gamma_s} =$$

$$= \frac{1125 \times 202 \times [1 \times (30/1,5) / 0,85] \times 0,038 \times 10^{-2}}{500 / 1,15} = 4,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

onde A_s é a área de armadura, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras e γ_s é o coeficiente parcial relativo ao aço.

- Fendilhação

As zonas tracionadas têm de ter uma quantidade mínima de armadura $A_{s,min}$ para limitação da fendilhação:

$$k_c = 1 \rightarrow \text{corresponde à situação mais desfavorável}$$

$$k = 1 \rightarrow \text{corresponde à situação mais desfavorável}$$

$$A_{ct} = A_c / 2 = 1406,25 \text{ cm}^2 \quad \left(\begin{array}{l} \text{admitiu-se, de forma conservativa, que metade} \\ \text{da secção do elemento de betão está tracionada} \end{array} \right)$$

onde k_c é o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação, k é o coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes e A_{ct} é a área de betão tracionado.

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{1 \times 1 \times 2,9 \times 1406,25}{500} = 8,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

onde $f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas (igual ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples f_{ctm} , caso não exista fendilhação antes dos 28 dias) e σ_s é o valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda (pode ser considerada igual ao valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras f_{yk}).

A área de armadura mínima para limitação da fendilhação em zonas tracionadas é superior à área de armadura calculada anteriormente para resistir à flexão na direção transversal ($A_{s,req,superior}$ e $A_{s,req,inferior}$).

- Disposições construtivas**Áreas mínima e máxima de armadura**

A área de armadura em zonas tracionadas tem de ser superior a:

$$d = d_{longitudinal} = 215 \text{ mm} \rightarrow \text{corresponde à situação mais desfavorável}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_c d ; 0,0013 b_c d \right\} =$$

$$= \max \left\{ 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1125 \times 215 \times 10^{-2} ; 0,0013 \times 1125 \times 215 \times 10^{-2} \right\} = 3,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

NOTA: Sempre que não seja requerida armadura de tração (para o tabuleiro particularizado nesta secção isso verifica-se na direção longitudinal), a área de armadura mínima tem de corresponder a, pelo menos, 20 % de $A_{s,min}$, neste caso, $0,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

Além disso, tanto em zonas tracionadas como em zonas comprimidas, a área de armadura não deverá ser superior a $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 112,5 \times 25 = 112,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 100,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Espaçamentos mínimo e máximo entre varões

O espaçamento dos varões não deverá ser inferior a 20 mm (para qualquer uma das armaduras), nem superior a (i) 400 mm (armadura longitudinal superior e transversal inferior), (ii) 250 mm (armadura transversal superior e (iii) 450 mm (armadura longitudinal inferior).

Dimensionamento do elemento de betão (cont.)Diâmetro do mandril

O diâmetro do mandril tem de ser superior a 4Φ , sendo Φ é o diâmetro do varão de aço.

Comprimentos de amarração e sobreposição

Os varões de aço têm de cumprir comprimentos mínimos de amarração $l_{bd} = 190$ mm e de sobreposição $l_0 = 52 \Phi$.

- Punçoamento

O elemento de betão está sujeito a cargas pontuais do tráfego rodoviário (cujo valor característico foi definido na Figura 4.12), responsáveis pelo seguinte valor de tensão de punçoamento v_{Ed} :

$\beta = 1,5 \rightarrow$ Corresponde à situação mais desfavorável (carga pontual num canto)

$$d_{\text{eff}} = \frac{d_{\text{longitudinal}} + d_{\text{transversal}}}{2} = \frac{215 + 202}{2} = 208,5 \text{ mm}$$

$$u = 2(2d_{\text{eff}}) + 2(\text{lado da superfície de contacto de uma roda}) = \\ = 2 \times (2 \times 208,5) + 2 \times 400 = 1634 \text{ mm}^2 \quad (\text{para um canto})$$

$$V_{Ed} = Q_1 \gamma_Q = 120 \times 1,5 = 180,0 \text{ kN}$$

onde d_{eff} é a altura útil utilizada para efeitos de verificação de segurança ao punçoamento, u é o perímetro de controlo e V_{Ed} é o punçoamento atuante.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u d_{\text{eff}}} = 1,5 \times \frac{180 \times 10^3}{1634 \times 208,5} = 0,79 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança (sem armadura de punçoamento):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}}}} ; 2 \right\} = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{208,5}} ; 2 \right\} = 1,98$$

$\rho_1 = 0,02 \rightarrow$ corresponde à situação mais desfavorável

$$v_{\text{min}} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,98^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{\text{superior}}}{2} = \frac{11,87}{2} = 5,94 \text{ MPa}$$

onde ρ_1 se refere às armaduras de tração e σ_{cp} é a tensão normal na secção crítica do elemento de betão.

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} ; v_{\text{min}} + k_1 \sigma_{cp} \right\} = \\ = \max \left\{ 0,12 \times 1,98 \times (100 \times 0,02 \times 30)^{1/3} + 0,1 \times 5,94 ; 0,53 + 0,1 \times 5,94 \right\} = \\ = 1,52 \text{ MPa} \geq v_{Ed} = 0,79 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Dispensa armadura de punçoamento!}$$

onde $v_{Rd,c}$ é o valor de cálculo da resistência ao punçoamento do elemento de betão sem armadura de punçoamento.

- Esforço transversal

Não é necessário verificar a segurança ao esforço transversal no elemento de betão, uma vez que esta sollicitação é resistida, na sua totalidade, pelo elemento de madeira. Por este motivo, é dispensável armadura de esforço transversal.

- Armaduras finais

Conforme referido, não são necessárias armaduras de esforço transversal e de punçoamento. Relativamente às armaduras nas direções longitudinais e transversais, tem-se:

$$\text{Armadura longitudinal} \begin{cases} \text{Superior} - \Phi 10 // 0,40 \text{ m} \\ \text{Inferior} - \Phi 10 // 0,40 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Armadura transversal} \begin{cases} \text{Superior} - \Phi 16 // 0,25 \text{ m} \\ \text{Inferior} - \Phi 16 // 0,25 \text{ m} \end{cases}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio**- Rotura do elemento de madeira e/ou corte das cavilhas superiores**

A parte do aparelho de apoio embutida no elemento de madeira (que corresponde às cavilhas soldadas na face superior da chapa de aço) está sujeita a corte simples, promovido pelas reações de apoio horizontais R_x e R_y). Enquanto R_x pode provocar (i) a rotura do elemento de madeira (por esmagamento na direção das fibras), (ii) das cavilhas (por corte) ou (iii) mista, R_y pode ser responsável pela rotura do elemento de madeira por fissuração na direção perpendicular às fibras (*splitting*).

NOTA: Embora a reação de apoio horizontal R_y também possa provocar a rotura das cavilhas (por corte), como o seu valor é muito inferior ao valor de R_x , não é tida em consideração para este modo de rotura.

Direção paralela às fibras do elemento de madeira

Para efeitos de verificação de segurança, a chapa é considerada espessa, uma vez que a sua espessura é maior ou igual que o diâmetro das cavilhas. Antes da verificação de segurança é necessário determinar o valor característico da capacidade resistente de cada ligador (composto por uma cavilha) na direção paralelas às fibras do elemento de madeira $F_{v,Rk}$:

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01\Phi_{\text{cavilha}}) \rho_{t,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 30) \times 425 = 24,40 \text{ MPa}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{uk} \Phi_{\text{cavilha}}^{2,6} = 0,3 \times 550 \times 30^{2,6} = 1,14288 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

onde $f_{h,k}$ é o valor característico da resistência da madeira ao esmagamento, $M_{y,Rk}$ é o valor característico do momento resistente da cavilha e f_{uk} é o valor característico da tensão de rotura à tração do aço.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t \Phi_{\text{cavilha}} \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \Phi_{\text{cavilha}} t^2}} - 1 \right) \quad (\text{rotura mista}) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} \Phi_{\text{cavilha}}} \quad (\text{rotura da cavilha}) \\ f_{h,k} t \Phi_{\text{cavilha}} \quad (\text{rotura do elemento de madeira}) \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 24,40 \times 180 \times 30 \times \left(\sqrt{2 + \frac{4 \times (1,14288 \times 10^6)}{24,40 \times 30 \times 180^2}} - 1 \right) \times 10^{-3} \\ 2,3 \times \sqrt{1,14288 \times 10^6 \times 24,40 \times 30 \times 10^{-3}} \\ 24,40 \times 180 \times 30 \times 10^{-3} \end{array} \right. \Rightarrow F_{v,Rk} = 63,3 \text{ kN}$$

onde t é o comprimento das cavilhas soldadas na face superior da chapa de aço (ver Figura 7.5).

Uma vez que o aparelho de apoio é constituído por duas filas de cavilhas na direção das fibras do elemento de madeira, cada uma delas com três cavilhas ($n = 3$), $F_{v,Rk}$ deve ser calculado usando o número efetivo de ligadores n_{ef} e o número de filas:

$$n_{ef} = \min \left\{ n; n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13\Phi_{\text{cavilha}}}} \right\} = \min \left\{ 3; 3^{0,9} \sqrt[4]{\frac{240}{13 \times 30}} \right\} = 2,38$$

$$F_{v,ef,Rk} = 2n_{ef} F_{v,Rk} = 2 \times 2,38 \times 63,3 = 301,3 \text{ kN}$$

onde a_1 é o espaçamento entre cavilhas numa fila com a direção paralela às fibras do elemento de madeira (ver Figura 7.5) e $F_{v,ef,Rk}$ é o valor característico da capacidade resistente efetiva das duas filas de cavilhas com a direção paralela às fibras do elemento de madeira.

Verificação de segurança:

$$\frac{F_{v,Ed,x}}{F_{v,ef,Rd}} = \frac{R_x}{k_{\text{mod}} F_{v,ef,Rk} / \gamma_M} = \frac{216,0}{0,9 \times 301,3 / 1,25} = 0,99 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a segurança!}$$

onde $F_{v,Ed,x}$ é a força de corte na direção do eixo dos xx e $F_{v,ef,Rd}$ é o valor de cálculo da capacidade resistente efetiva das duas filas de cavilhas com a direção paralela às fibras do elemento de madeira.

Dimensionamento do aparelho de apoio (cont.)Direção perpendicular às fibras do elemento de madeira

Antes da verificação de segurança é necessário determinar o valor característico da capacidade resistente da madeira na direção perpendicular às fibras, $F_{90,Rk}$:

$$w = 1 \quad (\text{ligação tipo-cavilha})$$

$$b = \min \{t; h_t\} = \min \{180; 970\} = 180 \text{ mm}$$

$$h = b_t = 280 \text{ mm}$$

$$h_e = a_4 + a_2 = 190 \text{ mm}$$

onde w é o fator de modificação que tem em conta o tipo de ligação, b e h são, respetivamente, as dimensões do elemento de madeira nas direções perpendicular e paralela a R_y e h_e é a distância entre a face do elemento de madeira e a cavilha mais distante.

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 14 \times 180 \times 1 \times \sqrt{\frac{190}{1 - \frac{190}{280}}} \times 10^{-3} = 61,3 \text{ kN}$$

Embora o aparelho de apoio seja constituído por três filas de cavilhas na direção perpendicular às fibras do elemento de madeira, a verificação de segurança é efetuada para cada fila individualmente. Deve, no entanto, considerar-se o número efetivo de ligadores em cada uma das filas na direção perpendicular às fibras do elemento de madeira:

$$n_{ef} = n = 2$$

$$F_{90,ef,Rk} = n_{ef} F_{90,Rk} = 2 \times 61,3 = 122,6 \text{ kN}$$

onde $F_{90,ef,Rk}$ é o valor característico da capacidade resistente efetiva de cada uma das filas de cavilhas com a direção perpendicular às fibras do elemento de madeira.

Verificação de segurança:

$$\frac{F_{v,Ed,y}}{F_{90,ef,Rd}} = \frac{R_y}{k_{mod} F_{90,ef,Rk} / \gamma_M} = \frac{22,1}{0,9 \times 122,6 / 1,25} = 0,25 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a segurança!}$$

onde $F_{v,Ed,y}$ é a força de corte na direção do eixo dos yy e $F_{90,ef,Rd}$ é o valor de cálculo da capacidade resistente efetiva de cada uma das filas de cavilhas com a direção perpendicular às fibras do elemento de madeira.

Verificação de espaçamentos mínimos

Os espaçamentos mínimos são um requisito essencial para garantir um desempenho adequado das ligações, nomeadamente que a capacidade resistente e a rigidez de um ligador não é afetada pela presença próxima de outros ligadores.

Verificação de segurança:

$$a_1 = 240 \text{ mm} \geq 5\Phi_{cavilha} = 150 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_2 = 100 \text{ mm} \geq 3\Phi_{cavilha} = 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_{3,t} = 210 \text{ mm} \geq 7\Phi_{cavilha} = 210 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_{3,c} = 210 \text{ mm} \geq 3\Phi_{cavilha} = 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_{4,c} = a_{4,t} = 90 \text{ mm} \geq 3\Phi_{cavilha} = 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

onde a_2 é o espaçamento entre filas com a direção perpendicular às fibras do elemento de madeira, a_3 é o espaçamento entre as cavilhas e o topo do elemento de madeira e a_4 é o espaçamento entre as cavilhas e o lado do elemento de madeira, conforme se mostra na Figura 7.5.

- Rotura de grupo

Além das verificações anteriores deve ainda verificar-se a possibilidade de formação de modos de rotura de grupo (*block shear* e/ou *plug shear*). Em seguida determina-se o valor característico da capacidade resistente à rotura de grupo $F_{bs,Rk}$:

$$L_{net,t} = a_2 = 100 \text{ mm}$$

$$L_{net,v} = 2(a_3 + a_1 + a_1) = 2 \times (210 + 240 + 240) = 1380 \text{ mm}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio (cont.)

$$A_{\text{net,t}} = L_{\text{net,t}} t = 100 \times 180 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$t_{\text{ef}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \sqrt{\frac{M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,k} \Phi_{\text{cavilha}}}} \\ t \left(\sqrt{2 + \frac{M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,k} \Phi_{\text{cavilha}} t^2}} - 1 \right) \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \sqrt{\frac{1,14288 \times 10^6}{24,4 \times 30}} \\ 180 \times \left(\sqrt{2 + \frac{1,14288 \times 10^6}{24,4 \times 30 \times 180^2}} - 1 \right) \end{array} \right. = 77,61 \text{ mm}$$

$$A_{\text{net,v}} = \min \left\{ \begin{array}{l} L_{\text{net,v}} t \\ \frac{L_{\text{net,v}}}{2} (L_{\text{net,t}} + 2t_{\text{ef}}) \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 1380 \times 180 \\ \frac{1380}{2} \times (100 + 2 \times 77,61) \end{array} \right. = 176102 \text{ mm}^2$$

onde $L_{\text{net,t}}$ é a largura da área de rotura (que corresponde ao espaçamento total entre filas com a direção perpendicular às fibras do elemento de madeira), $L_{\text{net,v}}$ é o comprimento total da área de rotura (que corresponde a 2 vezes a distância entre o topo do elemento de madeira e a cavilha mais distante), $A_{\text{net,t}}$ é a seção transversal da área de rotura na direção perpendicular às fibras do elemento de madeira, t_{ef} é a profundidade efetiva da área de rotura e $A_{\text{net,v}}$ é a área de corte na direção paralela às fibras do elemento de madeira – para melhor compreender estes valores, ver Figura 7.5.

$$F_{\text{bs,Rk}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 A_{\text{net,t}} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{\text{net,v}} f_{v,k} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \times 18000 \times 22,3 \times 10^{-3} \\ 0,7 \times 176102 \times 3,5 \times 10^{-3} \end{array} \right. = 602,1 \text{ kN}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{R_x}{F_{\text{bs,Rd}}} = \frac{R_x}{k_{\text{mod}} F_{\text{bs,Rk}} / \gamma_M} = \frac{216,0}{0,9 \times 602,1 / 1,25} = 0,50 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a rotura de grupo!}$$

onde $F_{\text{bs,Rd}}$ é o valor de cálculo da capacidade resistente das cavilhas à rotura de grupo.

- Corte da cavilha inferior

$$A_{\text{cavilha}} = \pi (\Phi_{\text{cavilha}} / 2)^2 = \pi \times (40 / 2)^2 = 1256,64 \text{ mm}^2$$

$$F_{\text{v,Rd}} = \frac{0,6 A_{\text{cavilha}} f_{\text{uk}}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 1256,64 \times 550 \times 10^{-3}}{1,25} = 331,8 \text{ kN}$$

onde $F_{\text{v,Rd}}$ é o valor de cálculo da capacidade resistente da cavilha ao corte e γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para ligações.

Verificação de segurança:

$$\frac{R_x}{F_{\text{v,Rd}}} = \frac{216,0}{331,8} = 0,65 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o corte da cavilha inferior!}$$

- Resistência do cordão de soldadura

A soldadura (das cavilhas à chapa) é de ângulo, sendo necessário garantir que a espessura do cordão de ângulo a em ambas as cavilhas (superiores e inferior) é suficiente para verificar o valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura por unidade de comprimento $F_{\text{w,Rd}}$. Esta espessura não deverá ser inferior a 3 mm.

Cavilhas superiores

$$l_{\text{eff}} = l_s - 2a = 2 \times \pi \times (30 / 2) - 2 \times 3 = 88,2 \text{ mm}$$

$$F_{\text{w,Ed}} = \frac{R_x / 6}{l_{\text{eff}}} = \frac{216,0 \times 10^3 / 6}{88,2} = 408,2 \text{ N/mm}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ corresponde à situação mais desfavorável

$$f_{\text{vw,d}} = \frac{f_{\text{uk}} / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{550 / \sqrt{3}}{1 \times 1,25} = 254,0 \text{ MPa}$$

onde l_{eff} é o comprimento efetivo do cordão de ângulo, l_s é o comprimento total da soldadura, $F_{\text{w,Ed}}$ é o valor do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento, β_w é o fator de correlação e $f_{\text{vw,d}}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura.

Dimensionamento do aparelho de apoio (cont.)

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = 254,0 \times 3 = 762,0 \text{ N/mm}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{408,2}{762,0} = 0,54 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a resistência do cordão de soldadura das cavilhas superiores!}$$

Cavilha inferior

$$l_{\text{eff}} = l_s - 2a = 2 \times \pi \times (40/2) - 2 \times 8 = 109,7 \text{ mm}$$

$$F_{w,Ed} = \frac{R_x}{l_{\text{eff}}} = \frac{216,0 \times 10^3}{109,7} = 1969,0 \text{ N/mm}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ corresponde à situação mais desfavorável

$$f_{vw,d} = \frac{f_{uk} / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{550 / \sqrt{3}}{1 \times 1,25} = 254,0 \text{ MPa}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = 254,0 \times 8 = 2032,0 \text{ N/mm}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{1969,0}{2032,0} = \mathbf{0,97} \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a resistência do cordão de soldadura da cavilha inferior!}$$

- Esmagamento da estrutura do encontro em betão armado

$$\sigma_c = \frac{R_x}{(\text{projeção do perímetro})(c - n_t)} = \frac{R_x}{\Phi_{\text{cavilha}}(c - n_t)} = \frac{216,0 \times 10^3}{40 \times (290 - 13)} = 19,49 \text{ MPa}$$

onde c é o comprimento da cavilha soldada na face inferior da chapa de aço (ver Figura 7.5), n_t é a espessura da placa de neoprene (ver Figura 7.5) e σ_c é o valor da tensão de compressão atuante.

Verificação de segurança:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\sigma_c}{\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c} = \frac{19,49}{1 \times 30 / 1,5} = \mathbf{0,97} \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento da estrutura do encontro!}$$

- Esmagamento da placa de neoprene

A tensão de compressão na placa de neoprene $\sigma_{c,d}$ é igual a:

$$\sigma_{c,d} = \frac{R_z}{n_1 n_w - A_{\text{abertura}}} = \frac{450,8 \times 10^3}{270 \times 280 - (\pi \times (40/2)^2 + 50 \times 40)} = 6,23 \text{ MPa}$$

onde n_1 e n_w são, respetivamente, o comprimento e a largura da placa de neoprene (ver Figura 7.5) e A_{abertura} é a área de abertura da placa de neoprene para a cavilha inferior acrescida da área da folga longitudinal (necessária num dos topos).

Verificação de segurança:

$$G_d = 0,9 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{n_1 n_w}{(2n_1 + 2n_w) n_t} = \frac{270 \times 280}{(2 \times 270 + 2 \times 280) \times 13} = 5,29$$

onde G_d é o módulo de distorção e S é o fator de forma.

$$\frac{\sigma_{c,d}}{\min\{1,4G_d S; 7G_d\}} = \frac{6,23}{\min\{1,4 \times 0,9 \times 5,29; 7 \times 0,9\}} = \frac{6,23}{6,30} = \mathbf{0,99} \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento da placa de neoprene!}$$

- Estabilidade da placa de neoprene

Para o aparelho de apoio preconizado, a placa de neoprene tem de satisfazer dois critérios de estabilidade: (i) encurvadura e (ii) rotação.

Dimensionamento do aparelho de apoio (cont.)

Verificação de segurança (encurvadura):

$$n_l \leq \frac{\min\{n_l; n_w\}}{4} \Leftrightarrow 13 \leq \frac{\min\{270; 280\}}{4} \Leftrightarrow 13 \leq 67,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica a estabilidade à encurvadura da placa de neoprene!}$$

Verificação de segurança (rotação):

$$v_{z,d} = w_s = 12,8 \text{ mm}$$

$$a' = n_w = 280 \text{ mm}$$

$$b' = n_l = 270 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b,d} = 0,0026322$$

$$\alpha_{a,d} = 0$$

onde $v_{z,d}$ é o valor da flecha que produz a rotação $\alpha_{b,d}$, que por sua vez é o ângulo de rotação ao longo do comprimento b' da placa de neoprene e $\alpha_{a,d}$ é o ângulo de rotação ao longo do comprimento a' da placa de neoprene.

$$v_{z,d} - \frac{a' \alpha_{a,d} + b' \alpha_{b,d}}{K_{r,d}} = 12,8 - \frac{280 \times 0 + 270 \times 0,0026322}{3} = 12,56 \text{ mm} \geq 0 \Rightarrow \text{Verifica a estabilidade à rotação da placa de neoprene!}$$

onde $K_{r,d}$ é o fator de rotação.

E.2 Solução-tipo II

Tabela E.13 – Esforços e deformações de curto-prazo, Solução-tipo II.

Vão [m]	M_y [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x^* [kN]	R_y [kN]	w_s [mm]	w_a [mm]	w_d [mm]
4	38,5	37,1	48,2	108,0	1,4	2,6	0,8	2,3
5	61,3	48,3	58,9	108,0	2,0	3,9	1,5	4,7
6	91,5	60,7	71,6	108,0	2,7	5,6	0,1	0,4
7	132,5	76,0	87,5	108,0	3,5	7,2	0,2	0,6
8	177,6	89,8	101,5	108,0	4,3	8,7	0,3	0,9
9	233,6	105,6	117,7	108,0	5,2	10,4	0,4	1,3
10	304,7	124,5	137,3	108,0	6,3	12,6	0,5	1,6

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w_s – flecha após a viga mista madeira-betão ser sujeita ao carregamento em condições normais de serviço; w_a – flecha antes da betonagem do elemento de betão; w_d – flecha depois da betonagem e durante o período de cura do betão.

*Para a solução-tipo II, uma vez que as vigas mistas madeira-betão são posicionadas justapostas ao longo da largura do tabuleiro e a largura da superfície de contacto das rodas dos veículos é superior à largura das vigas mistas, considera-se que a força devida à travagem e aceleração dos veículos R_x é resistida por duas vigas. Esta redistribuição parece, ainda assim, ser algo conservativa, pois, como se pode verificar na tabela, para alguns valores de vão $R_x > R_z$.

Tabela E.14 – Esforços e deformações de longo-prazo, Solução-tipo II.

Vão [m]	M_y [kNm]	V_z [kN]	R_z [kN]	R_x [kN]	R_y [kN]	w [mm]
4	3,8	4,1	4,1	-	-	3,1
5	7,0	6,1	6,1	-	-	6,2
6	11,8	8,6	8,6	-	-	0,5
7	19,0	11,9	11,9	-	-	0,8
8	28,9	15,8	15,8	-	-	1,2
9	42,4	20,6	20,6	-	-	1,7
10	61,1	26,7	26,7	-	-	2,1

M_y – Momento fletor em torno do eixo dos yy; V_z – Esforço transversal segundo o eixo dos zz; R_z – Reação de apoio vertical (segundo o eixo dos zz); R_x – Reação de apoio horizontal na direção longitudinal (segundo o eixo dos xx); R_y – Reação de apoio horizontal na direção transversal (segundo o eixo dos yy); w – flecha.

Dimensionamento do elemento de madeira

NOTA: A verificação dos ELU considerou o menor diâmetro possível do elemento de madeira ($\Phi = 308 \text{ mm}$), determinado a partir dos valores máximos admissíveis de adelgaçamento (4,8 mm/m) e ovalidade (5 %).

- Flexão composta

As tensões máximas devidas à flexão na direção longitudinal (calculadas de acordo com as expressões 4.9 – apresentadas na secção 4.2.3) são:

$$\sigma_{x,t} = 4,70 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_{m,x,t} = 7,18 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança:

$$\gamma_M = 1,3 \text{ (madeira maciça)}$$

$$\begin{aligned} \left[\frac{\sigma_{x,t}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{x,t}}{k_{\text{mod}} f_{t,0,k} / \gamma_M} + \frac{\sigma_{m,x,t}}{k_{\text{mod}} f_{m,k} / \gamma_M} \right. \\ \left. \left(\frac{\sigma_{x,t}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,t}}{f_{m,d}} = \left(\frac{\sigma_{x,t}}{k_{\text{mod}} f_{c,0,k} / \gamma_M} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,t}}{k_{\text{mod}} f_{m,k} / \gamma_M} \right] = \\ = \left[\frac{4,70}{0,9 \times 22,6 / 1,3} + \frac{7,18}{0,9 \times 37,7 / 1,3} = 0,58 \leq 1 \right. \\ \left. \left(\frac{4,70}{0,9 \times 25,6 / 1,3} \right)^2 + \frac{7,18}{0,9 \times 37,7 / 1,3} = 0,35 \leq 1 \right] \Rightarrow \text{Verifica a flexão composta!} \end{aligned}$$

- Esforço transversal (corte)

Considerando que o esforço transversal é resistido, na sua totalidade, pelo elemento de madeira, a tensão máxima de corte é:

$$\tau_t = 1,45 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{\tau_t}{f_{v,d}} = \frac{\tau_t}{k_{\text{mod}} f_{v,k} / \gamma_M} = \frac{1,45}{0,9 \times (3,6 / 1,3)} = 0,58 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o corte!}$$

- Esmagamento na direção perpendicular às fibras

Na solução-tipo II o elemento de madeira está sujeito a compressão na direção perpendicular às fibras, cuja tensão máxima é:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R_z}{(\text{largura de apoio para um corte com } 10 \text{ mm}) \times (\text{comprimento do corte})} = \frac{87,5 \times 10^3}{103 \times 360} = 2,36 \text{ MPa}$$

NOTA: Os toros são aplainados em ambos os topos (através do corte de um corpo cilíndrico com secção em forma de segmento circular com 10 mm de altura, ver Figura 7.19) de forma a garantir uma superfície plana de apoio que, além de facilitar o processo construtivo, tem de ter as dimensões necessárias para verificar a segurança ao esmagamento da madeira na direção perpendicular às fibras (esta questão já foi referida aquando da descrição da pormenorização construtiva e processo de execução – ver secção 7.3.4).

Verificação de segurança:

$$k_{c,90} = 1,5 \rightarrow \text{(apoio discreto, madeira maciça)}$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} [k_{\text{mod}} (f_{c,90,k} / \gamma_M)]} = \\ \frac{2,36}{1,5 \times (0,9 \times 3,4 / 1,3)} = 0,67 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento na direção perpendicular às fibras!}$$

- Deformação (flecha)

Conforme referido na solução-tipo I, a flecha total é dada pela soma de três parcelas:

$$w_a = \frac{5(P P_{\text{viga madeira}} \gamma_G + S o b_{\text{construção}} \gamma_Q) l^4}{384 E_t I_t} = 0,2 \text{ mm}$$

Dimensionamento do elemento de madeira (cont.)

$$w_d = \frac{5(P P_{\text{betão_fresco}} \gamma_G) l^4}{384 E_t I_t} = 0,6 \text{ mm}$$

$$w_s = \frac{5(q_1 \gamma_Q) l^4}{384 (EI)_{\text{ef}}} + \frac{2(Q_1 \gamma_Q) \left[(l/2 - 0,6)^2 (l/2 + 0,6)^2 / l \right]}{3 (EI)_{\text{ef}}} = 7,2 \text{ mm}$$

NOTA: Recorde-se que as flechas w_a e w_d são calculadas numa fase em que o tabuleiro está escorado ao solo, a meio-vão. O cálculo da flecha w_d inclui a sobrecarga de betão para a curvatura máxima admissível do toro (5,7 mm/m).

Verificação:

$$w = w_a + w_d + w_s = 0,2 + 0,6 + 7,2 = 8,0 \text{ mm} \leq l / 400 = 17,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica a flecha!}$$

Estão, então, verificados os ELU e ELS para o elemento de madeira com $\Phi = 333 \text{ mm}$.

Dimensionamento do elemento de betão**- Dados iniciais****Recobrimento**

Para a classe de exposição XC1 e considerando classe estrutural S4:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

Altura útil

Para o valor do recobrimento referido e considerando que as armaduras longitudinais (varões Φ 20 mm no caso da armadura longitudinal inferior) estão mais próximas das faces do elemento de betão que as armaduras transversais (varões Φ 10 mm), a altura útil d em cada uma das direções é igual a:

$$d_{\text{longitudinal}} = h_c - \Phi_{\text{longitudinal}} / 2 - c_{\text{nom}} = 190 - 20 / 2 - 30 = 150 \text{ mm}$$

$$d_{\text{transversal}} = h_c - \Phi_{\text{longitudinal}} - \Phi_{\text{transversal}} / 2 - c_{\text{nom}} = 190 - 20 - 10 / 2 - 30 = 135 \text{ mm}$$

Largura efetiva

Na solução-tipo II o elemento de betão está sobre uma base contínua de madeira, logo a sua largura efetiva é necessariamente igual a $b_c = 333 \text{ mm}$.

- Flexão

Na solução-tipo II, pelo motivo referido anteriormente e por se destinar a uma única via de tráfego, o elemento de betão não vai estar sujeito a tensões de flexão na sua direção transversal. É, então, dispensável armadura estrutural para resistir a tensões de tração nessa direção, sendo apenas necessário armadura mínima para verificação e controlo da fendilhação.

As tensões máximas devidas à flexão na direção longitudinal em ambas as faces (superior e inferior) do elemento de betão (calculadas de acordo com as expressões 4.10 – apresentadas na secção 4.2.3) são:

$$\sigma_{\text{superior}} = \sigma_{x,c} + \sigma_{m,x,c} = 5,29 + 10,36 = 15,65 \text{ MPa} \quad (\text{compressão})$$

$$\sigma_{\text{inferior}} = \sigma_{x,c} - \sigma_{m,x,c} = 5,29 - 10,36 = -5,07 \text{ MPa} \quad (\text{tração})$$

Verificação de segurança:

$$\frac{\sigma_{\text{superior}}}{f_{\text{cd}}} = \frac{\sigma_{\text{superior}}}{\alpha_{\text{cc}} f_{\text{ck}} / \gamma_{\text{C}}} = \frac{15,65}{1 \times 30 / 1,5} = 0,78 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a compressão!}$$

$$\frac{\sigma_{\text{inferior}}}{f_{\text{ctd}}} = \frac{\sigma_{\text{inferior}}}{\alpha_{\text{cc}} f_{\text{ctk}} / \gamma_{\text{C}}} = \frac{|-5,07|}{1 \times 2 / 1,5} = 3,80 > 1 \Rightarrow \text{Não verifica a tração!} \Rightarrow \text{É necessário armadura estrutural.}$$

Calculo da armadura longitudinal inferior de tração:

$$M = b_c h_c^2 (|\sigma_{\text{inferior}}| - f_{\text{ctd}}) = b_c h_c^2 (|\sigma_{\text{inferior}}| - \alpha_{\text{cc}} f_{\text{ctk}} / \gamma_{\text{C}}) = \\ = 333 \times 190^2 \times (|-5,07| - 1 \times 2 / 1,5) \times 10^{-6} = 44,9 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b_c d_{\text{longitudinal}}^2 f_{\text{cd}} / 0,85} = \frac{44,9 \times 10^6}{333 \times 150^2 \times (1 \times 30 / 1,5) / 0,85} = 0,255$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) = 0,255 \times (1 + 0,255) = 0,320$$

$$A_{s,\text{req}} = \frac{b_c d_{\text{longitudinal}} (f_{\text{cd}} / 0,85) \omega}{f_{\text{yd}}} = \frac{b_c d_{\text{longitudinal}} (f_{\text{cd}} / 0,85) \omega}{f_{\text{yk}} / \gamma_{\text{S}}} = \\ = \frac{333 \times 150 \times [1 \times (30 / 1,5) / 0,85] \times 0,320 \times 10^{-2}}{500 / 1,15} = 8,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 25,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Fendilhação

As zonas tracionadas têm de ter uma quantidade mínima de armadura $A_{s,\text{min}}$ para limitação da fendilhação:

$$A_{\text{ct}} = A_c / 2 = 316,35 \text{ cm}^2 \quad (\text{admitiu-se que metade da secção do elemento de betão está tracionada})$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{k_c k f_{\text{ct,eff}} A_{\text{ct}}}{\sigma_s} = \frac{1 \times 1 \times 2,9 \times 316,35}{500} = 1,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do elemento de betão (cont.)**- Disposições construtivas**Áreas mínima e máxima de armadura

A área de armadura em zonas tracionadas tem de ser superior a:

$$d = d_{\text{longitudinal}} = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{corresponde à situação mais desfavorável}$$

$$A_{s,\text{min}} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} b_c d ; 0,0013 b_c d \right\} =$$

$$= \max \left\{ 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 333 \times 150 \times 10^{-2} ; 0,0013 \times 333 \times 150 \times 10^{-2} \right\} = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

NOTA: Sempre que não seja requerida armadura de tração (para o tabuleiro particularizado nesta secção isso verifica-se na direção transversal e na face superior da direção longitudinal), a área de armadura mínima tem de corresponder a, pelo menos, 20 % de $A_{s,\text{min}}$, neste caso, $0,45 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Além disso, a área de armadura, tanto em zonas tracionadas como em zonas comprimidas, não deverá ser superior a $A_{s,\text{max}}$:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 A_c = 0,04 \times 33,3 \times 19 = 25,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 76,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamentos mínimo e máximo entre varões

O espaçamento dos varões não deverá ser inferior a 20 mm (para qualquer uma das armaduras), nem superior a (i) 400 mm (armadura longitudinal e transversal superior) e (ii) 450 mm (armadura transversal inferior).

Diâmetro do mandril

O diâmetro do mandril tem de ser superior a 4Φ , onde Φ é o diâmetro do varão de aço.

Comprimentos de amarração e sobreposição

Os varões de aço têm de cumprir comprimentos mínimos de amarração $l_{bd} = 120 \text{ mm}$ e de sobreposição $l_0 = 52 \Phi \text{ mm}$.

- Punçoamento

O elemento de betão está sujeito a cargas pontuais do tráfego rodoviário (cujo valor característico foi definido na Figura 4.12), responsáveis pelo seguinte valor de tensão de punçoamento v_{Ed} :

$$\beta = 1,5 \rightarrow \text{Corresponde à situação mais desfavorável (carga pontual num canto)}$$

$$d_{\text{eff}} = \frac{d_{\text{longitudinal}} + d_{\text{transversal}}}{2} = \frac{150 + 135}{2} = 142,5 \text{ mm}$$

$$u = 2(2d_{\text{eff}}) + 2(\text{lado da superfície de contacto de uma roda}) =$$

$$= 2 \times (2 \times 142,5) + 2 \times 400 = 1370 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 180 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u d_{\text{eff}}} = 1,5 \frac{180 \times 10^3}{1370 \times 142,5} = 1,38 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança (sem armadura de punçoamento):

$$C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}}}} ; 2 \right\} = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{142,5}} ; 2 \right\} = 2$$

$$\rho_1 = 0,02 \rightarrow \text{corresponde à situação mais desfavorável}$$

$$v_{\text{min}} = 0,035 k^{3/2} f_{\text{ck}}^{1/2} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cp}} = \frac{\sigma_{\text{superior}}}{2} = \frac{15,65}{2} = 7,83 \text{ MPa}$$

Dimensionamento do elemento de betão (cont.)

$$\begin{aligned}
 v_{Rd,c} &= \max \left\{ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}; v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right\} = \\
 &= \max \left\{ 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,02 \times 30)^{1/3} + 0,1 \times 7,83; 0,54 + 0,1 \times 7,83 \right\} = \\
 &= 1,72 \text{ MPa} \geq v_{Ed} = 1,48 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Dispensa armadura de punção!}
 \end{aligned}$$

- Esforço transversal

Não é necessário verificar a segurança ao esforço transversal no elemento de betão, uma vez que esta solicitação é resistida, na sua totalidade, pelo elemento de madeira. Por este motivo, é dispensável armadura de esforço transversal.

- Armaduras finais

Conforme referido, não são necessárias armaduras de esforço transversal e de punção. Relativamente às armaduras nas direções longitudinais e transversais, tem-se:

$$\begin{array}{l}
 \text{Armadura longitudinal} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} - \Phi 10 // 0,40 \text{ m} \\ \text{Inferior} - \Phi 20 // 0,10 \text{ m} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Armadura transversal} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} - \Phi 10 // 0,40 \text{ m} \\ \text{Inferior} - \Phi 10 // 0,40 \text{ m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio**- Rotura do elemento de madeira**

Direção paralela às fibras (esmagamento)

$$t = \Phi_{\text{toro}} - 10 = 333 - 10 = 323 \text{ mm} \quad (\text{ver Figura 7.19})$$

$$\sigma_t = \frac{R_x}{(\text{projeção do perímetro})t} = \frac{R_x}{\Phi_{\text{varão}}t} = \frac{108,0 \times 10^3}{25 \times 323} = 13,37 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{\sigma_t}{f_{c,0,d}} = \frac{\sigma_t}{k_{\text{mod}} f_{c,0,k} / \gamma_M} = \frac{13,37}{0,9 \times 25,6 / 1,3} = 0,75 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento do elemento de madeira na direção paralela às fibras!}$$

Direção perpendicular às fibras (fissuração)

$$w = 1 \quad (\text{ligação tipo-cavilha})$$

$$b = t = 323 \text{ mm}$$

$$h = (\text{largura na base de apoio}) = 103 \text{ mm}$$

$$h_e = a_4 (\text{na base de apoio}) = 52 \text{ mm}$$

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} = 14 \times 323 \times 1 \times \sqrt{\frac{52}{1 - \frac{52}{103}}} \times 10^{-3} = 46,3 \text{ kN}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{F_{v,Ed,y}}{F_{90,ef,Rd}} = \frac{R_y}{k_{\text{mod}} F_{90,ef,Rk} / \gamma_M} = \frac{3,5}{0,9 \times 46,1 / 1,3} = 0,11 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica a fissuração do elemento de madeira na direção perpendicular às fibras!}$$

Verificação de espaçamentos mínimos

$$a_{3,t} = 180 \text{ mm} \geq 7\Phi_{\text{varão}} = 175 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_{3,c} = 180 \text{ mm} \geq 3\Phi_{\text{varão}} = 75 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

$$a_{4,c} = a_{4,t} = 154 \text{ mm} \geq 3\Phi_{\text{cavilha}} = 75 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica!}$$

onde a_3 e a_4 se apresentam na Figura 7.19.**- Corte do varão de aço**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6A_{\text{varão}}f_{uk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times (\pi \times 12,5^2) \times 550 \times 10^{-3}}{1,25} = 129,6 \text{ kN}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{R_x}{F_{v,Rd}} = \frac{108,0}{129,6} = 0,83 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o corte da cavilha!}$$

NOTA: Embora a reação de apoio horizontal R_y também possa provocar a rotura do varão (por corte), como o seu valor é muito inferior ao valor de R_x , não é tida em consideração para este modo de rotura.

- Esmagamento do elemento de betão e da estrutura do encontro

$$\sigma_c = \frac{R_x}{(\text{projeção do perímetro})c} = \frac{R_x}{\Phi_{\text{varão}}c} = \frac{108,0 \times 10^3}{25 \times 220} = 19,64 \text{ MPa}$$

onde c se apresenta na Figura 7.19.

Verificação de segurança:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\sigma_c}{\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C} = \frac{19,64}{1 \times 30 / 1,5} = 0,98 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento do elemento de betão e da estrutura do encontro!}$$

Dimensionamento do aparelho de apoio (cont.)**- Esmagamento da placa de neoprene**

A tensão de compressão na placa de neoprene $\sigma_{c,d}$ é igual a:

$$\sigma_{cd} = \frac{R_z}{n_1 n_w - A_{abertura}} = \frac{87,5 \times 10^3}{360 \times 103 - (\pi \times (40/2)^2 + 50 \times 40)} = 2,59 \text{ MPa}$$

Verificação de segurança:

$$G_d = 0,9 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{n_1 n_w}{(2n_1 + 2n_w) n_t} = \frac{360 \times 103}{(2 \times 360 + 2 \times 103) \times 8} = 5,01$$

onde n_1 , n_w e n_t se apresentam na Figura 7.19.

$$\frac{\sigma_{cd}}{\min\{1,4G_d S; 7G_d\}} = \frac{2,59}{\min\{1,4 \times 0,9 \times 5,01; 7 \times 0,9\}} = \frac{2,59}{6,30} = 0,41 \leq 1 \Rightarrow \text{Verifica o esmagamento da placa de neoprene!}$$

- Estabilidade da placa de neoprene

Para o aparelho de apoio preconizado, a placa de neoprene tem de satisfazer dois critérios de estabilidade: (i) encurvadura e (ii) rotação.

Verificação de segurança (encurvadura):

$$n_t \leq \frac{\min\{n_1; n_w\}}{4} \Leftrightarrow 8 \leq \frac{\min\{360; 103\}}{4} \Leftrightarrow 8 \leq 26 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica a estabilidade à encurvadura da placa de neoprene!}$$

Verificação de segurança (rotação):

$$v_{z,d} = w_s = 7,2 \text{ mm}$$

$$a' = n_w = 103 \text{ mm}$$

$$b' = n_1 = 360 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b,d} = 0,0033318$$

$$\alpha_{a,d} = 0$$

$$v_{z,d} - \frac{a' \alpha_{a,d} + b' \alpha_{b,d}}{K_{r,d}} = 7,2 - \frac{103 \times 0 + 360 \times 0,0033318}{3} = 6,8 \text{ mm} \geq 0 \Rightarrow \text{Verifica a estabilidade à rotação da placa de neoprene!}$$

ANEXO F – PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTE MISTA MADEIRA-BETÃO

Seguidamente apresentam-se os desenhos do projeto de execução da ponte com tabuleiro misto madeira-betão, idealizada para substituir a ponte de madeira na Mata Nacional do Choupal (estudada no capítulo 8).

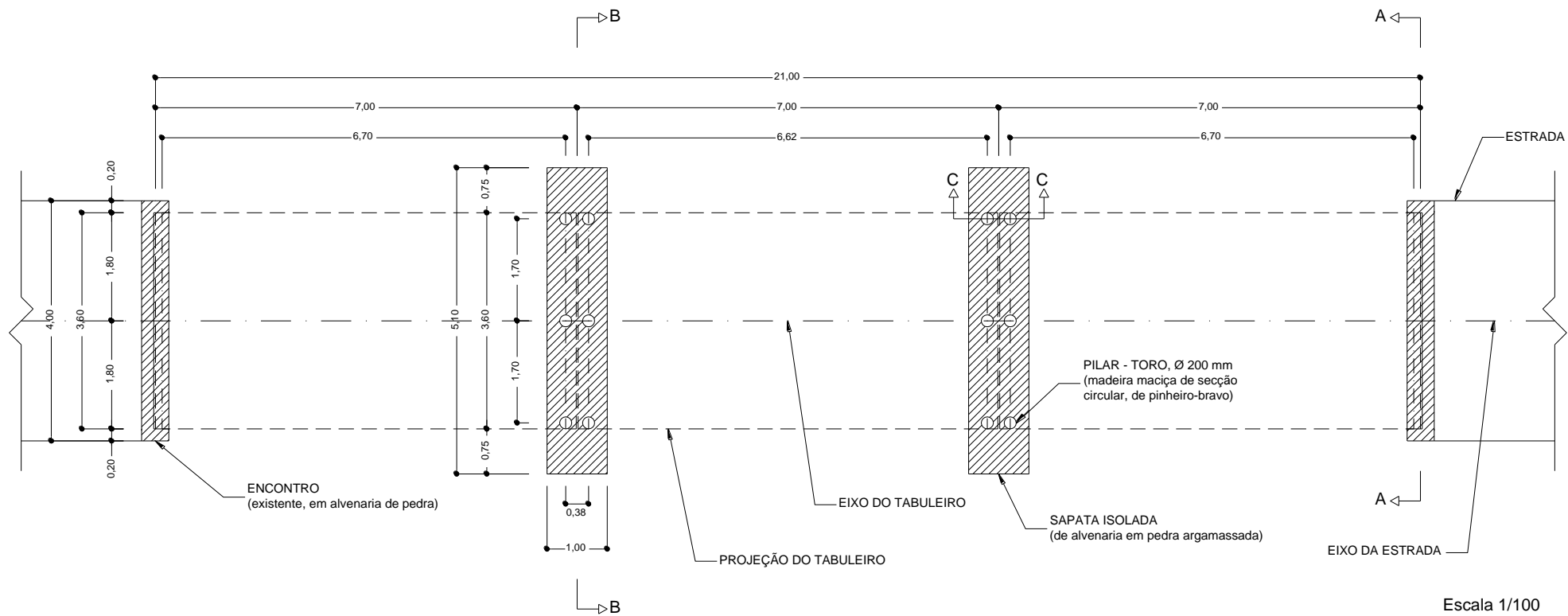


Figura F.1 – Planta de localização das fundações.
(dimensões em metros)

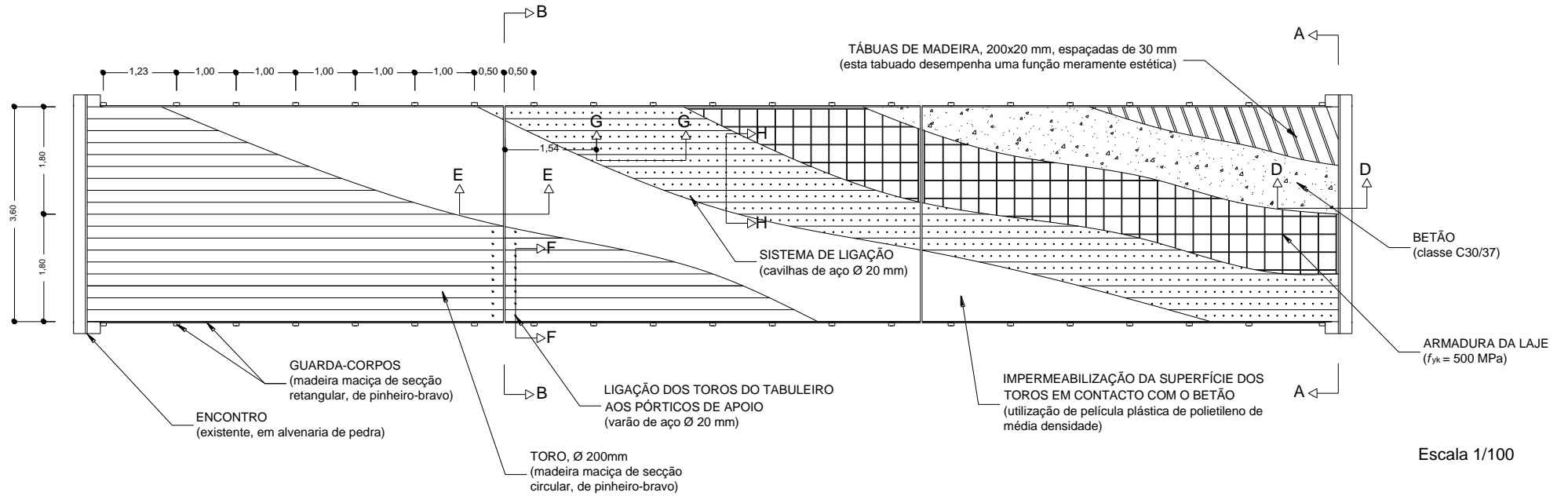


Figura F.2 – Planta do tabuleiro.
(dimensões em metros)

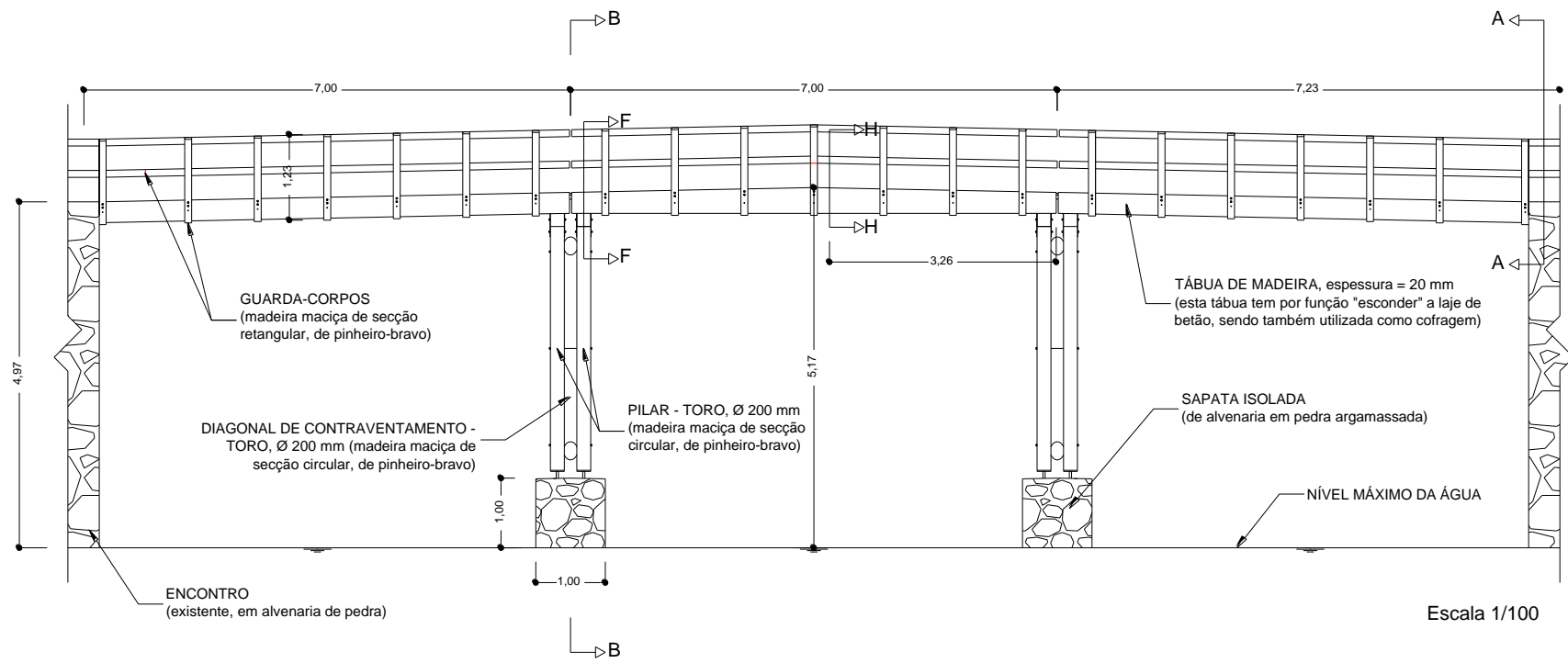


Figura F.3 – Alçado.
(dimensões em metros)

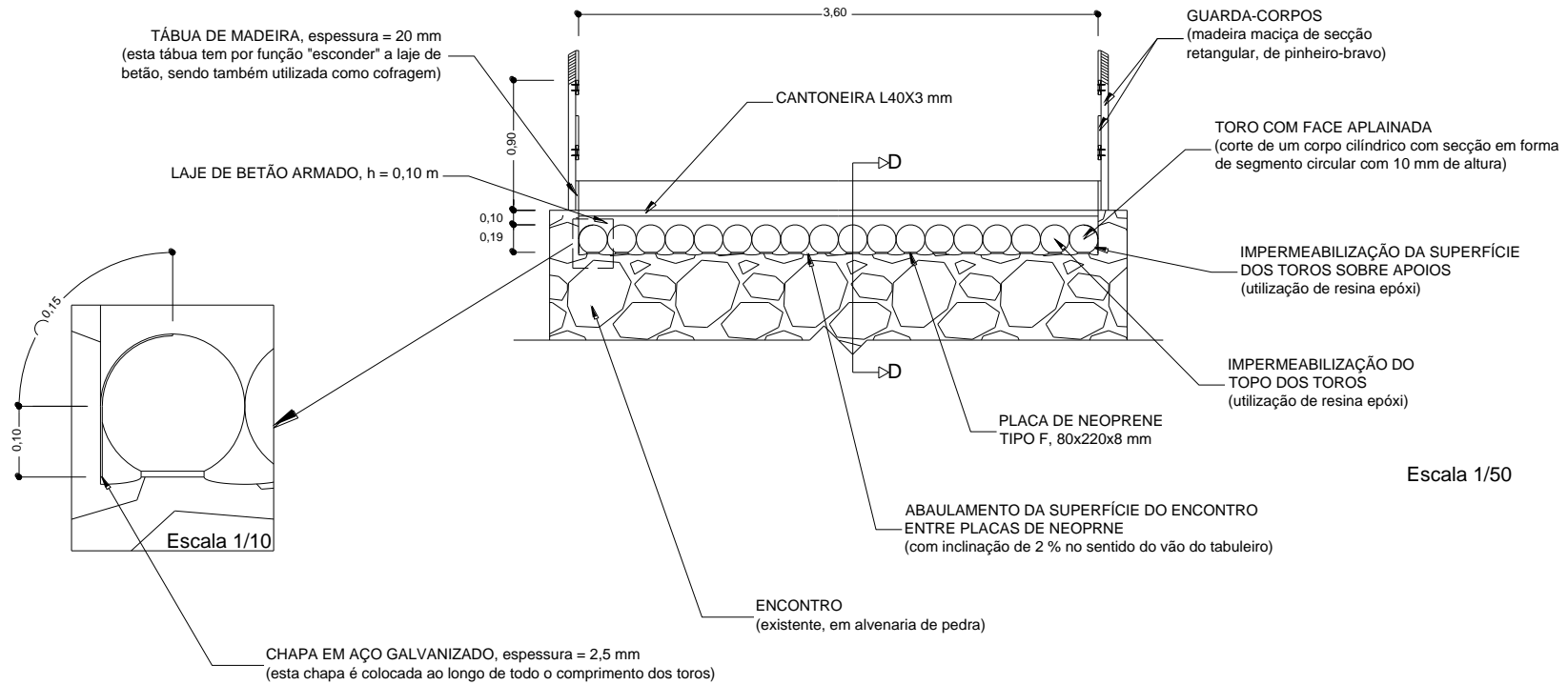
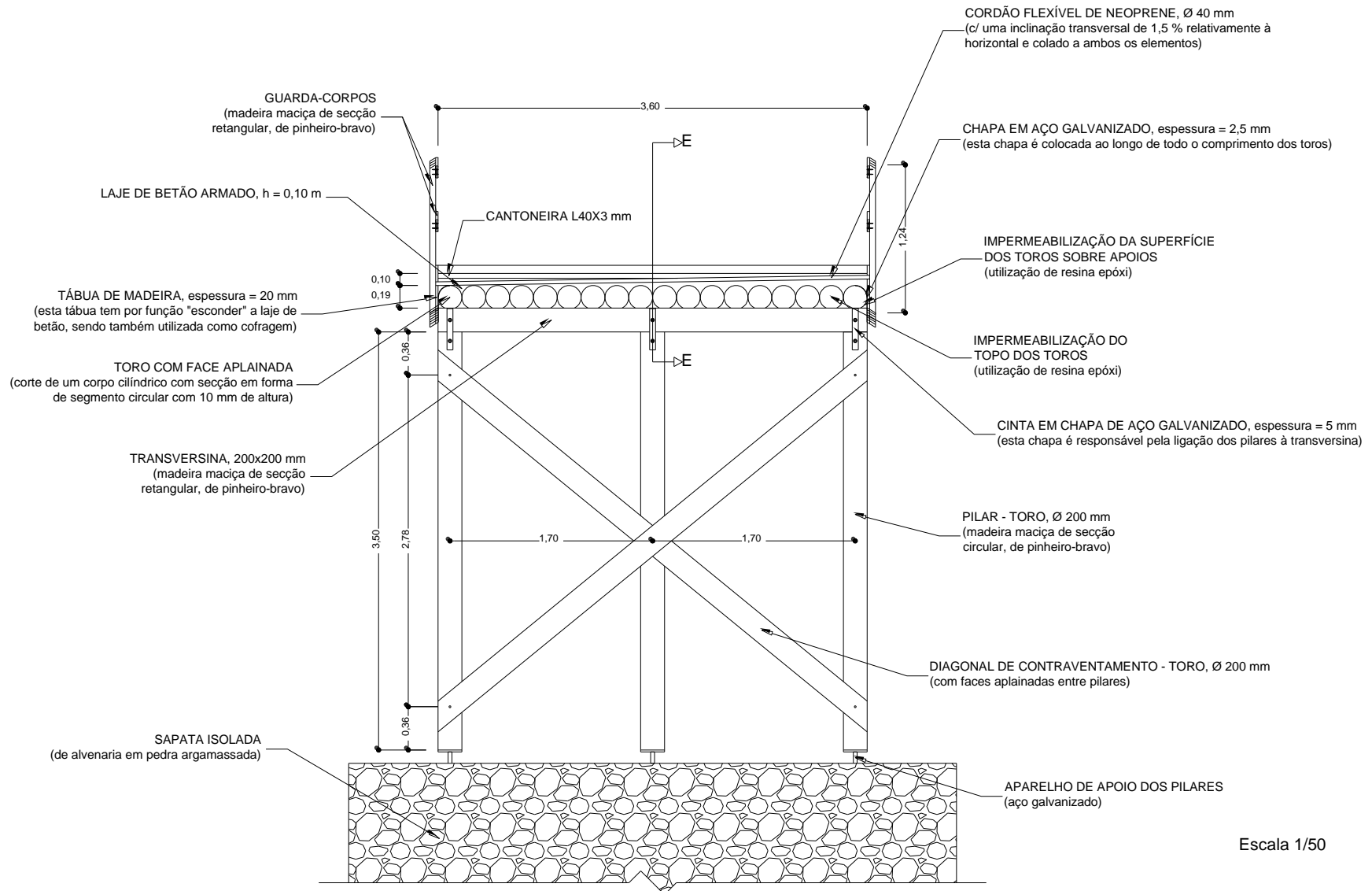


Figura F.4 – Secção transversal nos encontros, corte AA.
(dimensões em metros)



Escala 1/50

Figura F.5 – Seção transversal nos pórticos, corte BB.
(dimensões em metros)

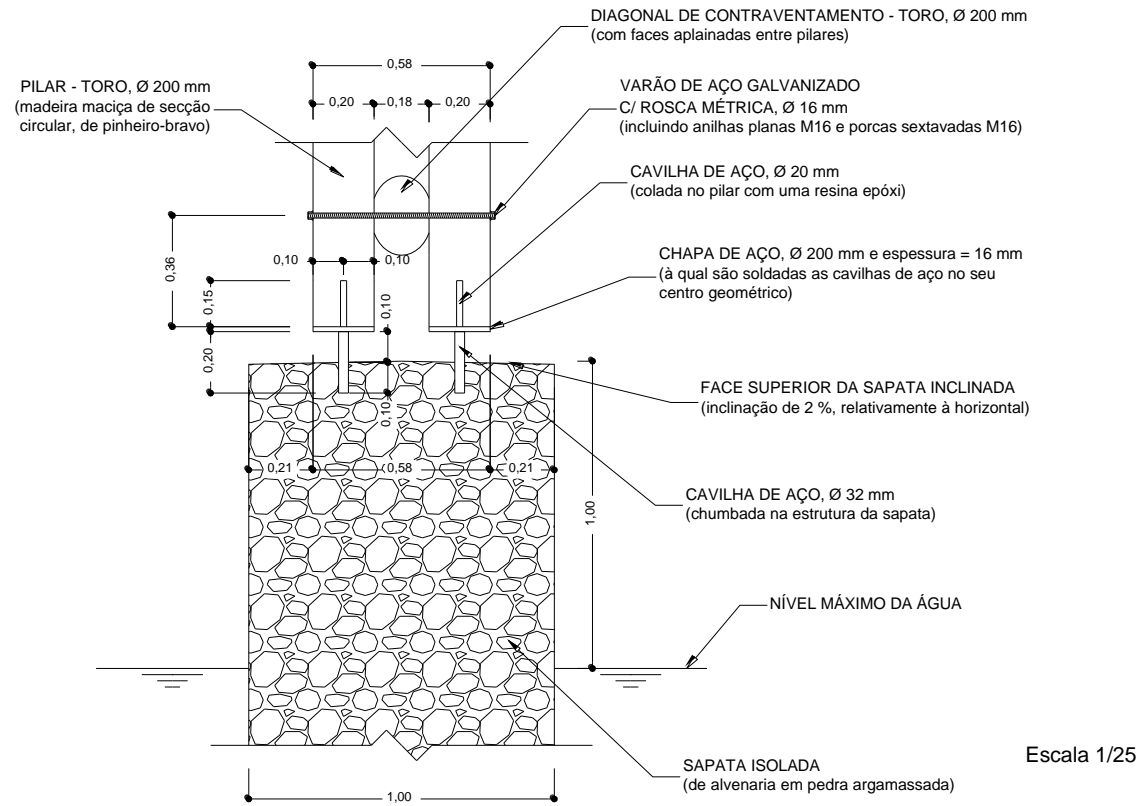


Figura F.6 – Pormenorização das sapatas, corte CC.
(dimensões em metros)

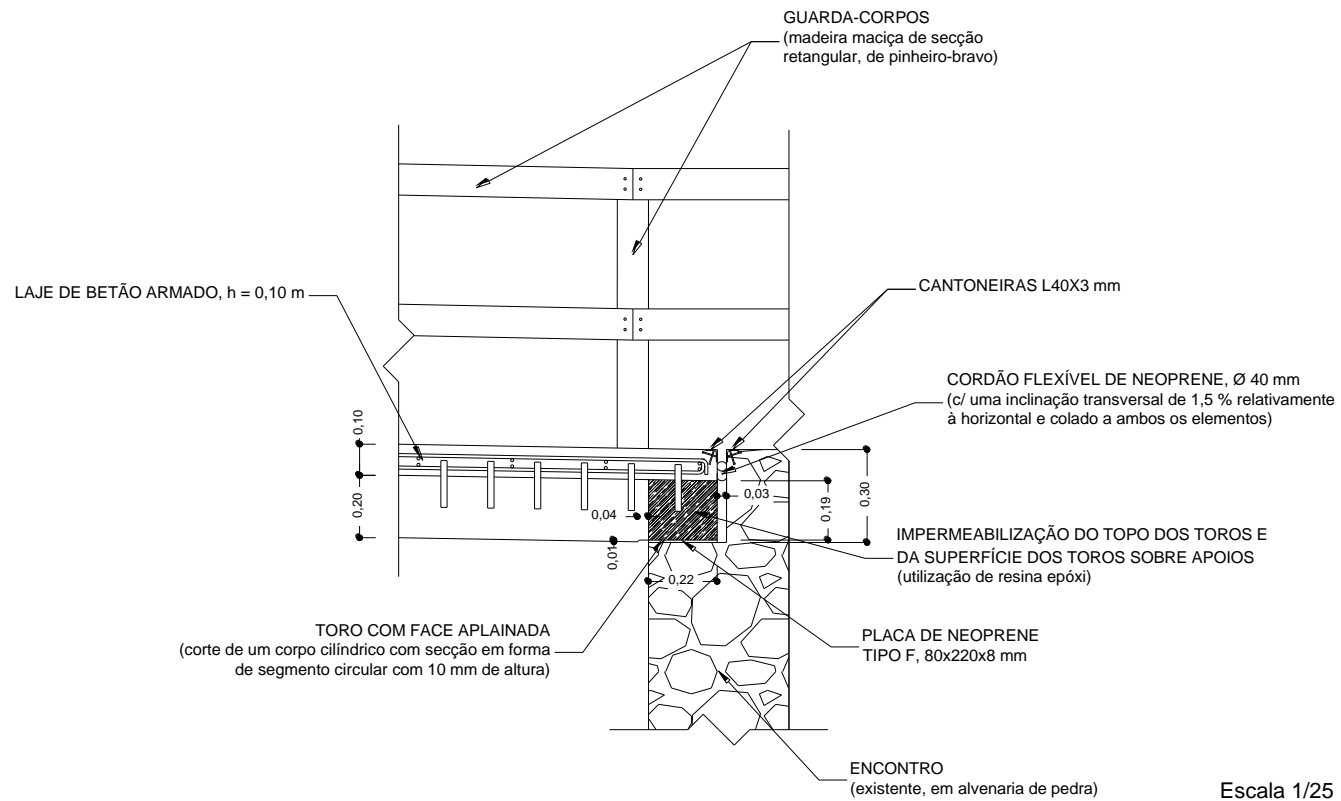
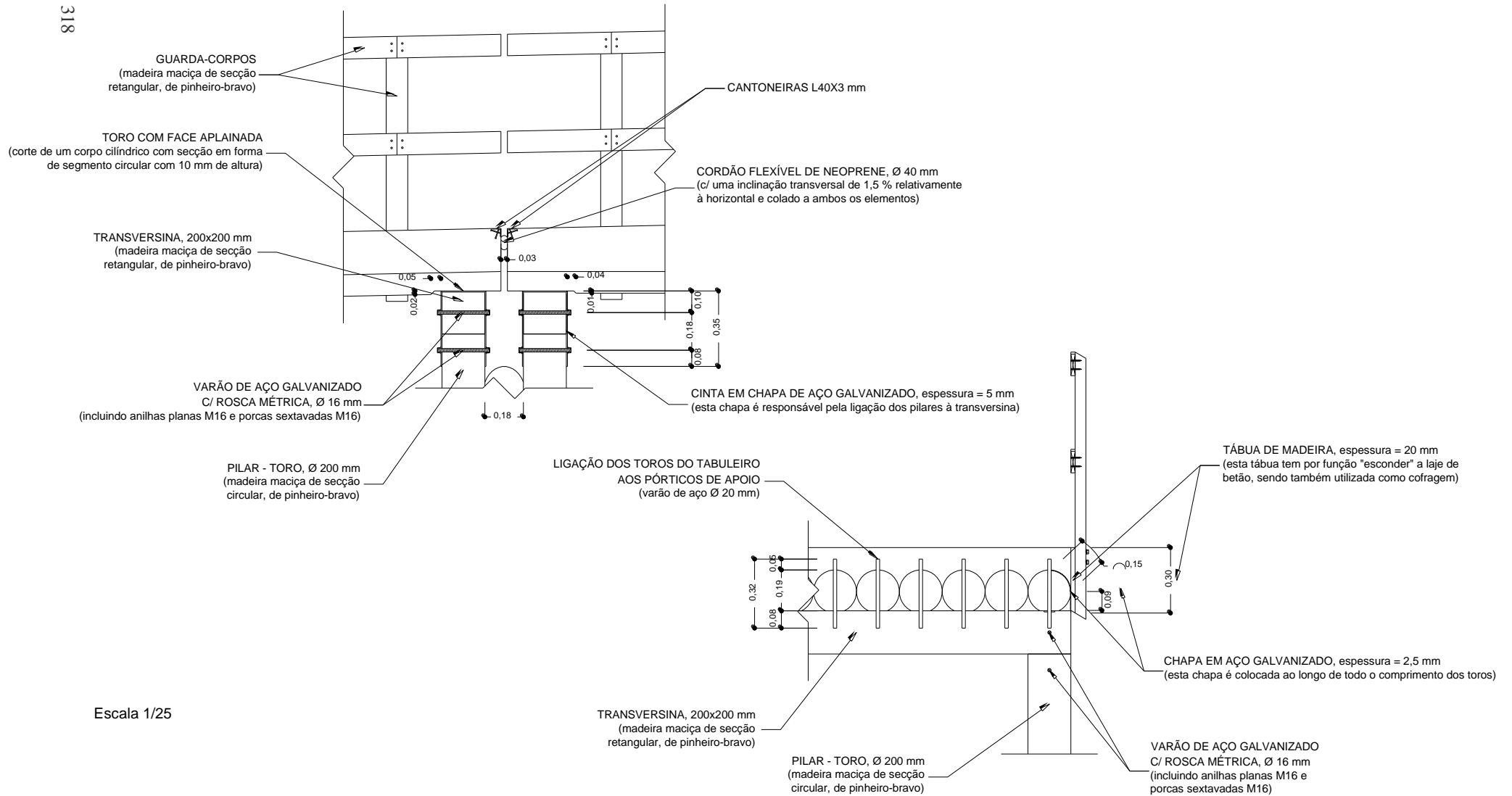


Figura F.7 – Pormenorização do apoio do tabuleiro nos encontros, corte DD.
 (dimensões em metros)



Escala 1/25

Figura F.8 – Pormenorização do apoio do tabuleiro nos pórticos (inclui pormenorização dos bordos da laje de betão armado), corte EE (em cima à esquerda) e corte FF (em baixo à direita).
(dimensões em metros)

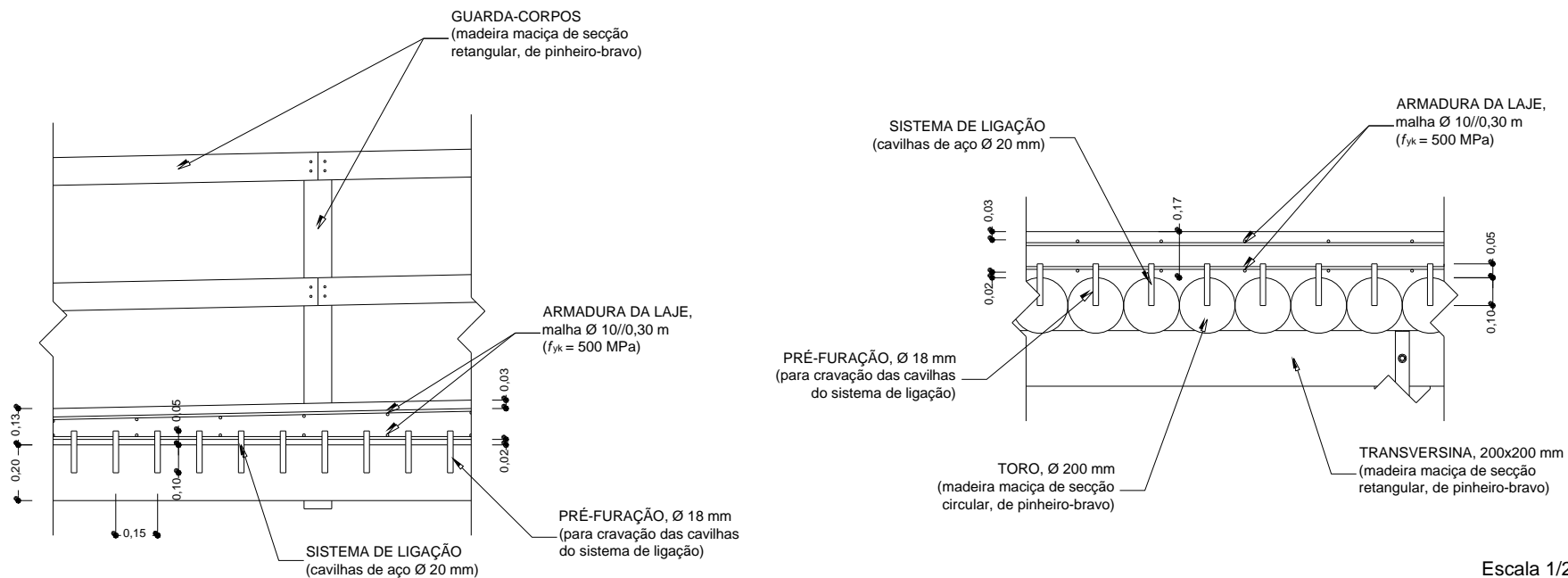
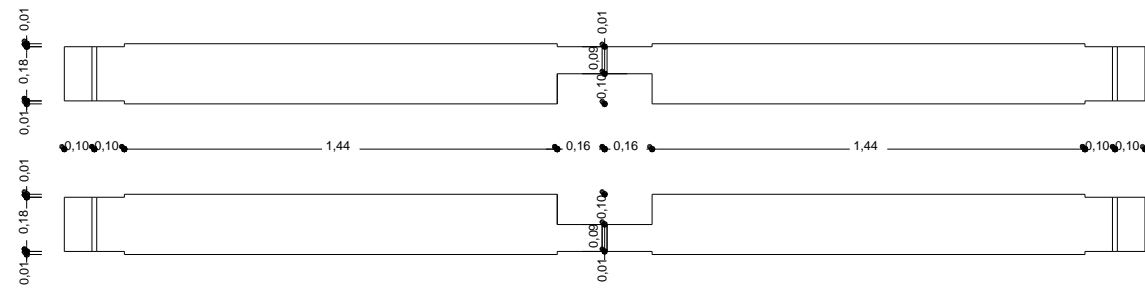
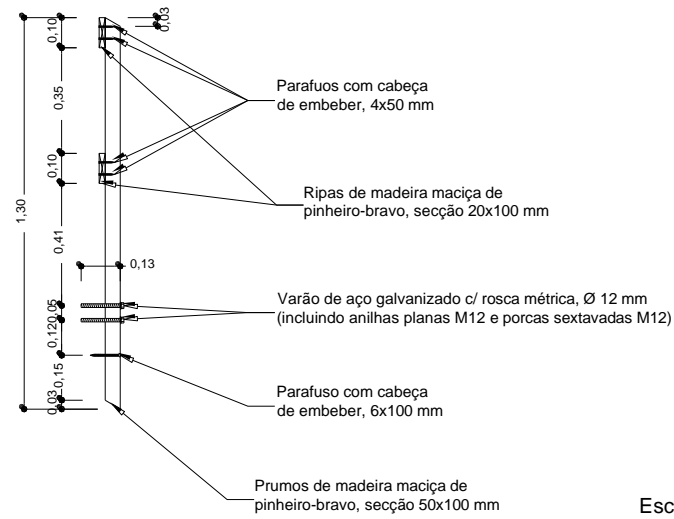


Figura F.9 – Pormenorização do sistema de ligação e da laje de betão armado, corte GG (à esquerda) e corte HH (à direita).
(dimensões em metros)



Escala 1/25



Escala 1/25

Figura F.10 – Pormenorização das diagonais de contraventamento, planta (em cima) e dos guarda-corpos, corte transversal (em baixo).
(dimensões em metros)

