



U n i v e r s i d a d e d o M i n h o

E s c o l a d e E n g e n h a r i a



D e p a r t a m e n t o d e E n g e n h a r i a C i v i l

COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES TIPO CAVILHA EM ESTRUTURAS MISTAS MADEIRA – BETÃO

Jorge Manuel Gonçalves Branco

DISSERTAÇÃO APRESENTADA À UNIVERSIDADE DO MINHO PARA A OBTENÇÃO DE
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL
ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS, GEOTECNIA E FUNDAÇÕES

Fevereiro de 2003



U n i v e r s i d a d e d o M i n h o

E s c o l a d e E n g e n h a r i a



D e p a r t a m e n t o d e E n g e n h a r i a C i v i l

COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES TIPO CAVILHA EM ESTRUTURAS MISTAS MADEIRA – BETÃO

Orientador Científico

Paulo Jorge de Sousa Cruz

Jorge Manuel Gonçalves Branco

DISSERTAÇÃO APRESENTADA À UNIVERSIDADE DO MINHO PARA A OBTENÇÃO DE
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL
ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS, GEOTECNIA E FUNDAÇÕES

Fevereiro de 2003

Orientador Científico:

Doutor Paulo Jorge de Sousa Cruz

Júri das provas constituído por:

Presidente:

Doutor Saïd Jalali

Vogais:

Doutor João Henrique Negrão

Doutor Paulo Jorge de Sousa Cruz

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO / PALAVRAS-CHAVE.....	v
ABSTRACT / KEYWORDS	vii
ÍNDICE DO TEXTO	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE TABELAS	xix
SIMBOLOGIA	xxi

Capítulo 1 INTRODUÇÃO

Capítulo 2 PROPRIEDADES E DESEMPENHOS DA MADEIRA

Capítulo 3 LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

Capítulo 4 LIGAÇÕES MISTAS MADEIRA-BETÃO LEVE

Capítulo 5 SISTEMAS DE LIGAÇÃO EM LAJES MISTAS DE MADEIRA-BETÃO LEVE

Capítulo 6 CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ANEXO

AGRADECIMENTOS

Não poderia concluir este trabalho sem expressar o meu sincero agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a sua realização.

Ao Professor Paulo Cruz, meu orientador, quero expressar o meu profundo agradecimento, pelo seu apoio, orientação e pela notável capacidade de inovação.

O meu reconhecimento às empresas, DST – Domingos Silva Teixeira, S.A., J. Silva Moreira, Lda., Leca – Portugal, Bleu Line, SFS – Portugal, pela cooperação na realização dos ensaios, através da cedência de materiais. Neste sentido, não poderia deixar de destacar a disponibilidade demonstrada pelo Engenheiro Pacheco da DST.

Agradeço a colaboração de todos os técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Contudo, seria injusto não salientar o valioso contributo demonstrado pelo engenho do Matos, pela força do Marco e pela caixa de ferramentas do Palha.

Agradeço a todos os meus amigos e colegas da Universidade do Minho pelo incentivo sempre demonstrado. Em particular, a disponibilidade em ouvir e o espírito crítico revelados pelo Salvador e pelo Tiago, nas nossas sempre muito interessantes conversas.

Reservo aqui um agradecimento muito especial ao meu amigo Luís Neves, pela forma insuperável como contribuiu para a realização deste trabalho, acompanhando, sugerindo e ajudando, mesmo à distância de um oceano.

À minha Família, agradeço todo o carinho que encontrei nos bons e maus momentos, e todos os sacrifícios realizados pelos meus pais, sem os quais não teria sido possível chegar até aqui.

O meu último agradecimento à pessoa que mais acreditou e me apoiou, na sua muito particular maneira de ser, *Obrigado Marisa*.

RESUMO

Este trabalho pretende constituir prova das potencialidades da utilização madeira como material estrutural, quer em acções de reabilitação quer em construções novas. Para tal, numa primeira fase, realiza-se uma síntese das principais propriedades da madeira como material de construção.

De seguida, descrevem-se os estudos experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, e que se podem agrupar nas três seguintes etapas: validação da metodologia de cálculo estabelecida pelo Eurocódigo 5 para as ligações tipo cavilha, utilizando para o efeito a espécie de madeira mais comum em Portugal (*pinus pinaster*); estudo do comportamento das ligações mistas madeira-betão leve, verificando a adequação da metodologia proposta no Eurocódigo 5 sobre este tema; realização de ensaios de corte à escala real sobre alguns sistemas de ligação madeira-betão disponíveis no mercado.

O trabalho incluiu, ainda, a apresentação da técnica construtiva das lajes mistas madeira-betão, descrevendo-se a evolução das tipologias, os vários sistemas de ligação possíveis e os procedimentos de cálculo.

Por fim, resumem-se as conclusões gerais e algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE

Propriedades da Madeira; Pinho Bravo (*pinus pinaster*)

Eurocódigo 5; Teoria de Johansen

Ligações Tipo Cavilha; Ligações Mistas Madeira-Betão

Lajes Mistas Madeira-Betão; Betão Leve

ABSTRACT

This work intends to show the potentialities of the use of timber as structural material, both in rehabilitation tasks as in new constructions. For such, in a first phase, a synthesis of the main properties of the wood as a construction material is presented.

After this, an experimental analysis undertaken in the Laboratory of Civil Engineering of the University of Minho is described. This analysis can be divided in three main stages: adaptation of the calculation methodology, established by Eurocode 5 for the dowel-type fasteners, using the most common timber species in Portugal (*pinus pinaster*); study of the behaviour of timber-lightweight aggregate concrete connections, reporting the adequacy of the methodology proposed in the Eurocode 5; performing and analyzing push-out test on full-scale specimens on some connections systems for timber-concrete composite structures available in the market.

Furthermore, the technique of timber-concrete composite structures is presented by describing the evolution of the typologies, the several possible connection systems and the calculation procedures.

Finally, the general conclusions are summarized and some suggestions for future developments are appointed.

KEYWORDS

Wood Properties; Pine (*pinus pinaster*)

Eurocode 5; Johansen Theory

Dowel-Type Fasteners; Composite Timber-Concrete Joints

Composite Timber-Concrete Slab; Lightweight Aggregate Concrete

ÍNDICE DO TEXTO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais	1.1
1.2 Objectivos Propostos	1.2
1.3 Conteúdo e Organização da Dissertação	1.2
Referências bibliográficas	1.4

CAPÍTULO 2

PROPRIEDADES E DESEMPENHOS DA MADEIRA

2.1 Introdução	2.1
2.2 Anatomia da Madeira	2.1
2.2.1 Ultraestrutura	2.2
2.2.2 Microestrutura	2.3
2.2.3 Macroestrutura	2.5
2.3 Estruturas do Tecido Lenhoso	2.6
2.3.1 Anéis de crescimento	2.6
2.3.2 Raios lenhosos	2.6
2.3.3 Cerne e borne	2.7
2.3.4 Lenho juvenil	2.7
2.3.5 Madeira de reacção	2.8
2.3.6 Orientação das fibras	2.8
2.3.7 Nós	2.8
2.4 Anisotropia da Madeira	2.9
2.5 Propriedades Físicas	2.9
2.5.1 A água na madeira	2.9
2.5.2 Teor em água	2.10

2.5.3 Higroscopicidade	2.10
2.5.4 Retracção e inchamento	2.11
2.5.5 Massa volúmica	2.12
2.5.6 Efeitos térmicos	2.12
2.6 Propriedades Mecânicas	2.13
2.6.1 Propriedades mecânicas da madeira	2.13
2.6.2 Tracção paralela às fibras	2.13
2.6.3 Compressão paralela às fibras	2.14
2.6.4 Flexão	2.14
2.6.5 Tracção perpendicular às fibras	2.15
2.6.6 Compressão perpendicular às fibras	2.15
2.6.7 Corte	2.16
2.6.8 Módulo de elasticidade	2.16
2.7 Factores Que Influenciam as Propriedades	2.17
2.7.1 Factores com origem na anatomia	2.17
2.7.1.1 Massa específica e densidade	2.18
2.7.1.2 Nós	2.18
2.7.1.3 Fio	2.18
2.7.1.4 Lenho juvenil	2.18
2.7.2 Factores com origem no meio envolvente	2.19
2.7.2.1 Teor em água	2.19
2.7.2.2 Temperatura	2.20
2.7.3 Duração da carga	2.20
2.7.4 Efeito de volume	2.20
2.8 Fluência	2.21
2.9 Comportamento ao Fogo	2.21
2.10 Durabilidade	2.22
2.11 A Utilização da Madeira Como Material de Estruturas.....	2.24
2.11.1 Comparação com outros materiais	2.24
2.11.2 Classificação	2.25
2.11.3 Suporte técnico e regulamentar	2.27
Referências bibliográficas	2.27

CAPÍTULO 3

LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

3.1 Introdução	3.1
----------------------	-----

3.2 Ligações Tipo Cavilha	3.2
3.3 Modelo de Cálculo – Teoria de Johansen	3.2
3.3.1 Resistência ao esmagamento localizado	3.3
3.3.2 Momento da cedência plástica do ligador	3.4
3.3.3 Equações de Johansen	3.5
3.4 Trabalho Experimental	3.8
3.4.1 Introdução e objectivos	3.8
3.4.2 Caracterização dos materiais	3.9
3.4.2.1 Madeira	3.9
3.4.2.2 Ligadores	3.10
3.4.3 Modelos e sistema de ensaios	3.10
3.4.4 Apresentação e análise dos resultados	3.12
3.4.5 Comparação com os valores regulamentares	3.21
3.5 Conclusões	3.24
Referências bibliográficas	3.26

CAPÍTULO 4

LIGAÇÕES MISTAS MADEIRA-BETÃO LEVE

4.1 Introdução	4.1
4.2 A Utilização de Betões Leves	4.2
4.3 Sistemas de Ligação entre Madeira e Betão	4.2
4.3.1 Enquadramento regulamentar	4.3
4.3.1.1 Capacidade resistente	4.4
4.3.1.2 Módulo de deslizamento instantâneo	4.4
4.4 Trabalho Experimental	4.5
4.4.1 Introdução e objectivos	4.5
4.4.2 Caracterização dos materiais	4.5
4.4.2.1 Madeira	4.6
4.4.2.2 Ligadores	4.6
4.4.2.3 Betão leve	4.6
4.4.3 Modelos e sistema de ensaios	4.7
4.4.4 Apresentação e análise dos resultados	4.9
4.4.4.1 Provetes com pregagem a 90°	4.9
4.4.4.2 Provetes com pregagem a 45°	4.13
4.4.4.3 Comparação com os valores regulamentares	4.17
4.5 Expressões de Cálculo Propostas.....	4.19

4.5.1 Capacidade resistente.....	4.20
4.5.2 Módulo de deslizamento instantâneo	4.23
4.6 Conclusões	4.24
Referências bibliográficas	4.25

CAPÍTULO 5

SISTEMAS DE LIGAÇÃO EM LAJES MISTAS DE MADEIRA-BETÃO LEVE

5.1 Introdução	5.1
5.2 Evolução das Tipologias	5.2
5.3 Sistemas de Ligação	5.4
5.4 Cálculo pelo Eurocódigo 5	5.6
5.4.1 Rigidez efectiva à flexão	5.7
5.4.2 Distribuição de tensões normais	5.8
5.4.2.1 Verificação da secção de betão	5.8
5.4.2.2 Verificação da secção de madeira	5.9
5.4.3 Comportamento diferido	5.9
5.4.4 Verificação ao corte	5.10
5.4.5 Verificação da ligação	5.10
5.4.6 Verificação dos estados limite de utilização	5.11
5.5 Trabalho Experimental	5.13
5.5.1 Introdução e objectivos	5.13
5.5.2 Materiais	5.13
5.5.2.1 Madeira	5.13
5.5.2.2 Ligadores	5.14
5.5.2.3 Betão leve	5.14
5.5.3 Modelos e sistema de ensaios	5.15
5.5.4 Apresentação e análise de resultados	5.17
5.5.4.1 Modelo LM1	5.19
5.5.4.2 Modelo LM2	5.21
5.5.4.3 Modelo LM3	5.22
5.5.4.4 Modelo LM4	5.24
5.5.5 Conclusões do trabalho experimental	5.26
5.6 Conclusões	5.26
Referências bibliográficas	5.28

CAPÍTULO 6**CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

6.1 Conclusões Gerais	6.1
6.2 Desenvolvimentos Futuros	6.3
Referências bibliográficas	6.4

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

PROPRIEDADES E DESEMPENHOS DA MADEIRA

Figura 2.1	Organização da parede celular (Alvarez, 2000)	2.3
Figura 2.2	Estrutura microscópica de Resinosas e Folhosas (Cavaco, 2001)	2.3
Figura 2.3	Planos fundamentais (Carvalho, 1996)	2.5
Figura 2.4	Plano transversal	2.5
Figura 2.5	Presença da água na madeira. Evolução do processo de secagem (Negrão, 2001)	2.10
Figura 2.6	Pormenores construtivos onde surgem tensões de tracção perpendicular às fibras (Ehlbeck, 1995)	2.15
Figura 2.7	Curva tensão-extensão (σ - ε), em madeira isenta de defeitos, na direcção das fibras (contínuo) e na direcção perpendicular às fibras (tracejado) (Edlund, 1995)	2.17
Figura 2.8	Alterações sofridas pela madeira sob acção do fogo	2.22

CAPÍTULO 3

LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

Figura 3.1	Ensaio de determinação da resistência ao esmagamento localizado (EN 383, 1993)	3.3
Figura 3.2	Fundamentos do ensaio para a determinação do momento de cedência plástica sobre pregos (EN 409, 1993)	3.4
Figura 3.3	Modos de rotura possíveis para ligações com ligador tipo cavilha em corte simples	3.6
Figura 3.4	Esquema dos provetes que compõem cada uma das séries consideradas (dimensões em milímetros)	3.10
Figura 3.5	Esquema dos provetes contemplados na Série 5 (dimensões em milímetros)	3.11
Figura 3.6	Esquema dos ensaios	3.12
Figura 3.7	Procedimento de carga	3.12
Figura 3.8	Curva força-deslocamento típica das ligações ensaiadas e identificação das grandezas obtidas nos ensaios	3.13
Figura 3.9	Resultados da força máxima (F_{max}) exibidas pelas ligações ensaiadas	3.14
Figura 3.10	Comparação entre as curvas força-deslocamento referentes às Séries 1,2 e 3	3.17
Figura 3.11	Modo de rotura característico dos provetes da Série 2 (Prego redondo a 135°)	3.18

Figura 3.12	Energia total correspondente aos ensaios dos vários provetes	3.19
Figura 3.13	Comparação entre os modos de rotura observados nos ensaios, a), b) e c), e os admitidos por Johansen, d) e e).....	3.23
Figura 3.14	Valores experimentais obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo em função do ângulo de pregagem do prego	3.24

CAPÍTULO 4

LIGAÇÕES MISTAS MADEIRA-BETÃO LEVE

Figura 4.1	Provetes representativos dos quatro sistemas de ligação (dimensões em milímetros)	4.8
Figura 4.2	Esquema de ensaios	4.8
Figura 4.3	Procedimento de carga	4.8
Figura 4.4	Determinação do módulo de deslizamento instantâneo para o provete M90_5	4.11
Figura 4.5	Comparação entre o valor médio das respostas força-deslocamento das ligações mistas com ligadores a 90°, com (M90C) e sem contraplacado(M90)	4.12
Figura 4.6	Conjunto das respostas força-deslocamento dos provetes referentes à série M45	4.14
Figura 4.7	Conjunto das respostas força-deslocamento dos provetes referentes à série M45C	4.15
Figura 4.8	Comparação entre os valores experimentais da força máxima (F_{max}) para as ligações mistas com os ligadores a 45° com contraplacado (M45C) e sem contraplacado (M45) ...	4.16
Figura 4.9	Comparação entre os valores do módulo de deslizamento instantâneo (k_{ser}) para as ligações mistas com os ligadores a 45° com (M45C) e sem (M45) contraplacado	4.17
Figura 4.10	Comparação entre o modo de rotura evidenciado pelas ligações mistas ensaiadas tendo o ligador 90°, com o modelo assumido por Johansen e presente no Eurocódigo 5	4.20

CAPÍTULO 5

SISTEMAS DE LIGAÇÃO EM LAJES MISTAS DE MADEIRA-BETÃO LEVE

Figura 5.1	Transformação de um soalho tradicional numa laje mista madeira-betão	5.1
Figura 5.2	Tipologias mais frequentes e respectivas soluções de reabilitação	5.3
Figura 5.3	Organização dos elementos (Tecnaria, 1995)	5.3
Figura 5.4	Fixação do ligador às vigas (Tecnaria, 1995)	5.3
Figura 5.5	Esquema da solução proposta (Szucs,2000)	5.4
Figura 5.6	Secções transversais de lajes de madeira (Sandoz, 2000)	5.4
Figura 5.7	Esquema da solução mista (Sandoz, 2000)	5.4
Figura 5.8	Ligações rígidas	5.5
Figura 5.9	Ligações com pregos, parafusos ou varões	5.5
Figura 5.10	Ligações com anéis em aço, tubos metálicos ou chapas denteadas	5.5
Figura 5.11	Ligações com entalhes e/ou ligadores	5.6
Figura 5.12	Esquema da secção mista madeira-betão	5.7
Figura 5.13	Componentes da deformação a longo prazo	5.12

Figura 5.14	Os três tipos de ligadores utilizados	5.14
Figura 5.15	Alçado lateral a) e secção transversal b), do sistema representativo dos diferentes modelos de ligações mistas analisados no terceiro programa experimental (dimensões em milímetros)	5.16
Figura 5.16	Esquema dos ensaios	5.17
Figura 5.17	Procedimento de carga	5.17
Figura 5.18	Curva força-deslocamento estabelecida pela EN 26891 (1991)	5.18
Figura 5.19	Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM1	5.19
Figura 5.20	Resposta força-deslocamento correspondente apenas ao ligador	5.20
Figura 5.21	Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM2	5.21
Figura 5.22	Comportamento força-deslocamento relativo ao ligador	5.22
Figura 5.23	Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM3	5.23
Figura 5.24	Comportamento do ligador após desprendimento do betão	5.24
Figura 5.25	Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM4	5.25

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2

PROPRIEDADES E DESEMPENHOS DA MADEIRA

Tabela 2.1	Valores normais para o teor em água da madeira em função da sua utilização	2.11
Tabela 2.2	Variações das propriedades da madeira (Hoffmeyer, 1995)	2.19
Tabela 2.3	Comparação entre os valores médios das tensões admissíveis e do módulo de elasticidade para a madeira, betão e aço (Govic, 1995)	2.25
Tabela 2.4	Valores das propriedades mecânicas da madeira de Pinho bravo (LNEC-M2, 1997).....	2.26

CAPÍTULO 3

LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

Tabela 3.1	Valores para o factor de correcção k_{mod} para madeira maciça, madeira lamelada-colada e contraplacado (prEN 1995-1-1, 2001)	3.8
Tabela 3.2	Resultados obtidos para a Série 1 (Prego redondo a 90°)	3.15
Tabela 3.3	Resultados obtidos para a Série 2 (Prego redondo a 135°)	3.16
Tabela 3.4	Resultados obtidos para a Série 3 (Prego redondo a 45°)	3.16
Tabela 3.5	Coeficiente de ductilidade estática	3.18
Tabela 3.6	Resultados obtidos para a Série 4 (Prego quadrado a 90°)	3.19
Tabela 3.7	Resultados obtidos para a Série 5	3.20
Tabela 3.8	Comparação entre os valores experimentais e os sugeridos por Johansen	3.22
Tabela 3.9	Comparação entre os valores experimentais e os sugeridos pelo Eurocódigo 5, para o módulo de deslizamento instantâneo	3.23
Tabela 3.10	Síntese do estudo da influência do ângulo de pregagem e da secção do prego	3.25

CAPÍTULO 4

LIGAÇÕES MISTAS MADEIRA-BETÃO LEVE

Tabela 4.1	Comparação do betão leve para todas as betonagens	4.7
------------	---	-----

Tabela 4.2	Caracterização experimental do betão leve	4.7
Tabela 4.3	Resultados obtidos para a Série M90 (pregagem a 90°)	4.10
Tabela 4.4	Resultados obtidos para a Série M90C (pregagem a 90° e contraplacado)	4.11
Tabela 4.5	Resultados obtidos para a Série M45 (pregagem a 45°)	4.13
Tabela 4.6	Resultados obtidos para a Série M45C (pregagem a 45° e contraplacado)	4.15
Tabela 4.7	Valores para a capacidade resistente e módulo de deslizamento, obtidos por via experimental e pelas expressões do Eurocódigo 5	4.18
Tabela 4.8	Valores para a capacidade resistente segundo as várias análises admitidas	4.20
Tabela 4.9	Valores estabelecidos para o coeficiente C_1 com base nos resultados experimentais obtidos por alguns autores	4.22
Tabela 4.10	Módulo de deslizamento instantâneo obtido experimentalmente por vários autores, os correspondentes valores preconizados pelo Eurocódigo 5 e os resultantes da expressão aqui proposta	4.24

CAPÍTULO 5

SISTEMAS DE LIGAÇÃO EM LAJES MISTAS DE MADEIRA-BETÃO LEVE

Tabela 5.1	Composição do betão leve usado	5.14
Tabela 5.2	Caracterização experimental do betão leve aos 28 dias	5.15
Tabela 5.3	Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos da aplicação das expressões propostas no Capítulo 4	5.20

ANEXO

Tabela A.1	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 1 (Prego redondo a 90°)	A.3
Tabela A.2	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 2 (Prego redondo a 135°)	A.4
Tabela A.3	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 3 (Prego redondo a 45°)	A.5
Tabela A.4	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 4 (Prego quadrado a 90°)	A.6
Tabela A.5	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 5	A.7
Tabela A.6	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M90	A.7
Tabela A.7	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M90C	A.8
Tabela A.8	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M45	A.8
Tabela A.9	Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M45C	A.8
Tabela A.10	Teor em água e massa volúmica para os provetes de madeira usados no terceiro programa experimental	A.9

SIMBOLOGIA

Siglas

<i>ANOVA</i>	- Analyze of Variance
<i>C</i>	- abreviatura para madeiras maciças resinosas
<i>C14 a C40</i>	- classes tipo para madeiras maciças resinosas
<i>D</i>	- abreviatura para madeiras maciças folhosas
<i>Desniv_1, Desniv_2, Desniv_3, ...</i>	- abreviatura usada para a designação dos provetes à Série 5 (2º Programa Experimental)
<i>E</i>	- classe de qualidade Estruturas
<i>EC5</i>	- Eurocódigo 5
<i>EE</i>	- classe de qualidade Especial Estruturas
<i>EYM</i>	- European Yield Model
<i>F30, F60 e F90</i>	- classes de protecção ao fogo
<i>GL</i>	- abreviatura para lamelados colados
<i>KAR total</i>	- projecção de um nó
<i>KAR marginal</i>	- projecção de um grupo de nós
<i>LM</i>	- Lamela média (μm)
<i>LNEC</i>	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>LVDT</i>	- Linear Variable Displacement Transducer
<i>M0 a M4</i>	- níveis de reacção ao fogo
<i>M45</i>	- designação para modelo para ligação mista com o ligador 45º
<i>M45C</i>	- designação para modelo para ligação mista com o ligador 45º e cofragem perdida
<i>M90</i>	- designação para modelo para ligação mista com o ligador 90º
<i>M90C</i>	- designação para modelo para ligação mista com o ligador 90º e cofragem perdida
<i>Modo 1, 2, ..., n</i>	- modo de rotura
<i>Nivela_1, Nivela_2, Nivela_3, ...</i>	- abreviatura usada para a designação dos provetes à Série 5 (2º Programa Experimental)
<i>P</i>	- espessura da parede primária (μm)
<i>PSF</i>	- ponto de saturação das fibras (%)
<i>S₁</i>	- espessura da camada exterior (μm)

- S_2 - espessura da camada média da parede secundária (μm)
 S_3 - espessura da camada interna (μm)
Série 1, 2, ..., n - número de séries ensaiadas

Notações Escalares Maiúsculas Latinas

- A_i - área do material i (mm^2)
 A_2 - área da secção transversal da madeira (mm^2)
 D_e - valor do deslocamento ao limite elástico (mm)
 D_{max} - valor do deslocamento correspondente à máxima força (mm)
 $E_{0,mean}$ - valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras de madeira (N/mm^2)
 $E_{0,05}$ - valor característico para módulo de elasticidade (N/mm^2)
 $\bar{E}_{0,mean}$ - valor médio para módulo de elasticidade paralelo às fibras de madeira (N/mm^2)
 E_1 - valor para módulo de elasticidade a curto prazo do betão (N/mm^2)
 E_2 - valor para módulo de elasticidade a curto prazo da madeira (N/mm^2)
 E_{1fin} - valor para módulo de elasticidade a longo prazo do betão (N/mm^2)
 E_{2fin} - valor para módulo de elasticidade a longo prazo da madeira (N/mm^2)
 $E_{90,mean}$ - valor médio para módulo de elasticidade perpendicular às fibras de madeira (N/mm^2)
 E_i - valor do módulo de elasticidade do material i (N/mm^2)
 E_{cm} - valor do módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias (GPa)
 E_{lcm} - valor do módulo de elasticidade médio do betão leve (GPa)
 $E_i A_i$ - factor de rigidez axial do material (N)
 $E_i b$ - factor de rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo paralelo às vigas (Nmm^2)
 $E I_{ef}$ - rigidez efectiva à flexão (Nmm^2)
 $E I_{long}$ - factor de rigidez da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo perpendicular à direcção das vigas (Nmm^2/m)
 $E I_{ser}$ - rigidez à flexão da secção mista para Estado Limite de Utilização (Nmm^2)
 F - força estática concentrada (N)
 F_1, F_2, F_3 e F_4 - valor das forças aplicadas no ligador (kN)
 F_d - valor de cálculo da força aplicada num ligador (N)
 F_{est} - valor estimada da força de rotura (kN)
 F_{max} - valor da carga máxima (kN)
 G_{mean} - valor médio para módulo de distorção (N/mm^2)
 H - teor em água (%)
 I_i - inércia da peça relativamente ao eixo neutro (mm^4)
 L_1, L_2 e L_3 - distâncias entre forças (mm)
 M - valor de cálculo do momento flector (Nmm)

- $M_{y,d}$ - valor de cálculo do momento máximo de cedência plástica (Nmm)
 $M_{y,k}$ - valor característico do momento máximo de cedência plástica (Nmm)
 Q - valor da acção (N)
 R_d - valor de cálculo da capacidade resistente da ligação por ligador e por plano de corte (N)
 R_k - valor de cálculo da capacidade resistente da ligação por ligador e por plano de corte (N)
 V_{max} - valor de cálculo para o esforço transversal máximo (N)
 V_{sd} - valor de cálculo para o esforço transversal para a secção analisada (N)

Notações Escalares Minúsculas Latinas

- a_1 - termo numérico
 a_2 - termo que representa a relação entre a rigidez garantida apenas pelo betão e a rigidez conferida pelos dois materiais
 b_i - dimensão (largura) i da peça (mm)
 c_1 - relação entre as cargas permanentes e a carga total
 c_2 - relação entre as cargas variáveis e a carga total
 d - valor do diâmetro do ligador (mm)
 d_h - valor do diâmetro da cabeça do prego (mm)
 f_1 - valor da frequência fundamental (Hz)
 $f_{c,0}$ - valor da resistência à compressão paralela ao fio (N/mm^2)
 $f_{c,0,k}$ - valor característico da resistência à compressão paralela ao fio (N/mm^2)
 $f_{c,90}$ - valor da resistência à compressão perpendicular ao fio (N/mm^2)
 $f_{c,90,k}$ - valor característico da resistência à compressão perpendicular ao fio (N/mm^2)
 f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (N/mm^2)
 f_{ctmd} - valor de cálculo da resistência à tracção (N/mm^2)
 f_{cd} - valor de cálculo da resistência à compressão (N/mm^2)
 f_{ck} - valor característico para a resistência à compressão do betão (N/mm^2)
 f_{lcm} - valor médio para a resistência à compressão do betão leve aos 28 dias (MPa)
 f_{md} - valor de cálculo da resistência à flexão (N/mm^2)
 f_h - valor da resistência ao esmagamento (N/mm^2)
 $f_{h,k}$ - valor característico da resistência ao esmagamento localizado (N/mm^2)
 $f_{h,1,d}$ e $f_{h,2,d}$ - valores de cálculo da resistência ao esmagamento localizado da madeira da peça 1 e 2 (N/mm^2)
 $f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ - valores característicos da resistência ao esmagamento localizado da madeira da peça 1 e 2 (N/mm^2)
 $f_{m,k}$ - valor característico da resistência à flexão (N/mm^2)
 $f_{t,0}$ - valor da resistência à tracção paralela ao fio (N/mm^2)
 $f_{t,0,d}$ - valor de cálculo da resistência à tracção paralela ao fio (N/mm^2)
 $f_{t,0,k}$ - valor característico da resistência à tracção paralela ao fio (N/mm^2)

$f_{t,90}$	- valor da resistência à tracção perpendicular ao fio (N/mm ²)
$f_{t,90,k}$	- valor característico da resistência à tracção perpendicular ao fio (N/mm ²)
$f_{v,d}$	- valor de cálculo característico da resistência ao corte da madeira (N/mm ²)
$f_{v,k}$	- valor característico da resistência ao corte da madeira (N/mm ²)
f_{uk}	- valor característico da resistência à tracção do aço do ligador (N/mm ²)
h_1	- espessura da lajeta de betão (mm)
h_2	- altura da viga de madeira (mm)
k_{cal}	- factor que tem em conta a presença de forças axiais desenvolvidas no ligador
k_{def}	- factor que tem em conta o aumento da deformação ao longo do tempo
$k_{def,g}$	- factor de cálculo das deformações finais para cargas permanentes
$k_{def,q}$	- factor de cálculo das deformações finais para cargas variáveis
k_{mod}	- factor de correcção resultante da interacção entre a duração do carregamento e o teor em água
k_{ser}	- valor do módulo de deslizamento instantâneo (N/mm)
$k_{ser,\infty}$	- valor do módulo de deslizamento a longo prazo (N/mm)
k_u	- valor do módulo de deslizamento para o Estado Limite Último
l	- vão da viga (mm)
m	- valor da massa por unidade de área (kg/m ²)
m_1	- massa do provete húmido
m_2	- massa do provete completamente seco
n_{40}	- número de modos de vibração de 1ª ordem com frequências próprias inferiores a 40 Hz
s	- valor do espaçamento entre ligadores (mm)
s_{max}	- valor do espaçamento máximo entre ligadores (mm)
s_{min}	- valor do espaçamento mínimo entre ligadores (mm)
t	- valor da espessura do provete de madeira ou da peça que recebe a cabeça do prego (mm)
t_1 e t_2	- menor valor dado pela espessuras das peças de madeira ligadas e a penetração do ligador (mm)
t_{pen}	- valor da penetração do prego na peça que recebe a ponta (mm)
U	- valor da flecha máxima provocada por uma força estática concentrada (mm)
U_0	- valor da contraflecha (mm)
U_{inst}	- valor da deformação instantânea (mm)
$U_{2,inst}$	- valor da deformação instantânea devido às cargas variáveis (mm)
$U_{1,fin}$	- valor da deformação final devido às cargas permanentes (mm)
$U_{2,fin}$	- valor da deformação final devido às cargas variáveis (mm)
$U_{net,fin}$	- valor da deformação final aparente (mm)
v	- valor inicial máximo da velocidade de vibração vertical do pavimento (m/s)

Notações Escalares Gregas

α	- ângulo no ligador
β	- valor da razão ($f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$)
ρ_k	- valor característico da massa volúmica da madeira (kg/mm^3)
ρ_m	- valor médio da massa volúmica (kg/m^3)
$\rho_{m,1}$	- valor médio da massa volúmica da madeira (kg/m^3)
$\rho_{m,2}$	- valor médio da massa volúmica do betão leve (kg/m^3)
ρ_{mean}	- valor médio para massa volúmica (kg/m^3)
σ_1	- tensão normal devida ao esforço axial da secção de betão
σ_2	- tensão normal devida ao esforço axial da secção de madeira
$\sigma_{m,1}$	- tensão normal devida à flexão da secção de betão
$\sigma_{m,2}$	- tensão normal devida à flexão da secção de madeira
$\sigma_{c,topo}$	- tensão actuante de cálculo na fibra de topo da secção de betão
$\sigma_{c,base}$	- tensão actuante de cálculo na fibra da base da secção de betão
τ_{max}	- valor de cálculo para a tensão tangencial actuante máxima
γ_1	- factores adimensionais que tem em conta a rigidez dos dois materiais
γ_m	- coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do ligador
$V_{i,mod}$	- valor do deslocamento modificado (mm)
$v_{0,4}$ e $v_{0,1}$	- valores dos deslocamentos registados para $0.4F_{est}$ e para $0.1F_{est}$
$\Phi_{t,to}$	- coeficiente da fluência para cargas quase permanentes
$\Phi_{\infty,to}$	- coeficiente da fluência para cargas permanentes
ξ	- coeficiente de amortecimento

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em tempos, a madeira ocupou um papel de extraordinário relevo no sector da construção civil. Como material abundante, barato, fácil de trabalhar e exibindo qualidades que se adaptavam às mais variadas exigências da construção, o seu campo de aplicação era vastíssimo (pavimentos, asnas, madres, frechais, escadas, caixilharia, portas, etc.).

Com o aparecimento de outros materiais, principalmente, com as invenções do betão e do aço, as aplicações estruturais da madeira ficaram limitadas à realização de asnas, sobretudo nos países da Europa do Sul, da qual Portugal faz parte. Contudo, movidos pelo dinamismo dos países escandinavos e, em especial, pelas magníficas realizações Suíças, tem-se assistido ao renascimento do interesse nas estruturas de madeira.

O renascimento do interesse nas estruturas de madeira deve-se principalmente a três razões: Em primeiro, por razões ambientais, já que sendo este um material natural, renovável e transformável à custa de um baixo consumo de energia, a utilização da madeira é ecológica. Em segundo, o desenvolvimento das técnicas de classificação permitiu um melhor conhecimento das performances mecânicas da madeira. Por último, o desenvolvimento dos meios de execução das ligações, cuja melhoria na eficiência da sua materialização não só trouxe uma maior precisão dimensional como possibilitou uma maior liberdade nas formas arquitectónicas.

A madeira constitui, hoje em dia, um material de potencialidades renovadas no domínio da criação estrutural e arquitectónica. O número de novas construções em madeira tem vindo a aumentar. A sua utilização em coberturas de polidesportivos, piscinas e salas de espectáculos, tem contribuído para a divulgação das suas potencialidades estruturais e arquitectónicas.

Também no campo da reabilitação se assiste ao despertar de uma nova forma de encarar a utilização da madeira. Se a substituição dos antigos pavimentos de madeira por lajes de betão era uma prática comum, são já vários os exemplos que apontam a conversão dos soalhos em

sistemas mistos madeira-betão como uma solução mais adequada (Branco, 2002). O recurso a esta técnica permite tirar partido das melhores propriedades destes dois materiais, ao combinar a resistência, a rigidez e a protecção ao fogo proporcionada pelo betão, com um material leve como é a madeira. Neste contexto, a utilização dos betões leves adquire particular interesse, dado permitir uma redução de cerca de 30% no valor da massa para a lajeta de betão. Refira-se que esta técnica evidencia também enormes potencialidades no campo da pré-fabricação de novos edifícios.

Contudo, o valor da utilização da madeira como material de estruturas, só aumentará com o conhecimento das suas características resistentes e dos meios de realizar com ela ligações eficientes. É aqui, que as Universidades desempenham um importante papel, enquanto formadoras de técnicos e meios privilegiados de sensibilização das várias entidades intervenientes no sector da construção civil.

1.2 OBJECTIVOS PROPOSTOS

Do exposto no ponto anterior justifica-se a necessidade de expandir o conhecimento do comportamento das ligações tipo cavilha em estruturas mistas madeira-betão, cujo campo de aplicação vai das mais variadas estruturas de madeira de edifícios novos às acções de reforço em construções antigas.

Os principais objectivos estabelecidos à realização da presente dissertação foram:

- Resumir as principais propriedades da madeira como material de construção;
- Promover um maior interesse no estudo das ligações em estruturas de madeira;
- Apresentar o modelo de cálculo das ligações tipo cavilha, avaliando a sua adequação às características da espécie de madeira mais comum em Portugal;
- Promover a utilização das lajes mistas madeira-betão, apresentando as soluções disponíveis no mercado e analisando as potencialidades do uso de betão leve;
- Enquadrar o dimensionamento das lajes mistas madeira-betão a nível regulamentar;
- Apresentar novos elementos para a investigação nesta vertente da Engenharia Estrutural.

1.3 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, incluindo a introdução e as conclusões. Em cada capítulo, são apresentadas referências bibliográficas.

Após esta introdução, no *Capítulo 2* aborda-se a temática da utilização da madeira como material de construção. Fundamentadas sobre o conhecimento da constituição anatómica da madeira, apresentam-se as principais propriedades deste material, salientando-se aquelas que influem no

seu desempenho estrutural. Realiza-se uma simples comparação entre as propriedades mecânicas da madeira, do betão e do aço. É feita uma chamada de atenção para a existência de suporte técnico e regulamentar ao cálculo de estruturas de madeira.

No *Capítulo 3* apresenta-se, de uma forma resumida, o estado de conhecimento sobre ligações tipo cavilha, especialmente, no que se refere a ligações pregadas. São revistos os principais conceitos teóricos necessários ao estudo do seu comportamento. Apresenta-se o primeiro programa experimental realizado, relativo a ensaios ao corte simples, de cinco séries de ligações pregadas do tipo cavilha. Três delas são resultado da variação da inclinação da pregagem de pregos circulares entre os valores de 90° , 135° e 45° ; e a quarta utiliza pregos quadrados a fim de comparar as performances das secções dos pregos. A quinta foi realizada como justificação de algumas opções tomadas ao longo do trabalho experimental.

Após apresentação e análise dos resultados de todos os modelos ensaiados, é verificada a validade do modelo de cálculo assumido pelo Eurocódigo 5, nomeadamente, a sua adequação às características da espécie de madeira mais comum no nosso país (Pinho bravo).

O *Capítulo 4* é dedicado ao estudo das ligações mistas madeira-betão leve. Apresenta-se o estado de conhecimento sobre as ligações mistas madeira-betão, expondo as lacunas da metodologia de cálculo estabelecida pelo Eurocódigo 5. Apontam-se as vantagens decorrentes da utilização de betão leve.

Descreve-se o segundo trabalho experimental realizado, relativo a ensaios ao corte simples, de quatro séries de ligações mistas madeira-betão leve utilizando pregos como ligadores. Os quatro modelos de ligação considerados resultam do estudo da influência da existência ou não, de cofragem perdida e da inclinação do ligador segundo 90° ou 45° , relativamente à direcção dos esforços de corte. Apresentados e analisados os resultados de todos os modelos ensaiados, apontam-se as divergências existentes entre a análise preconizada pelo Eurocódigo 5 e os resultados experimentais obtidos neste trabalho e em outras investigações. Como conclusão, apresentam-se algumas indicações para futuras expressões a desenvolver.

No *Capítulo 5* apresenta-se a técnica construtiva das lajes mistas madeira-betão, descrevendo-se a evolução das tipologias e os vários sistemas de ligação possíveis. Para tal, expõem-se as diferentes experiências ao nível nacional e internacional. São apresentados os procedimentos de cálculo estrutural, abordando-se os estados limite de utilização e os estados limite últimos. Posteriormente, efectua-se uma análise do desempenho dos sistemas de ligação com maiores potencialidades de aplicação em Portugal, através da realização de um terceiro programa experimental. Neste, realizam-se ensaios de corte simples sobre quatro sistemas de ligação, considerando a utilização de betão leve.

A dissertação termina no *Capítulo 6* com a apresentação das conclusões gerais retiradas das diversas análises efectuadas, e de algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

Referências bibliográficas

Branco, J.M., Cruz, P.J. (2002), Lajes Mistas de Madeira-Betão, Engenharia Civil - Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, N.º 15, pp. 5-18.

CAPÍTULO 2

PROPRIEDADES E DESEMPENHOS DA MADEIRA

2.1 INTRODUÇÃO

Como consequência do abandono da utilização da madeira nas estruturas de pontes, de passadiços e de edifícios em geral, o conhecimento prático sobre estruturas de madeira perdeu-se quase na totalidade, principalmente nos países da Europa do Sul, da qual, Portugal faz parte. Actualmente, são escassas as Licenciaturas de Engenharia Civil que contemplam nos seus currículos o estudo e o dimensionamento de estruturas de madeira. Instalou-se o ciclo vicioso: *“não se ensina porque não se usa e, não se usa porque não se conhece”*.

Este capítulo pretende lembrar os conhecimentos essenciais das propriedades da madeira como material de construção. Apresentam-se as principais propriedades da madeira salientando-se aquelas que influem no seu desempenho estrutural.

2.2 ANATOMIA DA MADEIRA

Denomina-se madeira ao conjunto de tecidos que formam o tronco, as raízes e os ramos, de plantas lenhosas. Contudo, para aplicação na construção, apenas se aproveita a madeira de troncos de árvores com certas características, nomeadamente, possuindo determinadas dimensões. Botanicamente, as árvores madeireiras pertencem a duas grandes categorias: *Angiospérmicas* e *Gimnospérmicas*, geralmente denominadas por Folhosas e Resinosas, das quais são exemplos na floresta nacional os *Carvalhos* e os *Pinheiros*, respectivamente.

A madeira é um material orgânico e natural de estrutura celular. Não é um material homogéneo, sendo constituída por um conjunto de células, genericamente reconhecidas como fibras, cuja diversidade morfológica e funcionalidade requerem denominações específicas, e que

desempenham três funções vitais: condução da seiva, armazenamento de substâncias nutritivas e suporte (Carvalho, 1996).

A heterogeneidade da madeira reflecte-se nas suas propriedades físicas e mecânicas, originando a reconhecida anisotropia, ou por outras palavras, o comportamento distinto das propriedades físicas e mecânicas consoante a direcção que se considere.

No estudo da madeira como material de construção, distinguem-se três níveis através dos quais se explicam todas as características do seu comportamento físico-mecânico: a estrutura da parede celular (*ultraestrutura*), a agregação das células formando a madeira (*microestrutura*) e a consideração da madeira comercial com defeitos (*macroestrutura*). Por cada conceito entende-se o seguinte:

- *Ultraestrutura* é a estrutura que não é visível com microscópicos correntes. O estudo da estrutura da parede celular explica, por exemplo, a razão pela qual os movimentos provocados pela variação do teor em água são 10 a 20 vezes superiores na direcção transversal que na direcção longitudinal;
- *Microestrutura* ou estrutura visível ao microscópico. O conhecimento a este nível permite, por exemplo, entender o motivo da madeira ser 20 a 40 vezes mais rígida na direcção longitudinal comparando com a direcção transversal;
- *Macroestrutura* é a estrutura visível a olho nu ou utilizando uma simples lupa. Os defeitos, como são exemplos os nós e os desvios das fibras, explicam porque é que a resistência à tracção na direcção paralela às fibras diminui desde os 100 N/mm², para madeira isenta de defeitos, até aos 10 N/mm², na madeira comercial de fraca qualidade.

2.2.1 Ultraestrutura

A unidade básica estrutural da parede celular lenhosa é a fibrila elementar. Sendo o principal constituinte químico da membrana celular, representa o menor agrupamento de moléculas da celulose. Do agrupamento de fibrilas elementares resultam as microfibrilas, que por se encontrarem envolvidas por uma matriz de hemicelulose e lenhina, denotam prestações viscoelásticas singulares que explicam comportamentos observáveis na madeira (Carvalho, 1996).

A agregação das microfibrilas revela-se sob a forma de lamelas que podem ser de quatro tipos fundamentais: parede primária, P, e três camadas de parede secundária, S₁, S₂ e S₃. Entre as células existe uma camada, denominada lamela média, LM, que serve como material de ligação das células entre si, e que sendo rica em lenhina, não possui celulose.

Contudo, na parede primária já existe uma organização da celulose, por intermédio de microfibrilas, sem orientação definida (Figura 2.1).

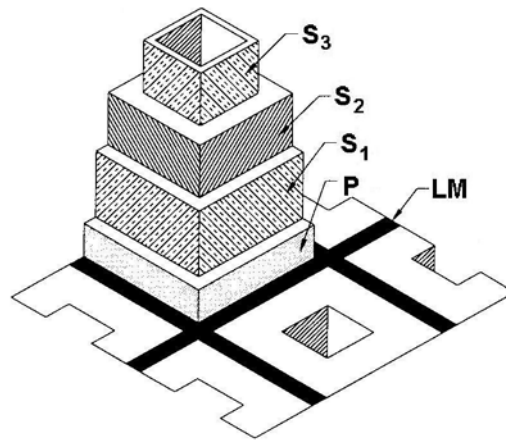


Figura 2.1 Organização da parede celular (Alvarez, 2000)

Na parede secundária, a camada exterior, S_1 , tem apenas 0.1 a 0.2 μm de espessura. No entanto, é formada por um conjunto de subcamadas cujas microfibrilas estão alternadamente direccionadas com uma orientação inclinada de cerca de 50° a 70° , relativamente ao eixo da célula.

A camada média da parede secundária, S_2 , é a mais espessa das três, sendo constituída por um elevado número de subcamadas (100 a 200), cujas microfibrilas estão orientadas na direcção do eixo longitudinal da fibra com uma ligeira inclinação (5 a 20°).

Por último, a camada interna, S_3 , também bastante menos espessa que S_2 , mas mais espessa que S_1 , apresenta igualmente lamelação, de inclinação fraca, contudo, sem predominância.

Do ponto de vista resistente, a constituição das fibras da madeira, resulta numa concepção eficaz (Alvarez, 2000). Veja-se o exemplo da parede S_2 (Figura 2.1), cuja orientação longitudinal das suas microfibrilas é especialmente adequada para resistir a esforços de tracção, encontra-se devidamente cintada pelas camadas secundárias S_1 e S_3 , de forma a fazer frente aos esforços de compressão.

É de notar, que as fibras têm secção oca, que para além de permitir a condução das substâncias, diminui drasticamente o seu peso.

2.2.2 Microestrutura

A estrutura lenhosa das resinosas (Figura 2.2.a) é constituída praticamente por um único tipo de elementos, representam cerca de 90 a 95% da sua constituição, denominados traqueídeos longitudinais, que estão encarregues da dupla função de suporte e transporte.

Estas células ocas têm forma alongada, de 2 a 5 mm, com secção quadrada, pentagonal ou hexagonal, de diâmetro variável entre os 10 e 50 μm , o que supõe uma esbelteza da ordem

de 100. Sob a forma de sucessivas camadas anelares, estas células sobrepõem-se, orientando o seu eixo longitudinal paralelamente ao eixo do tronco da árvore.

As células formadas no início de cada ciclo de crescimento anual constituem o lenho inicial (madeira de Primavera) e as produzidas no fim do ciclo, o lenho final (madeira de Verão). Estas últimas têm paredes mais espessas e por consequência, têm diâmetro interior menor que a madeira de Primavera. Esta diferença é evidenciada pelos anéis de crescimento que traduzem uma variação de densidade (massa volúmica) entre a madeira de Verão e de Primavera da ordem de 3 para 1. O armazenamento e a distribuição dos alimentos está a cargo das células de parênquima, dispostas em raios lenhosos e, em alguns géneros botânicos, rodeando os canais de resina verticais. As bolsas de resina, características destas espécies, resultam da acção de fortes flexões que a árvore sofre enquanto viva, provocadas pelo vento, originando o rompimento dos vasos onde circula a resina, levando assim a uma acumulação de resina nessa região.

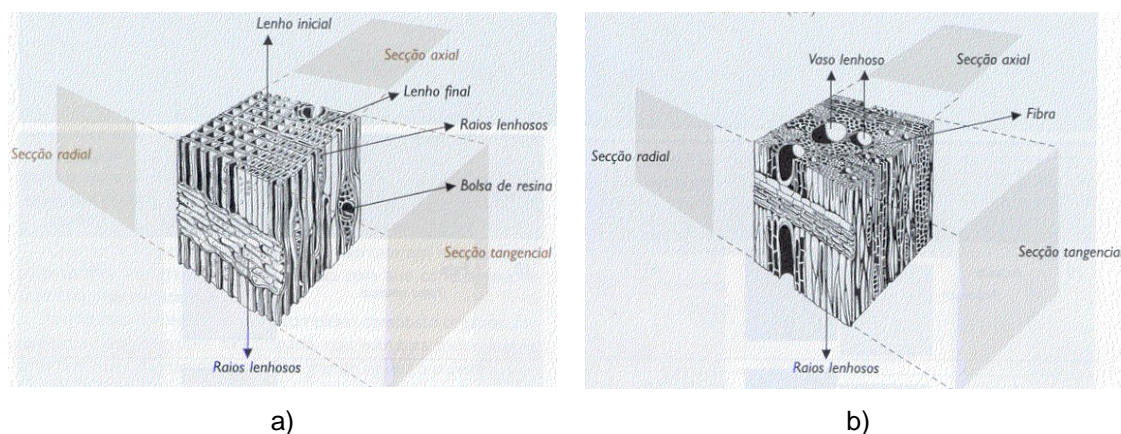


Figura 2.2 Estrutura microscópica de Resinosas e Folhosas (Cavaco, 2001)

Por seu turno, a anatomia das Folhosas é muito mais complexa que a das Resinosas, apesar da estrutura ser análoga (Figura 2.2.b). O tecido básico das Folhosas com funções estruturais é constituído por fibras e traqueídeos. No seio deste tecido existem células responsáveis pela circulação dos líquidos seivosos, denominados por vasos lenhosos. Estes têm grande diâmetro e comprimentos que variam entre centímetros a vários metros (são formados por justaposição topo a topo de células longitudinais com topos abertos). Em secção transversal, o tamanho e a distribuição destes canais determina o que se chama porosidade: em anel (*Carvalho Americano*), semidifusa (*Faia*) e difusa (*Bétula*). As fibras das Folhosas, com comprimentos na ordem de 1 mm, têm paredes de maior espessura que a das Resinosas.

Nestas espécies, e particularmente, naquelas provenientes de climas tropicais, a identificação dos anéis de crescimento é mais ténue. As reduzidas oscilações anuais do clima tornam quase impossível a distinção dos anéis de crescimento.

2.2.3 Macroestrutura

No estudo da macroestrutura da madeira, face à sua heterogeneidade, estabelecem-se três planos fundamentais (Figura 2.3):

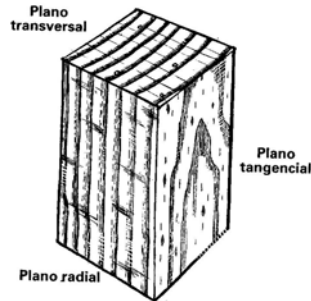


Figura 2.3 Planos fundamentais (Carvalho, 1996)

- Plano transversal, perpendicular ao eixo axial da árvore (que contém a medula);
- Plano radial, que passa pela medula e secciona perpendicularmente as camadas de crescimento;
- Plano tangencial, relativamente ao contorno de uma qualquer camada de crescimento.

O plano transversal corresponde à secção recta do tronco, onde se observa as formações cíclicas do lenho e os anéis de crescimento (Figura 2.4). No seu centro, existe um tecido macio, em torno do qual se verifica o crescimento inicial dos ramos novos, denominado de medula. Em muitas espécies, observa-se ainda, a formação central, de cor mais intensa que a coroa circular periférica, delimitada pela casca, que se denomina cerne ou durámen, enquanto que a parte restante se denomina borne ou alburno.

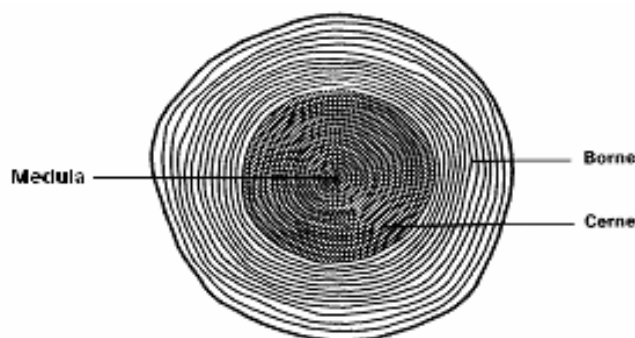


Figura 2.4 Plano transversal

Nos planos radial e tangencial, a imagem proporcionada pela intercepção dos anéis de crescimento permite visualizar o veio da madeira. Mas, também neles, principalmente no plano tangencial, são identificáveis, mais facilmente durante a secagem, eventuais desvios do alinhamento axial das fibras, ou seja, a natureza do fio da madeira.

Em seguida, explicam-se algumas das estruturas constituintes do tecido lenhoso.

2.3 ESTRUTURAS DO TECIDO LENHOSO

2.3.1 Anéis de crescimento

Os anéis de crescimento, ou camadas de crescimento, são mais evidentes quanto mais vincadas forem as diferenças climáticas estacionais da região geográfica em que a árvore cresce. Assim, nas regiões temperadas, as árvores têm ao longo do ciclo de crescimento, que vai de Abril ou Maio até Agosto ou Setembro, ritmos diferentes, pelo que o lenho inicial é distinto do lenho final. Nas regiões tropicais, a alternância entre as épocas secas e as épocas das chuvas leva à formação de anéis de crescimento que nem sempre correspondem às estações do ano (anéis estacionais).

Dentro de cada anel de crescimento, com mais ou menos dificuldade, é distinguível o lenho inicial, e o lenho final, que nos anéis de crescimento anuais, se denominam madeira de Primavera e madeira de Verão, respectivamente.

Na maioria das espécies pertencentes às Resinosas e às Folhosas de porosidade em anel, existe uma relação entre a largura dos anéis e a densidade. As Resinosas produzem o lenho final com uma densidade elevada sob a forma de franjas com espessura praticamente constante. Assim, a variação da espessura do anel de crescimento é causada pela variação da espessura da franja do lenho inicial de densidade inferior. Pelo que se conclui que, na maioria das Resinosas, a densidade diminui com o aumento da espessura dos anéis.

As Folhosas de porosidade em anel, como o *Carvalho Roble*, caracterizam-se por uma concentração de vasos produzidos na Primavera, formando uma capa de espessura praticamente constante. A variação da espessura do anel é consequência da variação da espessura da capa do lenho final, cuja densidade é maior. Pelo que a densidade das Folhosas de porosidade em anel aumenta com o incremento da espessura dos anéis. Esta relação não existe nas Folhosas de porosidade difusa como é o *Choupo*.

2.3.2 Raios lenhosos

Os raios lenhosos são constituídos por células dispostas na direcção radial, perpendicular ao eixo da árvore, funcionando como travamento às fibras longitudinais. Pela eventual heterogeneidade que conferem, e pela responsabilidade que assumem, tanto em termos estéticos como de comportamento na coesão transversal da madeira, merecem uma análise cuidada quanto ao tamanho e à densidade (Carvalho, 1996).

Nas Resinosas, os raios lenhosos, apresentam bastante discricção, sendo não só pouco evidentes, mas de pequena importância, dado que a sua acção se insere totalmente nos aspectos estruturais patentes no plano transversal. Já nas Folhosas, nomeadamente naquelas com raios lenhosos de

grande diâmetro, a resistência à compressão radial aumenta com a presença de raios lenhosos, contrariamente à resistência à tracção, que vem prejudicada.

2.3.3 Cerne e borne

Enquanto que determinadas espécies, no seu plano transversal, apresentam uma textura constante, outras evidenciam uma formação central, de cor mais intensa, apelidada de cerne, rodeada por uma coroa circular periférica denominada borne.

Esta diferenciação resulta da conclusão da actividade fisiológica das células, passando a desempenhar a função de suporte, bem como a de armazenamento de nutrientes e água. Assim, o cerne é formado por células mortas, enquanto que o borne é constituído por células vivas e fisiologicamente activas, responsáveis pela condução da seiva desde as raízes.

A formação do cerne caracteriza-se por modificações anatómicas e químicas, que lhe conferem uma coloração mais intensa, uma maior densidade (que conduz a maiores resistências mecânicas) e uma maior resistência aos ataques de insectos. Contudo, quanto à aplicabilidade de tratamentos físicos e químicos, o borne é mais fácil de tratar.

A distinção entre a coloração do cerne e do borne e a formação do primeiro permitem a divisão das árvores nas seguintes categorias (Götz, 1993):

- *Árvores de madeira de cerne*, como é exemplo o *Pinheiro bravo* e o *Carvalho Português*, onde o cerne e o borne são de cores distintas;
- *Árvores de madeira madura*, onde o cerne armazena menos água que o borne, como o *Abeto*, e a *Faia Europeia*, sobre os quais o cerne não se distingue;
- *Árvores de madeira de borne*, tal como o *Pinheiro de Ponderosa*, nas quais o cerne é praticamente inexistente.

2.3.4 Lenho juvenil

Em algumas espécies, a madeira correspondente aos primeiros 5 a 20 anos de crescimento apresenta propriedades únicas. Nessa fracção da madeira, designada lenho juvenil, os traqueídeos são de menor comprimento e de parede mais delgada, com um ângulo de inclinação superior da parte das microfibrilas da parede secundária S_2 . Como consequência, o lenho juvenil exhibe menor resistência e rigidez e uma maior retracção longitudinal que a madeira dos restantes anéis de crescimento.

Geralmente, todo o lenho juvenil se encontra inserido no cerne. Por esta razão, em árvores de crescimento rápido em que existe uma elevada percentagem de lenho juvenil, o cerne pode apresentar propriedades mecânicas inferiores ao borne.

2.3.5 Madeira de reacção

Quando a árvore, durante a sua vida, é submetida a solicitações externas com carácter permanente ou cíclico, causadas, por exemplo, por uma inclinação do solo ou por um vento dominante, reage formando o que se denomina madeira de reacção.

As Resinosas desenvolvem o lenho de compressão, com características melhoradas perante este esforço, nas zonas mais comprimidas, enquanto que as Folhosas apresentam o lenho de tracção nas zonas mais traccionadas (Negrão, 2001).

A presença do lenho de tracção não é significativa do ponto de vista da utilização estrutural da madeira, ao contrário do lenho de compressão cuja existência se pode traduzir em alguns problemas. O lenho de compressão tem anéis mais espessos e uma maior proporção de madeira de Verão que a madeira normal. Como a inclinação das microfibrilas da parede secundária S_2 é de 45° , com o aumento da sua espessura resulta num acréscimo dos valores para a retracção e distorção durante a secagem. O lenho de compressão tem normalmente maiores densidades, pelo que não apresenta redução nos valores das suas resistências. Contudo, apresenta maiores deformações durante a secagem e evidencia uma tendência para uma rotura frágil. Geralmente, as normas de classificação visual limitam a proporção do lenho de compressão nas qualidades superiores.

2.3.6 Orientação das fibras

O alinhamento das fibras relativamente ao eixo do tronco ou de um seu segmento denomina-se fio da madeira. A importância físico-mecânica da orientação do fio da madeira prende-se principalmente com a possibilidade da alteração dos planos fundamentais do material lenhoso, com expressão óbvia nas deformações decorrentes da retracção por secagem.

Regra geral, o fio é inclinado. Como a inclinação das fibras reduz a resistência à tracção, o valor da inclinação permitida é limitado. Por exemplo, a norma NP 4305: "*Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas a classificação visual*" (NP 4305, 1995), especifica valores máximos que devem ser cumpridos pelas duas classes de qualidade estabelecidas para esta espécie, 1/10 para a classe EE (Especial Estruturas) e 1/6 para a classe E (Estruturas).

2.3.7 Nós

Os nós são inserções dos ramos no tronco da árvore, de forma cónica, com o vértice situado na medula. Nas Resinosas, os nós (ramos) irrompem no tronco a intervalos mais ou menos regulares, cuja dimensão é ditada pela velocidade de crescimento da árvore. Geralmente, a sua presença traduz-se numa redução da resistência da madeira. As resistências à tracção e à flexão diminuem mais que a resistência à compressão, contudo, as deformações provocadas por compressão perpendicular às fibras vêm aumentadas nas regiões onde existam nós.

O efeito negativo dos nós sobre a resistência mecânica deriva do facto de serem constituídos por fibras cuja orientação é sensivelmente perpendicular à direita geral do fio na peça (LNEC-M2, 1997). Contudo, este enfraquecimento não resulta apenas da qualidade do material que constitui os nós, mas essencialmente do desvio do fio da madeira em torno destes.

2.4 ANISOTROPIA DA MADEIRA

A madeira, como se referiu anteriormente, é um material anisotrópico. As suas propriedades físicas, e em particular, as suas características mecânicas, dependem da direcção do esforço em relação à orientação das fibras.

A madeira pode ser comparada a um conjunto de tubos sobrepostos de grande comprimento orientados na direcção longitudinal. Auxiliados desta analogia torna-se mais fácil compreender a diferença patente entre as propriedades segundo as direcções paralela e perpendicular relativamente às fibras.

Também, a diferença de espessura das paredes das fibras correspondentes à madeira de Primavera, parede delgada, e madeira de Verão, parede espessa, que conjuntamente com a existência de raios lenhosos, justificam a distinção das propriedades entre a direcção tangencial e radial. Assim, ao citar uma propriedade física ou mecânica deve-se especificar a direcção a que se refere.

2.5 PROPRIEDADES FÍSICAS

São consideradas como propriedades físicas da madeira, todas as características que influenciam o seu comportamento face a acções externas que não sejam forças, ao contrário das propriedades mecânicas que dependem destas. Incluídas neste grupo de propriedades, insere-se a humidade, ou teor em água, a higroscopicidade, a retracção, a massa volúmica e os efeitos térmicos. O conhecimento destas propriedades é fundamental, face à significativa influência que exercem no comportamento e nas resistências mecânicas da madeira empregue em aplicações estruturais.

2.5.1 A água na madeira

A água pode ser encontrada na madeira sob três formas:

- *Água de constituição*, componente indissociável da substância lenhosa;
- *Água de saturação*, retida pelas paredes celulares, mas que é susceptível de extracção em estufa a $103 \pm 2^\circ\text{C}$, tendo uma grande influência nas propriedades físicas e mecânicas. Com a diminuição do grau de humidade, verifica-se o aumento das

resistências, à exceção da resistência ao choque, que decresce. Quando as paredes celulares se encontram saturadas de água, diz-se que se alcançou o ponto de saturação das fibras (PSF);

- *Água livre*, que sendo aquela que se encontra acima do PSF, não tem qualquer influência nas propriedades físicas e mecânicas da madeira. As suas ligações com as paredes celulares são extremamente débeis, pelo que se liberta com muita facilidade, sem provocar quaisquer perturbações à forma e dimensões das peças de madeira.

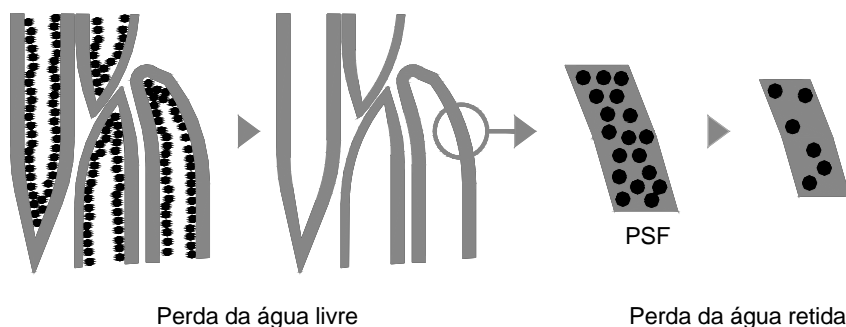


Figura 2.5 Presença da água na madeira. Evolução do processo de secagem (Negrão, 2001)

2.5.2 Teor em água

Por definição, o teor em água de um provete de madeira (H), define-se como o quociente, expresso em percentagem, entre a massa de água que se evapora do material por secagem a $103 \pm 2^\circ\text{C}$ até valor constante, pela massa do provete depois de completamente seco, dado por:

$$H = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (2.1)$$

onde, m_1 é o valor da massa do provete húmido e m_2 o valor da massa do provete completamente seco.

Após o abate da árvore, a madeira possui um teor em água que pode variar entre os 50 até aos 110%. Após secagem natural, os valores decrescem até aos 16 a 18%.

2.5.3 Higroscopicidade

A madeira é um material higroscópico, isto é, perde ou ganha humidade em função das alterações de temperatura e de humidade relativa do ar do local em que se encontra.

Na prática é importante o conhecimento das consequências que a variação do teor em água da madeira tem nas suas restantes propriedades. A dessorção e a absorção de água por parte das paredes das células que constituem o material lenhoso provocam variações dimensionais da

madeira, que podem originar o desenvolvimento de empenos e fendas (LNEC-M9, 1997). Tendo presente que, o teor em água da madeira afecta as suas propriedades mecânicas, o que deve ser tido em conta no dimensionamento de elementos com função estrutural. Também o risco de degradação por agentes biológicos é função do valor do teor em água da madeira.

A solução passa por aplicar a madeira com teor em água o mais próximo possível do valor de equilíbrio com as condições médias de serviço como forma de minimizar as trocas de água. E, com o objectivo de impedir os ataques de agentes biológicos, dever-se-á manter o teor em água da madeira abaixo de certos valores. Na Tabela 2.1 apresentam-se os valores para o teor em água na madeira em função da sua utilização.

Tabela 2.1 Valores normais para o teor em água da madeira em função da sua utilização

Utilização	Teor em água (%)
Obras hidráulicas	30%
Meios muito húmidos	25 – 30%
Expostas à humidade (não cobertas)	18 – 25%
Obras cobertas mais abertas	16 – 20%
Obras cobertas e fechadas	13 – 17%
Locais fechados e aquecidos	12 – 14%
Locais com aquecimento contínuo	10 – 12%

2.5.4 Retracção e inchamento

As variações do valor do teor em água da madeira produzem uma variação das suas dimensões. Com o aumento do teor em água, a madeira sofre um inchamento, e quando diminui, esta retrai. Esta instabilidade dimensional ocorre apenas para valores do teor em água inferiores ao ponto de saturação das fibras.

Fruto da anisotropia da madeira, estas variações dimensionais não ocorrem de igual modo para as direcções axial, radial e tangencial. O valor máximo verifica-se para a direcção tangencial e o valor mínimo na direcção longitudinal, que por ser tão reduzido pode ser desprezado. O valor da retracção radial é cerca de 50 a 60% daquele apresentado pela retracção tangencial.

O quociente entre os valores das duas retracções transversais, (tangencial e radial), denomina-se anisotropia de retracção e expressa a propensão da madeira fender ou empenar. Considera-se que a madeira é de tanto mais difícil trabalhabilidade e mais delicado desempenho funcional, quanto maior for a anisotropia de retracção.

O conceito de maior aplicação prática, relativo aos fenómenos associados à estabilidade dimensional, é o coeficiente unitário de retracção numa dada direcção. Este parâmetro expressa a

variação de dimensão da peça de madeira nessa direcção, que ocorre por cada 1% de variação do teor em água, no intervalo entre 0% e o ponto de saturação das fibras.

O conhecimento destes valores tem grande interesse para a indústria da serração, particularmente no que se refere à definição das dimensões com que se deve serrar uma peça em verde, para que depois de seca, a sua secção transversal se aproxime da secção nominal pretendida (LNEC-M9, 1997).

2.5.5 Massa volúmica

A massa volúmica, dada pela relação entre a massa e o volume, é uma importante propriedade da madeira face às relações existentes com a maior parte das propriedades físicas e mecânicas. Há, com efeito, uma correlação positiva bastante consistente entre a massa volúmica e a resistência mecânica: as madeiras mais pesadas são, em geral, mais fortes.

A variação da massa volúmica entre diferentes espécies é significativa. Em espécies “leves”, esta variação pode apresentar valores desde os 300 kg/m³ enquanto que para outras espécies, pode atingir os 1200 kg/m³. As espécies com maior utilização na construção apresentam massas volúmicas entre os 400 kg/m³ e os 500 kg/m³ para as Resinosas e, entre os 600 kg/m³ e os 700 kg/m³ para as Folhosas.

A forma mais generalizada para o cálculo da massa volúmica recorre aos valores da massa e do volume referentes a um teor em água de 12%. Chama-se à atenção que este valor é universalmente aceite como a massa volúmica padrão, dado corresponder sensivelmente à humidade média de equilíbrio ao ar das madeiras situadas em interiores de edifícios.

2.5.6 Efeitos térmicos

A madeira é um mau condutor térmico. A sua má condutibilidade térmica é consequência da capacidade apresentada pela sua estrutura celular em aprisionar pequenas massas de ar, e pelo facto de ser constituída por celulose, que é péssima condutora de calor (Simpson, 1999).

A madeira dilata sob acção de calor e retrai quando submetida ao frio. Contudo, a reacção às variações de temperatura depende do teor em água exibido pela madeira. Quando a madeira é aquecida, tende a dilatar face à expansão térmica, mas, em consequência da perda de água, retrai.

Salvo situações em que a madeira está muito seca, com teores em água de 3% a 4%, a retracção causada pela perda de água em consequência do aumento da temperatura é superior ao aumento do volume originado pela dilatação térmica. Assim, a variação dimensional é negativa. Para

valores intermédios de teores em água, 8% a 20%, a madeira quando aquecida sofre inicialmente uma expansão, seguida de uma retracção gradual até atingir um volume inferior ao inicial.

Na prática, pode-se considerar a variação total de volume pequena e desprezável. Mesmo na direcção longitudinal, onde a retracção provocada pelas variações do teor em água é muito pequena, as variações dimensionais fruto das variações térmicas são insignificantes quando comparadas com as primeiras.

2.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades mecânicas de um determinado material são as características de resposta à aplicação externa de forças, encontrando-se incluídas as propriedades elásticas, que caracterizam a resistência, as deformações e as distorções, e as propriedades de resistência, definidoras da resistência à aplicação de cargas (Winandy, 1994).

Os valores das propriedades mecânicas são obtidos a partir de ensaios normalizados, sobre provetes de madeira isentos de defeitos que poderiam reduzir a resistência, como são exemplos os nós, as fendas, as bolsas de resina, etc.

2.6.1 Propriedades mecânicas da madeira

Para compreender o comportamento mecânico da madeira é fundamental ter presente a sua constituição anatómica. Tal como se deduz do exposto no ponto 2.4 deste trabalho, a madeira é considerada como um material anisotrópico, formado por um conjunto de tubos ocós de estrutura especialmente adequada para resistir a tensões paralelas às fibras.

A árvore produz esta estrutura tubular em resposta aos esforços a que está sujeita ao longo da sua vida. Estes esforços são principalmente de flexão por acção do vento e, com menor importância, de compressão por acção da gravidade.

Em resultado da ortotropia da sua estrutura, na qual se distinguem três direcções principais (longitudinal, radial e tangencial), somos obrigados a considerar distintos valores para as propriedades mecânicas da madeira pelo menos em duas direcções: paralela e perpendicular às fibras. É aqui que reside a principal diferença, em comparação com outros materiais empregues em estruturas, como são exemplo o betão e o aço.

2.6.2 Tracção paralela às fibras

A madeira tem uma elevada resistência à tracção na direcção das fibras. Os resultados exibidos em provetes de madeira sem defeitos são superiores aos apresentados pelas resistências à flexão e à compressão.

Contudo, o comportamento à tracção da madeira é fortemente influenciado pela existência de defeitos e anomalias, pelo que na prática, pode-se admitir valores idênticos para a resistência à compressão (na direcção das fibras) e para a resistência à tracção (Götz, 1993).

Na verdade, os valores característicos vêm reduzidos por coeficientes de segurança extremamente elevados, não só pelas razões já expostas, mas também pela natureza frágil da rotura à tracção. Os valores característicos da resistência à tracção paralela às fibras variam entre os 8 e 42 N/mm².

2.6.3 Compressão paralela às fibras

O conjunto de tubos, ao qual se pode comparar a anatomia da madeira, quando solicitado à compressão na direcção longitudinal (paralela às fibras) revela valores de resistência significativos.

Os valores característicos para a madeira maciça classificada variam entre 16 a 34 N/mm² (EN 338, 1995). É de salientar que o dimensionamento de elementos comprimidos inclui a verificação da instabilidade (encurvadura), significativamente dependente do módulo de elasticidade. Como a madeira apresenta um baixo valor para o módulo de elasticidade a resistência à compressão vem reduzida, especialmente para elementos esbeltos.

A curva tensão-extensão referente ao comportamento da madeira quando submetida à compressão paralela é quase linear até ao valor máximo da resistência ($f_{c,0}$). A rotura sendo dúctil, tem geralmente carácter local por encurvadura de algumas fibras, originando um plano de corte.

Em provetes de madeira isenta de defeitos, os valores da resistência à tracção na direcção das fibras, são superiores aos exibidos pela resistência à compressão na mesma direcção. Contudo, para valores característicos esta relação inverte-se. A existência de nós não influencia significativamente a resistência à compressão, contrariamente à resistência à tracção que é fortemente influenciada.

2.6.4 Flexão

Tendo em conta a sua reduzida massa volúmica, a madeira apresenta valores elevados para a resistência à flexão. Os valores característicos para a madeira maciça normalizada variam entre 14 e 70 N/mm² (EN 338, 1995). A flexão resulta de um momento flector que produz na peça tensões de tracção e de compressão, na direcção paralela às fibras. Uma vez que o módulo de elasticidade, é da mesma ordem de grandeza, em tracção e em compressão, pode-se admitir que o diagrama de tensões normais é linear tomando valores máximos para as fibras mais extremas. Quando a ordem de grandeza dos momentos aplicados é elevada, a distribuição das tensões normais na secção transversal deixa de ser linear: o valor das tensões aumenta até atingir o valor

da resistência à compressão, para as fibras comprimidas, e da resistência à tracção, na zona traccionada da peça.

Em peças de madeira isenta de defeitos, o valor da tensão de tracção é superior à tensão de compressão (Götz, 1993). Dado que é habitual a presença de defeitos, principalmente nós, na zona traccionada que reduzem a resistência à tracção, a distribuição das tensões passa a ser rectilínea, mesmo até à rotura.

2.6.5 Tracção perpendicular às fibras

A resistência à tracção na direcção perpendicular à fibra é muito reduzida, cerca de 30 a 70 vezes menor que na direcção paralela. O valor característico da resistência à tracção perpendicular à fibra é de 1 a 2 N/mm² (EN 338, 1995). Esta baixa resistência justifica-se pelo escasso número de fibras que a madeira possui na direcção perpendicular ao eixo das árvores, e consequentemente, pela falta de travamento transversal das fibras longitudinais.

Na prática, e pensando em estruturas correntes, esta solicitação é crítica unicamente em peças de directriz curva (arcos, vigas curvas, etc.). Outra situação a ter em conta, são os erros construtivos, nomeadamente nas ligações entre vigas principais e secundárias (Figura 2.6).

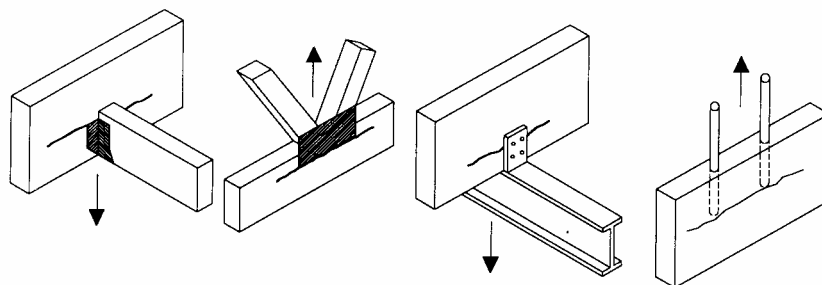


Figura 2.6 Pormenores construtivos onde surgem tensões de tracção perpendicular às fibras (Ehlbeck, 1995)

Concluiu-se que a tracção perpendicular à fibra é um esforço a evitar ou a limitar, mediante o uso de disposições construtivas adequadas.

2.6.6 Compressão perpendicular às fibras

A resistência à compressão perpendicular às fibras, como para todas as resistências nesta direcção, é muito inferior ao valor exibido na direcção paralela. Os valores característicos das espécies normalizadas variam entre os 4.3 e 13.5 N/mm² (EN 338, 1995).

Esta resistência é melhorada quando a compressão é localizada. Na verdade, a resistência à compressão na direcção perpendicular às fibras depende da distribuição da carga no provete ou na peça. No caso de toda a peça ser comprimida, as fibras são apertadas entre si, tal como se de

um conjunto de tubos se tratasse, até que seja atingida a tensão correspondente ao esmagamento das fibras. Quando a zona de compressão diminui, a rigidez e a resistência aumentam. A explicação é dada pela transferência de carga, pelas fibras, para as zonas descarregadas.

Este tipo de esforço é característico de zonas de apoio de vigas, onde se concentra cargas consideráveis em pequenas superfícies.

2.6.7 Corte

O esforço de corte origina tensões tangenciais que actuam sobre as fibras de madeira segundo diversos modos:

- *Tensões tangenciais de corte*, as fibras são cortadas transversalmente por este esforço. A rotura ocorre por esmagamento;
- *Tensões tangenciais de deslizamento*, a rotura é produzida pelo deslizamento entre as fibras na direcção longitudinal;
- *Tensões tangenciais de deslizamento transversal*, a rotação das fibras entre si leva à rotura localizada.

Em elementos submetidos simultaneamente à flexão e ao corte, desenvolvem-se tensões tangenciais, quer de corte, quer de deslizamento. A rotura ocorre segundo o plano mais fraco, o que normalmente implica uma rotura por deslizamento.

Os valores característicos da resistência ao corte (por deslizamento) para as espécies de madeiras normalizadas variam entre os 1.7 e 6.0 N/mm² (EN 338, 1995). As tensões tangenciais por deslizamento transversal apenas se desenvolvem em casos específicos, como são as ligações coladas entre as almas e os banzos de vigas (casos da secção em T duplo).

O valor para a resistência por deslizamento transversal é cerca de 20 a 30 % da resistência ao deslizamento longitudinal.

2.6.8 Módulo de elasticidade

Ao analisar o diagrama tensão-extensão (ver Figura 2.7) correspondente aos ensaios efectuados em provetes de madeira isenta de defeitos, e de acordo com as normas vigentes, extraem-se as seguintes conclusões:

- A madeira tem, até um determinado valor de carga, um comportamento elástico;
- Acima do limite de elasticidade, ocorrem deformações plásticas que vão aumentando até à rotura;
- O limite de elasticidade situa-se entre os 65% e os 85% da resistência à compressão.

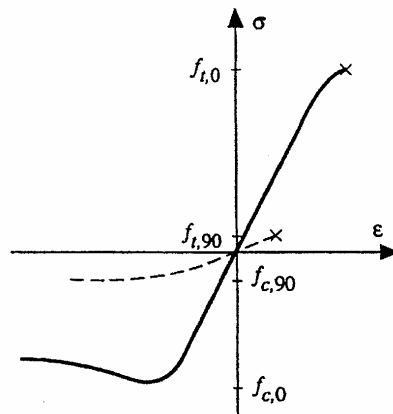


Figura 2.7 Curva tensão–extensão (σ - ϵ), em madeira isenta de defeitos, na direcção das fibras (contínuo) e na direcção perpendicular às fibras (tracejado) (Edlund, 1995)

Em tracção a curva tensão-extensão é linear até atingir a rotura, sendo esta do tipo frágil. Na prática, considera-se o mesmo valor para o módulo de elasticidade, tanto em compressão como em tracção. Assim, e para as espécies mais utilizadas na construção, o módulo de elasticidade em flexão varia entre os 7 e os 20 kN/mm² (EN 338, 1995). Na direcção perpendicular, recorre-se novamente a um único valor do módulo para compressão e tracção, cujo valor é 30 vezes inferior ao módulo de elasticidade na direcção das fibras. Dentro de uma espécie, o valor para o módulo de elasticidade pode variar muito (Götz, 1993). O teor em água é, por exemplo, um dos factores que influencia o seu valor.

2.7 FACTORES QUE INFLUENCIAM AS PROPRIEDADES

A caracterização física e mecânica da madeira é efectuada utilizando provetes de madeira isenta de defeitos. A sua determinação é importante, mas nada garante que descrevam com rigor o comportamento da madeira maciça, ou dos lamelados colados, contendo nós, fendas, inclinação do fio e outros elementos redutores das suas resistências. Para um melhor aproveitamento da madeira como material estrutural, o projectista deve avaliar a influência de diversos factores no seu comportamento. Todos os factores ausentes nos ensaios de caracterização, desde a sua constituição anatómica à relação com o meio envolvente deverão ser considerados.

Neste ponto, analisam-se os principais factores que influenciam as propriedades da madeira, dando maior realce aos que fazem sentir a sua acção nas propriedades mecânicas.

2.7.1 Factores com origem na anatomia

As propriedades mecânicas variam com a espécie da madeira. No entanto, é errado pensar-se que toda a madeira de determinada espécie resiste mais que a madeira de uma espécie diferente.

Isto porque, normalmente a comparação entre espécies é efectuada utilizando valores médios, quando a variação entre os vários valores utilizados pode ser elevada. Na verdade, a qualidade da madeira é o factor com mais influência na sua resistência.

A madeira só atinge a plenitude das suas propriedades quando normal, isto é, seja isenta de defeitos. As singularidades decorrentes do crescimento da árvore, denominadas de defeitos e anomalias da madeira, supõem uma redução das suas resistências mecânicas.

2.7.1.1 Massa específica e densidade

Os valores da rigidez e da resistência aumentam com a densidade. Enquanto que a massa específica é o quociente entre a massa e o volume, normalmente apresentada em kg/m^3 , a densidade é uma razão adimensional entre as massas específicas da madeira e da água. Como, as variações do teor em água resultam em instabilidade dimensional, a massa específica e a densidade, devem ser comparadas para o mesmo teor em água.

A densidade é um indicador das resistências da madeira isenta de defeitos e, a maiores densidades correspondem os maiores valores de resistências (Winandy, 1994).

2.7.1.2 Nós

A influência dos nós nas propriedades prende-se com a descontinuidade e alteração de direcção no fio da madeira provocadas pela sua presença. O efeito da existência de nós depende do seu tamanho, localização, forma e dureza. Na globalidade, a rigidez e a resistência diminuem nas secções que contêm nós.

A presença de nós tem maior influência na resistência à tracção que à compressão. Os efeitos do tamanho do nó, tipo e sua localização, são considerados aquando da classificação visual da madeira pela imposição de valores limites pelas normas, às diferentes espécies comercializadas.

2.7.1.3 Fio

As propriedades mecânicas são muito sensíveis à orientação das fibras. Nunca é demais lembrar a diferença entre os valores das resistências mecânicas na direcção paralela e perpendicular das fibras (10 a 20 vezes superiores para a direcção paralela). Qualquer forma de inclinação, desvio ou descontinuidade no fio traduz-se numa alteração das propriedades mecânicas.

2.7.1.4 Lenho juvenil

Nos primeiros 5 a 20 anos de crescimento, a árvore produz células cuja orientação das microfibrilas da parede celular S_2 , é distinta das células produzidas após esse período. Como já se viu, tal alteração na orientação das células resulta numa variação das propriedades mecânicas.

O lenho juvenil apresenta menores propriedades mecânicas, tornando-se num problema cada vez maior face à necessidade crescente da indústria da madeira utilizar árvores mais novas.

2.7.2 Factores com origem no meio envolvente

A relação da madeira com o seu meio envolvente pode resumir-se por duas propriedades muito características deste material: sensibilidade à água e grande inércia térmica. Na verdade, a madeira é um material higroscópico (perde ou ganha humidade) e, em consequência da sua porosidade, é por natureza um isolador térmico.

2.7.2.1 Teor em água

O teor em água é um dos factores que mais afectam a resistência mecânica da madeira. Com o aumento do teor em água, a resistência e o módulo de elasticidade diminuem. Esta dependência existe apenas para valores de teores em água inferiores ao ponto de saturação das fibras (PSF). Acima deste valor, a água é livre, preenchendo os vazios das fibras sem qualquer influência nas propriedades mecânicas.

A lei de variação da resistência da madeira com o teor em água tem sido estudada por numerosos investigadores (Mateus (1961), Hoffmeyer (1995), entre outros). Acima dos 24%, valor habitual para o PSF, os diversos autores são unânimes em não considerar a variação das resistências. Abaixo desse valor, apesar de algumas divergências, nomeadamente no grau do polinómio que traduz a variação, existe concordância na diminuição da resistência com o aumento do teor em água.

O efeito das mudanças no valor do teor em água varia com a propriedade mecânica.

Na Tabela 2.2 apresentam-se as variações aproximadas das propriedades mecânicas da madeira livre de defeitos para uma variação de teor em água de 1%.

Tabela 2.2 Variações das propriedades da madeira (Hoffmeyer, 1995)

Propriedade	Variação (%)
Compressão paralela	5
Compressão perpendicular	5
Tracção paralela	2.5
Tracção perpendicular	2
Flexão	4
Corte	3
Módulo Elasticidade paralela	1.5

Analisando a Tabela 2.2, depreende-se que a resistência à compressão é sensível ao valor de teor em água. A resistência à flexão, por seu turno, não varia tão significativamente, posicionando-se num ponto intermédio entre as resistências à compressão e à tracção, sendo esta última quase independente.

É por estas razões, que a determinação das propriedades mecânicas se realiza sob condições ambientais normalizadas ($20 \pm 2^\circ\text{C}$ e $65 \pm 5\%$ de humidade relativa). Para estas condições, o teor em água de equilíbrio higroscópico da madeira é de aproximadamente 12%, daí a tomada deste como o valor padrão para o teor em água.

2.7.2.2 Temperatura

A influência da temperatura na resistência da madeira é praticamente desprezável. A resistência e a rigidez de um elemento de madeira diminuem com a subida da temperatura e aumentam quando a temperatura desce abaixo dos 0°C .

O efeito da temperatura nas propriedades mecânicas da madeira é imediato, e na maioria dos casos, reversível para pequenos períodos de actuação da temperatura (Winandy, 1994). Para aquecimentos constantes, da ordem dos 37°C , verificou-se que as resistências mecânicas não são afectadas. Contudo, como regra geral, a madeira não deverá ser aquecida acima dos 65°C .

2.7.3 Duração da carga

Constatou-se, mediante ensaios, que a resistência da madeira depende fortemente do tempo de aplicação da carga. Perante cargas permanentes obtêm-se resistências que rondam os 60% dos valores atingidos em ensaios de curta duração, 5 ± 2 minutos (Alvarez, 2000).

A madeira tem a singular propriedade de poder suportar cargas de curta duração bastante superiores às que determinam a sua rotura por períodos de longa duração (Carvalho, 1996). Esta propriedade torna a madeira um material estrutural com grande eficácia sob cargas dinâmicas, como o vento e o sismo. Por outro lado, como as estruturas em madeira caracterizam-se por possuir baixo peso próprio, remanesce uma grande capacidade resistente para fazer frente às cargas de curta duração.

2.7.4 Efeito de volume

Existe uma relação entre a dimensão das peças de madeira e a sua resistência, que se traduz numa diminuição do valor das tensões de rotura com o aumento do volume. Se olharmos para a madeira como um material formado por uma cadeia de anéis, ocorrendo a rotura pelo elo mais fraco, analogia característica dos materiais frágeis, conclui-se que a probabilidade da rotura suceder aumenta com o número de anéis.

Por outro lado, com o aumento do volume dos elementos de madeira aumenta a heterogeneidade das suas propriedades físicas e mecânicas. A probabilidade da existência de nós, ou outros defeitos, aumenta com o volume dos elementos. A secagem também se torna mais difícil, pelo que a possibilidade de se obterem diferentes teores em água na mesma peça aumenta.

Constitui, sem dúvida, um fenómeno complexo influenciado por diversos factores (natureza dos esforços, espécie de madeira, etc.). Na prática de dimensionamento, o seu efeito na resistência ao corte é desprezado, enquanto que perante esforços de flexão, tracção paralela e perpendicular às fibras recorre-se a uma simplificação. Esta, consiste em fixar um valor de referência para a altura da secção transversal da peça e permitir a majoração destas resistências para valores inferiores.

2.8 FLUÊNCIA

A fluência consiste num aumento das deformações ao longo do tempo para um nível constante de carga. Na madeira, este fenómeno depende essencialmente do tempo de duração da carga, do nível de tensão imposto, do teor em água, da temperatura e da qualidade da madeira, aumentando com todos estes factores.

Em termos regulamentares, este fenómeno é tido em conta através do coeficiente k_{def} , função da classe de serviço (teor em água) e da duração das cargas (prEN 1995-1-1, 2001).

Apesar de muita investigação sobre a fluência da madeira, principalmente após os anos 40, (Wood (1947) e (1951), Liska (1950), entre outros), poucos foram os autores que conseguiram justificar este fenómeno, limitando-se, no geral, a comprovar os seus efeitos. A explicação do fenómeno apenas foi considerada satisfatória com o modelo de Nielsen (1992). Ao considerar a madeira um material fissurado com comportamento viscoelástico, este modelo combina as teorias da mecânica da fractura com as dos materiais viscoelásticos, permitindo uma explicação coerente dos resultados experimentais.

2.9 COMPORTAMENTO AO FOGO

O desempenho, de determinado material de construção, face à acção de um incêndio, é função da reacção e da resistência ao fogo, próprias do material. A reacção ao fogo é definida como a participação do material como agente de combustão, e consequentemente, como elemento favorável ao desenvolvimento do incêndio. Os materiais são classificados, em função da sua reacção ao fogo, segundo uma escala com 5 níveis, de M0 a M4, de não combustível a facilmente inflamável. A madeira e seus derivados encontram-se classificados nas classes de M1 a M4, de acordo com a espécie, forma, dimensões e eventual tratamento de protecção.

Para valores mais elevados da superfície específica, quociente da área pelo volume da peça, a combustibilidade aumenta. O parâmetro que permite a distinção dos comportamentos das várias

espécies é, sem dúvida, a massa volúmica. Com o aumento da massa volúmica, a velocidade de combustão vem diminuída, enquanto, o tempo de ignição aumenta.

A resistência ao fogo de um elemento construtivo é dada pelo intervalo de tempo, durante o qual este é capaz de assegurar a sua função (resistente, estanquidade e isolamento) numa situação de incêndio. Em estruturas de madeira, é um conceito que tem mais a ver com as disposições construtivas, que com o próprio material.

A madeira maciça não arde rapidamente e, raramente o incêndio tem início em elementos deste material (Alvarez, 2000). É um material combustível mas apresenta uma temperatura de ignição relativamente elevada: > 400°C sem chama piloto, 300°C com um foco de incêndio actuando por um período de tempo significativo e 150°C com pré-aquecimento (Hartl, 1995).

Sob acção de um fogo totalmente desenvolvido, revela um comportamento de características favoráveis. Inicialmente, forma-se uma camada calcinada isolante fruto de uma rápida combustão do material superficial. Debaixo desta capa existe uma outra, camada de pirólise (madeira alterada mas não ainda inteiramente decomposta). Sob estas duas camadas, a madeira mantém-se inalterada.

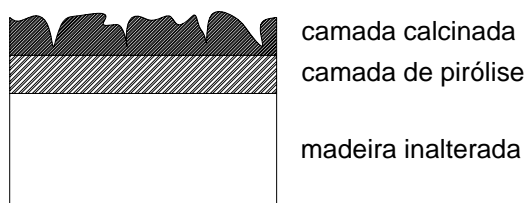


Figura 2.8 Alterações sofridas pela madeira sob acção do fogo

Como a condutividade térmica do carvão da madeira é de cerca de 1/6 daquela da madeira maciça, a camada calcinada funciona como capa de protecção. Na verdade, esta camada retarda a progressão da combustão em profundidade, mantendo a temperatura no interior, baixa, com as propriedades físicas e mecânicas constantes. Assim, a perda de resistência deve-se, essencialmente, à redução da secção transversal, e não a uma perda de resistência do material.

É então possível concluir que, ao contrário daquilo que seria de esperar, a madeira, embora combustível, apresenta um melhor comportamento ao fogo que outros materiais estruturais, em particular o aço estrutural.

2.10 DURABILIDADE

A durabilidade da madeira é muito elevada, mesmo em condições adversas para outros materiais, contudo revela susceptibilidade ao ataque de fungos e insectos xilófagos, função das condições ambientais. Pode durar séculos debaixo do solo, exposta às intempéries, submersa ou no interior seco de uma habitação. No entanto, a mesma espécie quando exposta a condições ambientais desfavoráveis pode desaparecer em poucos anos sem deixar qualquer vestígio. O seu grau de

susceptibilidade aos ataques de agentes destruidores é bastante variável e depende, principalmente, da espécie florestal que a produziu (De Aguiar, 1996).

A massa volúmica e a existência de substâncias, nutritivas (como o açúcar e o amido) ou tóxicas (como a resina), contribuem para as diferentes durabilidades apresentadas pelas distintas espécies. Interessa-nos utilizar uma madeira densa, correspondente a uma melhor qualidade, contudo, a estas está associada uma maior dificuldade de penetrabilidade dos produtos de tratamento. Quanto menor for o teor de substâncias nutritivas, menor será a probabilidade de ataque. Desta forma a época de abate adquire importância. É desejável o corte das árvores no Inverno. Nesta estação do ano o ciclo vegetativo da árvore é praticamente estacionário sendo a madeira mais pobre em açúcar e albuminóides.

Também a secagem nesta época é de melhor qualidade (é mais lenta pelo que as fendas por secagem que daí resultam são mínimas). Outras substâncias que a madeira segrega (resina e taninos) podem revelar-se tóxicos e assim protegem-na dos insectos xilófagos.

O teor de humidade da madeira também condiciona a sua durabilidade. Apenas para níveis superiores a 20-30% do teor em água, existe a possibilidade de desenvolvimento de fungos. Já as térmitas, preferindo as madeiras com teores em água acima dos 20-30%, necessitam de temperaturas relativamente altas para se desenvolverem, pelo que se distribuem pelas zonas quentes e temperadas atacando madeiras em contacto ou próximas do solo.

O método de secagem, a que a madeira é sujeita, depois de abatida tem grande importância no seu comportamento, sob o ponto de vista de durabilidade. É preferível uma secagem muito lenta que evite o mais possível a formação de fendas, visto estas constituírem uma porta de acesso aos ataques dos xilófagos. Os insectos procuram as fendas para depositar os ovos enquanto que os fungos depositam nelas os esporos.

Apesar de tudo, em condições ambientais e de utilização adequadas, principalmente quando seca e ventilada, a madeira constitui um dos materiais com maior durabilidade. Além do mais, já existem muitas formas de tratamento disponíveis, pelo que os problemas de durabilidade podem ser facilmente ultrapassados, permitindo o aumento da longevidade das estruturas de madeira.

Em termos regulamentares a EN 335-1 (1994) utiliza um sistema de classificação das situações de aplicação em obra da madeira denominado por *Classes de Risco*. O risco de ataque depende dos valores que o teor em água pode tomar ao longo da vida útil das estruturas.

É assim função das condições de aplicação, nomeadamente, do grau de humidade e da eventual proximidade do solo. A durabilidade natural das diferentes espécies pode ser consultada na norma EN 350-2 (1994). A definição do tipo de processo de tratamento e respectivo produto preservador é dada pelas normas EN 351-1 (1992) e EN 460 (1995).

2.11 A UTILIZAÇÃO DA MADEIRA COMO MATERIAL DE ESTRUTURAS

A opção por estruturas de madeira deve basear-se em razões claras e objectivas. Acima de tudo, trata-se do reconhecimento das performances físicas e mecânicas da madeira, às quais actualmente se acrescentam factores ligados com as preocupações ambientais.

Sendo um material natural e renovável, transformável à custa de um baixo consumo energético, a madeira goza de uma imagem favorável face às actuais preocupações ambientais e de economia de energia. A sua utilização na construção poderá representar uma forma de valorizar os produtos florestais, constituindo, certamente, um excelente meio de preservação das florestas mundiais.

As vantagens da utilização da madeira em estruturas aumentarão à medida que o Projectista for sabendo tirar partido das propriedades. As suas propriedades são anisótropicas, alteram-se com as mudanças das condições climáticas e a duração da carga também afecta significativamente as suas resistências e deformações. As propriedades não só variam com a espécie, bem como dentro da mesma família de árvores.

A sua durabilidade é demonstrada pelas várias estruturas de madeira que chegaram praticamente intactas aos nossos dias, como são os casos de 29 igrejas da Noruega, com mais de 800 anos, ou o Templo de Todaiji, no Japão, que data de 1708. Estas construções provam que a madeira quando bem utilizada é muito durável. E, se a baixa durabilidade de algumas espécies constituiu no passado um entrave ao seu uso, hoje em dia, este problema é facilmente superável pelo recurso a tratamentos de preservação.

Sob o ponto de vista das exigências construtivas relacionadas com o conforto, como sejam o aspecto estético ou o isolamento térmico, a madeira oferece excelentes performances. O valor estético das construções em madeira é inegável. O bom isolamento térmico que proporciona, associado à capacidade de absorver e restituir humidades ao ambiente, assegura um óptimo conforto durante todo o ano, contribuindo assim para minimizar o consumo de energia.

No que se refere aos custos da construção em madeira, é possível conseguir economias face à utilização de outros materiais. Estas economias têm a ver, por exemplo, com o seu menor peso próprio, que se traduz em fundações mais ligeiras, ou com a sua durabilidade natural conduzindo a intervenções de manutenção mais simples.

A construção em madeira é por natureza pré-fabricada, o que poderá constituir outra vantagem económica a ter em conta, desde que associada a uma boa planificação e standardização, sem esquecer a economia inerente a um tempo de execução mais curto.

2.11.1 Comparação com outros materiais

O reconhecimento das potencialidades estruturais da madeira passa pela análise das suas características mecânicas e pela comparação com outros materiais (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 Comparação entre os valores médios das tensões admissíveis e do módulo de elasticidade para a madeira, betão e aço (Govic, 1995)

Material	Massa Volúmica (kg/m ³)	Flexão (MPa)	Tracção (MPa)		Compressão (MPa)		Corte (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
			//	⊥	//	⊥		
Madeira	560	12	12	0.15	11	2.8	1.2	11
Betão	2400	8		0.6		8	0.6	30
Aço	7800	170		170		170	100	210

Dos valores apresentados na Tabela 2.3 podemos concluir que a madeira:

- Apresenta uma elevada resistência à flexão, sobretudo se analisarmos o seu peso (a relação resistência/peso é 1.4 vezes superior à do aço e 10 vezes inferior à do betão);
- Boa resistência aos esforços na direcção das fibras (//);
- Reduzida resistência ao corte. Este aspecto é também partilhado pelo betão;
- Reduzidas resistências à compressão e à tracção na direcção perpendicular às fibras (⊥). Com particular incidência quando o esforço é de tracção;
- Módulo de elasticidade baixo, cerca de metade do apresentado pelo betão e vinte vezes menor que o evidenciado pelo aço. Os valores do módulo de elasticidade têm grande influência nas deformações dos elementos resistentes e na possibilidade destes sofrerem encurvadura. O facto do valor ser reduzido, reduz em parte a boa resistência à compressão paralela às fibras acima referida.

2.11.2 Classificação

A utilização da madeira como material de construção pressupõe a sua classificação como forma de prever com algum rigor o seu comportamento. Este facto assume-se como uma necessidade face à grande variabilidade evidenciada pelas propriedades deste material. Assim, com a classificação agrupa-se a madeira segundo categorias, de modo a limitar a gama de variações das propriedades, proporcionando lotes de madeira com comportamento mais previsível.

Esta operação baseia-se em normas de classificação visual (avaliação a olho nu dos defeitos da madeira) ou mecânica (determinação do módulo de elasticidade), adaptadas às espécies da madeira e à sua proveniência (país de origem), que estabelecem diversas Classes de Qualidade (LNEC-M2, 1997).

Existem, assim, duas formas possíveis para a classificação de uma dada madeira: observação da peça de madeira, verificando se esta cumpre os requisitos da respectiva norma que conste na EN 1912 (1998), por forma a atribuir-lhe as correspondentes classes de qualidade e de resistência, (classificação visual), ou atribuição de uma classe de resistência presente na

EN 338 (1995) em função dos resultados dos ensaios realizados segundo a EN 408 (1995), isto é, por classificação mecânica.

Existem várias regras para a classificação visual, no entanto em todas elas é a interpretação geométrica dos nós que condiciona a classe. Na verdade, as proporções das secções transversais e das secções marginais, de uma peça, ocupada pela projecção de um nó ou de um grupo de nós, KAR total e KAR marginal, respectivamente, são os critérios com mais peso na atribuição da classe de qualidade a uma determinada madeira.

Cada classe de qualidade prevista pelas normas foi estabelecida com base nos valores característicos da massa volúmica, do módulo de elasticidade em flexão longitudinal e da resistência à flexão longitudinal da espécie em causa.

Ao conjunto de classes de qualidade que exibem as mesmas propriedades físicas e mecânicas denomina-se Classe de Resistência (designadas por letras seguidas por um número). A letra C corresponde às madeiras maciças Resinosas, a letra D às Folhosas e as letras GL aos lamelados colados.

O número que sucede a letra corresponde ao valor característico da resistência à flexão longitudinal, expressa em N/mm^2 . Como curiosidade, é de referir que para madeira maciça obtida de Resinosas são consideradas classes desde C14 a C40 (EN 338, 1995).

No caso específico do Pinho bravo, é o Documento Nacional de Aplicação para Portugal que define os valores característicos de resistência correspondentes às Classes de Qualidade, E (Estruturas) e EE (Especial Estruturas), estabelecidas na Norma Portuguesa NP 4305 (1995) e que se apresentam na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Valores das propriedades mecânicas da madeira de Pinho bravo (LNEC-M2, 1997)

Propriedade mecânicas		Classe de Qualidade		
		EE	E	
Resistência à flexão (N/mm^2)		$f_{m,k}$	35	18
Resistência à tracção (N/mm^2)	Paralela ao fio	$f_{t,0,k}$	21	10.8
	Perpendicular ao fio	$f_{t,90,k}$	0.49	0.46
Resistência à compressão (N/mm^2)	Paralela ao fio	$f_{c,0,k}$	24.7	18
	Perpendicular ao fio	$f_{c,90,k}$	7.3	6.9
Resistência ao corte (N/mm^2)		$f_{v,k}$	3.4	2.0
Módulo de elasticidade (N/mm^2)	Paralelo médio	$E_{0,mean}$	14000	12000
	Paralelo característico	$E_{0,05}$	9380	8000
	Perpendicular médio	$E_{90,mean}$	460	400
Módulo de distorção (N/mm^2)		G_{mean}	870	750
Massa volúmica (kg/m^3)	Valor médio	ρ_{mean}	610	580
	Valor característico	ρ_k	490	460

2.11.3 Suporte técnico e regulamentar

Em Portugal nunca existiu um regulamento específico para estruturas de madeira. Existem algumas publicações do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), mas que não foram concebidas com o objectivo de serem usadas como orientação para o dimensionamento.

Com a adopção dos eurocódigos esta lacuna foi preenchida, ao ser contemplada a madeira como material estrutural (Eurocódigo 5).

Este documento está organizado em três partes: a Parte 1-1 diz respeito às regras gerais e às bases para dimensionamento a utilizar no projecto de estruturas de edifícios de madeira; a Parte 1-2, refere-se às regras para a verificação da segurança sob acção do fogo e a Parte 2, contém regras para o projecto de pontes.

É de referir que uma versão da Parte 1-1, constitui já norma portuguesa, NP EN 1995-1-1, “Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira. Parte 1.1- Regras gerais e regras para edifícios” (NP EN 1995-1-1, 1998). Saliente-se que nesta norma, são apenas analisados requisitos de resistência, aptidão ao uso e durabilidade das estruturas. Não se incluem aspectos construtivos, não são apresentadas as propriedades dos materiais e não cobre as condições de dimensionamento e resistência aos sismos.

Em complemento ao Eurocódigo, existe um vasto conjunto de normas europeias que tratam os mais diversos aspectos relacionados com a utilização da madeira como material de construção. A título de exemplo, poderemos encontrar as propriedades mecânicas das várias classes de resistência para a madeira maciça na EN 338 (1995) e as regras para a quantificação das propriedades físicas e mecânicas da madeira maciça ou de lamelados colados na EN 408 (1995).

Referências bibliográficas

Alvarez, R. A., Martitegui, F. A. (2000), Estructuras de Madera – Diseño y Calculo, Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho, AITIM, 2ª edição.

Branco, J M. (2002), Estruturas de Madeira -Textos de apoio da disciplina de Estruturas de Madeira, Ano lectivo 2001/2002, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Carvalho, A. (1996), Madeiras Portuguesas - estrutura anatómica, propriedades e utilização, Vol. I e II, Instituto Florestal.

- Cavaco, L. S. (2001)**, Revestimentos de Paredes Exteriores de Madeira, Monografia, Tecnologias da Construção de Edifícios, 11º Mestrado em Construção do I.S.T., Lisboa.
- De Aguiar, B. (1996)**, Materiais de Construção – Sebenta da disciplina de Materiais de Construção, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.
- Edlund, B. (1995)**, Tension and compression, In BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al. - Timber Engineering – Step 2, Almere Centrum Hout, Lecture B2.
- Ehlbeck, J., Görlacher, R. (1995)**, Tension perpendicular to the grain in joints, In BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al. - Timber Engineering – Step 1, Almere Centrum Hout, Lecture C2.
- EN 335-1 (1994)**, Durabilidade da madeira e de produtos derivados – Definição das classes de risco de ataque biológico – Parte 1: Generalidades, CEN.
- EN 338 (1995)**, Structural timber-strength classes, CEN, (E).
- EN 350-2 (1994)**, Durability of wood and wood-based products – Natural durability of solid wood – Part 2: Guide to natural durability and treat ability of selected wood species of importance in Europe, CEN.
- EN 351-1 (1992)**, Durability of wood and wood-based products – Natural durability of solid wood – Part 1: Classification of preservative penetration and retention, CEN, (E).
- EN 408 (1995)**, Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties, English version, CEN.
- EN 460 (1995)**, Durabilidade da madeira e de produtos derivados, IPQ.
- EN 1912 (1998)**, Structural timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species, CEN, (E).
- Govic, Claude le (1995)**, Les Assemblages Dans La Construction En Bois, Centre Technique du Bois et de l' Ameublement-CTBA, Paris.
- Götz, K.-H., Hoor, D., Möhler, K., Natterer, J. (1993)**, Construire en Bois, Lausanne, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Edition en langue française.
- Hartl, H. (1995)**, Behaviour of timber and wood-based materials in fire, In BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al. - Timber Engineering – tep 1, Almere Centrum Hout, Lecture A13.
- Hoffmeyer, P. (1995)**, Wood as a Building Material, In BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al. - Timber Engineering – Step 1, Almere Centrum Hout, Lecture A4.
- Liska, J.D. (1950)**, Effect of rapid loading on compressive and flexural strength of wood, Forest Products Laboratory Report N° 1769.
- LNEC-M2 (1997)**, Pinho Bravo para Estruturas, Fichas Técnicas, LNEC, Portugal.
- LNEC-M9 (1997)**, Humidade da Madeira, Fichas Técnicas, LNEC, Portugal.
- Madsen, B., Nielsen, L.F. (1992)**, Structural behaviour of timber. Appendix: The theory of wood as a cracked visco-elastic material, Timber Engineering Ltd.

Mateus, Tomás J. E. (1961), Bases para o dimensionamento de estruturas de Madeira, LNEC, Memória N.º 179, Lisboa.

Negrão, J. H. (2001), Estruturas de Madeira, Textos de Apoio, Projecto de Estruturas de Madeira, Curso de Formação para Engenheiros Civis, Versão 3, D.E.C.-F.C.T.U.C., Coimbra.

NP EN 1995-1-1 (1998), Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira – Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios, IPQ.

NP 4305 (1995), Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas – classificação visual, LNEC.

prEN 1995-1-1 (2001), Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings; CEN/TC 250/SC5, N.º 316.

Simpson W., TenWolde A. (1999), Physical Properties and Moisture Relations of Wood, In Wood handbook – Wood as an Engineering Material, Madison, WI: U.S., Forest Products Laboratory, Chapter 3.

Winandy, J. E. (1994), Wood Properties, In Arntzen Charles J., ed. Encyclopedia of Agricultural Science. Orlando, Vol. 4.

Wood, Lyman W. (1947), Behaviour of wood under continued loading, Engineering News – Record, Vol. 139, nº 24.

Wood, Lyman W. (1951), Relation of strength of wood to duration of load, Forest Products Laboratory Forest Service, U.S. Department of Agriculture Report nº 1916.

CAPÍTULO 3

LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

3.1 INTRODUÇÃO

Nas estruturas de madeira as ligações entre os elementos representam, geralmente, os pontos mais fracos da estrutura, podendo condicionar o comportamento do conjunto no que respeita aos Estados Limite Últimos, Durabilidade e a Resistência ao Fogo. A deficiente concepção das ligações pode originar inúmeras patologias e condicionar mesmo a estabilidade das estruturas.

A rigidez das ligações desempenha um papel crucial na distribuição de esforços nos vários elementos que formam a estrutura. No caso extremo, em que as ligações se revelam extremamente rígidas, a rotura poderá ocorrer pelos membros, o que deve ser a todo custo evitado perante a possibilidade de rotura frágil, especialmente nos elementos traccionados.

Ao longo dos tempos foram desenvolvidas diversas técnicas de ligação, no entanto, existem ainda lacunas na descrição do comportamento das mesmas. Existe uma grande variedade de tipos de ligações, o que conduz à necessidade de um elevado número de modelos que, de uma forma fiável, traduzam a sua capacidade resistente e rigidez. O mesmo já não acontece para os elementos. O conhecimento actual no dimensionamento dos elementos estruturais é muito superior em resultado da sua maior simplicidade.

É urgente atenuar esta diferença entre o conhecimento do comportamento dos elementos e das ligações. Todos os esforços despendidos na definição dos elementos estruturais podem revelar-se inconsequentes se as ligações entre estes estiverem mal dimensionadas.

As ligações entre elementos de madeira têm sido alvo de significativa atenção, Johansen (1949), Mateus (1961), Larsen (1973), McLain (1983), são alguns dos autores que apresentaram investigações nesta área. As primeiras acções de investigação centraram-se na determinação da capacidade resistente a partir de resultados de grandes campanhas experimentais. No entanto, e face à sua influência na distribuição dos esforços na estrutura, a rigidez e a deformação das ligações sob acção de cargas de curta, média e longa duração assumem-se cada vez mais como

objectivos principais da investigação. O conhecimento da rigidez das ligações não só permite ao Projectista um melhor ajuste do sistema utilizado na análise estrutural da construção como possibilita ter em conta as deformações das ligações na verificação ao Estado Limite de Deformação.

3.2 LIGAÇÕES TIPO CAVILHA

Os elementos de fixação do tipo cavilha são meios de junção do tipo mecânico, que transmitem os esforços mediante elementos metálicos que atravessam as peças. O termo cavilha refere-se genericamente a pregos, parafusos de porca, parafusos auto-roscantes, pinos e cavilhas propriamente ditas. Normalmente, estes elementos de ligação são submetidos a esforços de flexão e de corte. A transferência de carga é conseguida por flexão do ligador, por pressão diametral e corte da madeira ao longo do seu comprimento.

Como a parte experimental deste trabalho recorre unicamente a ligações pregadas submetidas a corte simples, neste documento apenas será desenvolvida a análise deste tipo de ligação.

O prego é uma das formas mais simples de ligar peças de madeira. A sua simplicidade como elemento de ligação, aliada à facilidade de aplicação, constitui as suas principais vantagens. Devem ser aplicados directamente sobre as peças de madeira ou sobre chapas metálicas, funcionando ao corte, preferencialmente corte simples, e nunca utilizados na direcção paralela das fibras, onde são submetidos a esforços de tracção. São assim, um dos exemplos mais representativos das ligações do tipo cavilha.

3.3 MODELO DE CÁLCULO – TEORIA DE JOHANSEN

Durante anos, a utilização de pregos assentava em critérios puramente empíricos. Por esse facto a maioria dos regulamentos de então eram omissos nas suas prescrições, ou inclusivamente proibiam o seu uso em elementos resistentes importantes (Mateus, 1961). O empirismo no seu dimensionamento resultava essencialmente da complexidade da interacção do elemento metálico, materializado pelo ligador, com um material anisotrópico, como é a madeira. Contudo, as suas qualidades como elemento de ligação conduziram ao desenvolvimento de normas relativas à sua utilização na construção e ao estudo de métodos capazes de prever a capacidade resistente das ligações pregadas.

Hoje em dia, o cálculo da capacidade resistente de ligadores do tipo cavilha, sujeitos ao corte, de que são exemplos as ligações pregadas, baseia-se na Teoria de Johansen (Johansen, 1949). O modelo proposto por Johansen e posteriores desenvolvimentos deram origem ao que hoje é conhecido pelo EYM (*European Yield Model*), presente em várias normas, entre as quais, EN 1995-1-1: “*Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1, General rules and rules for buildings*” (prEN 1995-1-1, 2001).

O EYM constitui um modelo de análise que possibilita a determinação da capacidade resistente de ligações do tipo cavilha entre dois ou três membros de madeira. Este método baseia-se no equilíbrio das tensões aplicadas no ligador inserido num elemento de madeira. Apesar de simples, o tratamento deste método sobre o complexo comportamento das ligações, revela uma elevada fiabilidade na quantificação prática da sua capacidade resistente. Para além das características geométricas da ligação, dois parâmetros essenciais governam este método: a resistência ao esmagamento localizado da madeira e o momento de cedência do ligador.

A validade do modelo foi verificada através dos resultados das campanhas de ensaios realizadas por Trayer (1932), Wilkinson (1972), McLain (1983) e Soltis (1986), entre outros. No entanto, vários autores têm proposto alterações e modificações à Teoria de Johansen. Quando McLain (1983) propõe modificações por forma a considerar a influência de porcas e anilhas nas extremidades dos ligadores, já Larsen (1973) tinha introduzido algumas melhorias no modelo, ao considerar o efeito da componente favorável resultante das forças de atrito entre o ligador e a madeira, produzidas pela formação das rótulas plásticas.

No modelo, assume-se que as distâncias e os espaçamentos aconselhados são suficientes na prevenção da rotura por corte ou por deslizamento do ligador no interior da peça de madeira. As investigações realizadas, como são exemplos as levadas a cabo por Larsen (1973) e Smith (1988), demonstram a garantia na prevenção deste género de roturas, proporcionadas pelas restrições aplicadas às distâncias e espaçamentos, impostas pelo Eurocódigo 5.

3.3.1 Resistência ao esmagamento localizado

A resistência ao esmagamento localizado de um determinado tipo de madeira, é igual ao valor máximo da tensão de compressão, exercida por um elemento rígido do tipo cavilha que atravesse o elemento de madeira numa dada secção. Esta pode ser obtida por ensaios de acordo com a norma EN 383: “*Timber structures – Test methods – Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners*” (EN 383, 1993). Na Figura 3.1 apresenta-se, de forma esquemática, o dispositivo de ensaios a utilizar. O provete pode ser submetido à tracção ou à compressão, dependendo dos meios disponíveis.

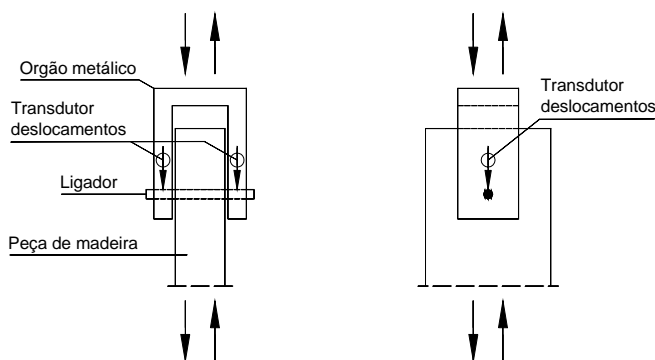


Figura 3.1 Ensaio de determinação da resistência ao esmagamento localizado (EN 383, 1993)

Durante o ensaios medem-se os deslocamentos relativos entre a peça de madeira e o ligador, até que se atinja a carga máxima, F_{max} , ou a deformação limite de 5 mm.

A resistência ao esmagamento localizado obtém-se pela seguinte expressão:

$$f_h = \frac{F_{max}}{d \cdot t} \tag{3.1}$$

onde t é a espessura do provete de madeira e d o diâmetro do ligador.

Deste modo, é possível definir o valor característico da resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,k}$, necessitando para tal de efectuar uma campanha de ensaios composta por um número representativo de provetes.

O Eurocódigo 5 propõe expressões empíricas para o cálculo desta grandeza considerando como parâmetros o valor característico da massa volúmica da madeira, ρ_k , e o diâmetro do ligador, d . Como exemplo, apresentam-se as expressões propostas pelo Eurocódigo 5 para a quantificação do valor característico da resistência ao esmagamento localizado, para ligações pregadas entre elementos de madeira.

Sem pré-furação: $f_{h,k} = 0.082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0.3}$ (N/mm²) (3.2)

Com pré-furação: $f_{h,k} = 0.082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$ (N/mm²) (3.3)

3.3.2 Momento da cedência plástica do ligador

O momento de cedência plástica do ligador é dado pelo valor do momento sob o qual se atinge a plastificação completa da secção do ligador. A sua determinação, pode ser por via experimental, com ensaios de acordo com a norma EN 409: *"Timber structures – Test methods – Determination of yield moment for dowel type fasteners – Nails"* (EN 409, 1993).

Estes ensaios baseiam-se na aplicação de um momento flector crescente, até que este atinja o seu valor máximo ou se verifique um ângulo de 45° entre as duas metades do prego (Figura 3.2).

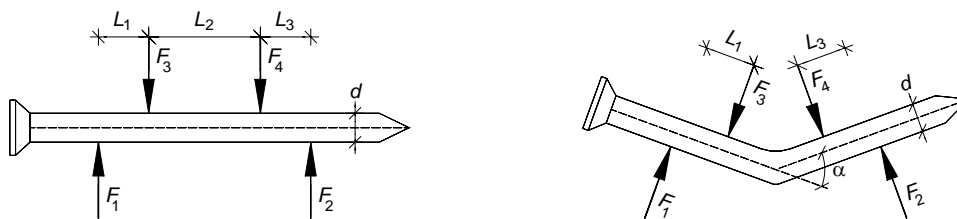


Figura 3.2 Fundamentos do ensaio para a determinação do momento de cedência plástica sobre pregos (EN 409, 1993)

As distâncias L_1 e L_3 devem ser pelo menos iguais a duas vezes o diâmetro do prego, e a distância L_2 deve estar compreendida entre d e $3d$. O momento de cedência plástica é dado pelo valor máximo do momento desenvolvido no prego durante o ensaio, dado pelo maior dos dois produtos $F_1 \cdot L_1$ e $F_3 \cdot L_3$. A partir dos resultados de um número representativo de ensaios, obtém-se

o valor característico do momento máximo de cedência plástica, $M_{y,k}$. O valor de cálculo, $M_{y,d}$, é determinado pela seguinte expressão:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M} \quad (3.4)$$

sendo ($\gamma_M = 1.1$) o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço usado em ligadores.

À semelhança da resistência ao esmagamento localizado, também se pode determinar o valor característico do momento de cedência plástica a partir de expressões resultantes de ensaios já efectuados. De acordo com o Eurocódigo 5, para pregos lisos de aço comuns produzidos a partir de arame cuja resistência à tracção é superior ou igual a 600 N/mm^2 , deverão, em princípio, ser usados os seguintes valores característicos do momento de cedência plástica:

Para pregos com secção circular com diâmetro d em mm: $M_{y,k} = 180 \cdot d^{2.6} \text{ Nmm}$ (3.5)

Para pregos de secção quadrada de lado d em mm: $M_{y,k} = 270 \cdot d^{2.6} \text{ Nmm}$ (3.6)

3.3.3 Equações de Johansen

As equações de Johansen permitem a determinação da capacidade resistente de ligações do tipo cavilha. Ao realizar uma campanha de ensaios sobre este género de ligações, Johansen (1949), verificou que o modo de rotura não era único. Numa primeira análise, para além das espessuras das peças ligadas e da rigidez do ligador, apontou também o tipo de ligação como factores com influência directa na capacidade resistente da ligação.

O comportamento de uma ligação composta por duas peças, em que o ligador está sujeito a um plano de corte (corte simples), é muito diferente daquele de uma ligação constituída por três peças, em que o ligador está sujeito a dois planos de corte (corte duplo).

Nas expressões analíticas propostas por Johansen para a quantificação da capacidade resistente para estas duas famílias de ligações, é admitido que o ligador e a madeira têm um comportamento rígido – plástico. Na prática, o método de cálculo vem muito simplificado, conduzindo no entanto a erros pouco significativos (Hilson, 1995).

Na Figura 3.3 apresentam-se os distintos modos de rotura possíveis para corte simples. Os três primeiros, figuras a), b) e c) correspondem à rotura por esmagamento da madeira, enquanto o ligador se comporta como um elemento rígido.

Os restantes, figuras d), e) e f), representam as situações em que os ligadores são mais esbeltos e a rotura é atingida através da combinação de esmagamento localizado da madeira com a formação de rótulas plásticas no ligador.

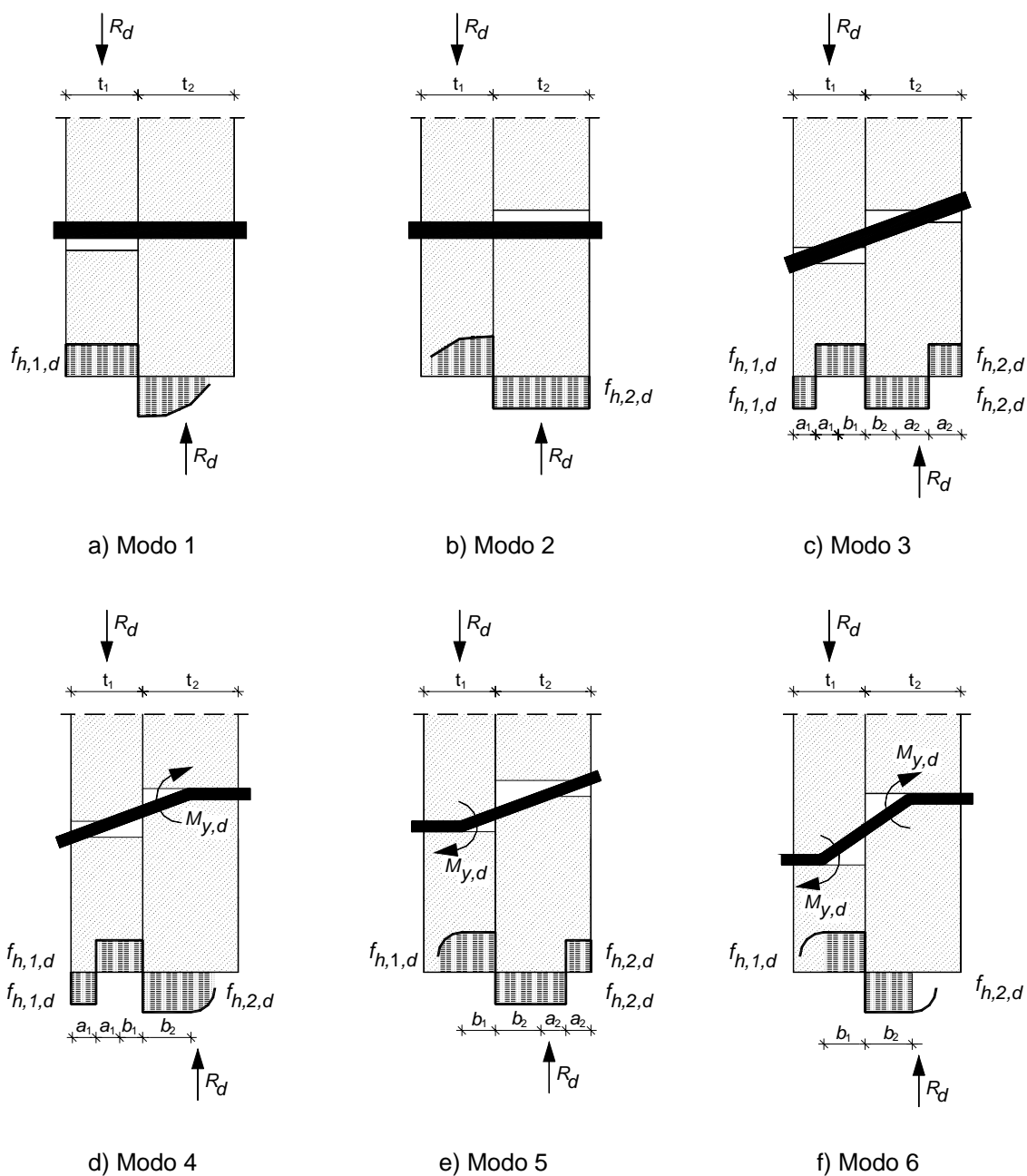


Figura 3.3 Modos de rotura possíveis para ligações com ligador tipo cavilha em corte simples

Admitindo a distribuição de tensões representada na Figura 3.3, é possível a determinação da resistência associada a cada modo de rotura. As expressões apresentadas em (3.7) resultam directamente do equilíbrio das tensões, apresentadas na figura anterior, admitidas para cada um dos modos de rotura.

A resistência da ligação corresponde ao menor valor obtido do conjunto de modos de rotura possíveis, admitindo-se que aquele que ocorre é o correspondente a esse valor da resistência.

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d & \text{Modo 1} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & \text{Modo 2} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] & \text{Modo 3} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] & \text{Modo 4} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] & \text{Modo 5} \\ 1.15 \cdot k_{cal} \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \times \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} & \text{Modo 6} \end{array} \right. \quad (3.7)$$

em que t_1 e t_2 correspondem ao menor valor entre as espessuras das peças de madeira ligadas e a penetração do ligador, $f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ são os valores característicos da resistência ao esmagamento localizado da madeira da peça 1 e 2, respectivamente, β é o quociente ($f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$), $M_{y,k}$ é o valor característico para o momento de cedência plástica do ligador, k_{cal} é um factor que atende às forças axiais desenvolvidas pelo ligador (ver Art.º 8.3.1.2. da prEN 1995-1-1 (2001)) e R_k o valor característico da capacidade resistente da ligação por ligador e por plano de corte.

Pode observar-se que, segundo esta teoria, a capacidade resistente das ligações é insensível à presença da cabeça dos pregos, parafusos, e cavilhas, ou da ausência desta em certos ligadores. Este pressuposto poderá conduzir a previsões conservativas da capacidade resistente, nomeadamente, quando são os modos 3, 4 ou 5 a governar a rotura.

Quando a pregagem executada não é perpendicular à direcção das fibras, os pregos ficam sujeitos a uma combinação de forças axiais e de corte. A capacidade resistente destas ligações é obtida pelo princípio de sobreposição dos efeitos. A componente da resistência relativa ao corte é calculada com base nas expressões (3.7), e a resistência ao arranque, é obtida em função da resistência ao arranque do prego da peça que recebe a ponta ($f_{ax,k}$ ver equação 3.8a) e da penetração na madeira da cabeça do prego ($f_{head,k}$ ver equação 3.8.b). Assim, o valor de cálculo da resistência ao arranque de pregos, para uma pregagem inclinada, deve ser tomado como o mínimo valor resultante das expressões (prEN 1995-1-1, 2001):

$$R_{ka} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \quad (3.8a) \\ f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2 \quad (3.8b) \end{array} \right.$$

em que R_{ka} é o valor característicos da resistência ao arranque, d é o valor do diâmetro do prego, t_{pen} é o valor da penetração do prego na peça que recebe a ponta (mm), t é o valor da espessura do elemento que recebe a cabeça do prego (mm), d_h é o valor do diâmetro da cabeça do

prego (mm) e, $f_{ax,k}$ e $f_{head,k}$, devem ser obtidos por ensaios ou pelas seguintes expressões (prEN 1995-1-1, 2001):

$$f_{ax,k} = 20e - 06 \cdot \rho_k^2 \tag{3.9}$$

$$f_{head,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{d_h}{d} - 1 \right) \cdot 250e - 06 \cdot \rho_k^2 \\ 375e - 06 \cdot \rho_k^2 \end{array} \right. \tag{3.10}$$

em que ρ_k é o valor característico da massa volúmica da madeira, em kg/m³.

O resultado destas equações é o valor característico da capacidade resistente das ligações entre peças de madeira do tipo cavilha com um só ligador. De acordo com a filosofia do Eurocódigo 5, é através do coeficiente k_{mod} que deve ser tida em conta a interacção entre a duração do carregamento e o teor em água sob as condições de serviço da estrutura, na obtenção dos valores de cálculo para as propriedades das estruturas de madeira.

Tabela 3.1 Valores para o factor de correcção k_{mod} para madeira maciça, madeira lamelada-colada e contraplacado (prEN 1995-1-1, 2001)

Classe de duração da carga	Classes de Serviço		
	1 (H<12%)	2 (12%<H<20%)	3 (H>20%)
Permanente (> 10 anos)	0.6	0.6	0.5
Longa duração (6 meses a 10 anos)	0.70	0.70	0.55
Média duração (1 semana a 6 meses)	0.80	0.80	0.65
Curta duração (< 1 semana)	0.90	0.90	0.70
Instantânea	1.10	1.10	0.90

Nota: H é igual ao valor médio do teor em água da madeira na classe de serviço em causa

3.4 TRABALHO EXPERIMENTAL

3.4.1 Introdução e objectivos

Na presente investigação foi estabelecido um plano de ensaios com o objectivo de verificar a validade do modelo de cálculo assumido pela prEN 1995-1-1 (2001) para as ligações do tipo cavilha. Apesar de já terem sido realizados muitos ensaios neste tipo de ligações, principalmente, na América do Norte e na Europa, a adequação às características da espécie de madeira mais comum no nosso país (Pinho bravo) não deve ser considerada como um dado adquirido. Neste trabalho pretende-se verificar se essa adequação é satisfatória ou se, pelo contrário, as expressões obtidas com base em ensaios experimentais sobre outras espécies de madeiras não são transferíveis para o Pinho bravo (*pinus pinaster*).

3.4.2 Caracterização dos materiais

De seguida, apresentam-se as características da madeira e dos ligadores utilizados no presente trabalho experimental. Constituindo uma das primeiras experiências da utilização da madeira no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, neste trabalho foi dado um maior relevo às operações de armazenamento e caracterização da madeira, em relação aos restantes materiais usados ao longo desta dissertação.

3.4.2.1 Madeira

À carpintaria que gentilmente cedeu a madeira, foi pedido Pinho bravo com um teor em água de 12%. Após a sua recepção, trinta dias antes da data do início dos ensaios, os provetes de madeira foram armazenados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Este armazenamento serviu essencialmente para que o teor em água da madeira se adapta-se às condições de serviço do Laboratório.

Durante este período de adaptação, o Pinho bravo, foi classificado visualmente como pertencente à classe de qualidade E (Estruturas) de acordo com a NP 4305: "*Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas – classificação visual*" (NP 4305, 1995). Com base nesta classificação visual, os valores das propriedades mecânicas do Pinho bravo podem ser retirados da ficha LNEC-M2 (1997) atrás apresentados (ver Tabela 2.4 do Capítulo 2). Contudo, perante a influência da massa volúmica da madeira no comportamento das ligações, optou-se por quantificar esta propriedade física do material.

Aquando da preparação dos modelos de ligação considerados, normalmente nunca mais de 24 horas antes da realização dos ensaios, procedeu-se à pesagem e verificação das dimensões dos elementos de madeira. Realizados os ensaios, os provetes foram introduzidos na estufa a $103 \pm 2^\circ\text{C}$ e pesados regularmente até que entre as duas pesagens não existisse uma variação significativa de peso (considerou-se 0.5%). Com o valor das dimensões iniciais, da massa inicial e final foi possível determinar o teor em água dos provetes de madeira pela NP 614 (1973) e a massa volúmica pela NP 616 (1973).

Os valores do teor em água apresentados pelos vários provetes de madeira (ver Anexo), revelaram uma grande homogeneidade, valores próximos de $11 \pm 1\%$, em resultado da secagem efectua pela carpintaria fornecedora da madeira. Os valores obtidos para a massa volúmica, apresentados também em Anexo (Tabela A.1, Tabela A.2, Tabela A.3, Tabela A.4 e Tabela A.5) vêm confirmar o resultado da classificação visual realizada. Os valores médios encontrados para a massa volúmica de cada uma das séries de provetes consideradas (585.58 kg/m^3 , 581.39 kg/m^3 , 585.43 kg/m^3 , 584.34 kg/m^3 e 580.14 kg/m^3) para além de demonstrarem bastante homogeneidade, aproximam-se bastante do valor médio da massa volúmica considerado para a Classe E (580 kg/m^3), de acordo com a NP 4305 (1995). É de notar que, o valor médio da massa volúmica apresentado pela NP 4305 (1995) corresponde ao teor em água da madeira de 12%.

3.4.2.2 Ligadores

Para ligadores foram escolhidos pregos de fuste liso de secção transversal circular e quadrada. Apesar de Portugal, constituir um dos últimos países resistentes à utilização dos pregos redondos (até há pouco tempo apenas existiam entre nós pregos quadrados) também se utilizou este tipo de prego para salvaguardar a possibilidade de comparar os resultados com outras campanhas de ensaios prevendo a possibilidade de estes se tornarem, a curto prazo, o tipo de pregos dominante em Portugal.

Quanto às características mecânicas dos pregos, existiu apenas a exigência que estes apresentassem um valor para a tensão de resistência à tracção do arame utilizado no seu fabrico superior a 600 N/mm^2 . Esta condição foi totalmente satisfeita pelos resultados obtidos nos ensaios de tracção sobre os pregos utilizados, realizados no Laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade do Minho, ao apresentar um valor médio de 650 N/mm^2 para os pregos redondos, e de 630 N/mm^2 para os pregos quadrados (valores médios obtidos a partir de 3 provetes).

3.4.3 Modelos e sistema de ensaios

A metodologia adoptada para a realização dos ensaios foi o mais possível concordante com a norma EN 26891: “*Timber structures – Joints structures – Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics*” (EN 26891, 1991). Cada ligação constituída por três provetes de madeira, com as dimensões de $55 \times 55 \times 200 \text{ mm}^3$, foi ligada com um prego por plano de corte, como se pode observar na Figura 3.4. Inicialmente, constituíram-se 4 séries de ensaios: três delas em resultado da variação da inclinação da pregagem de pregos circulares entre os valores de 90° , 135° e 45° ; e a quarta, utilizando pregos quadrados a fim de comparar as performances das secções dos pregos.

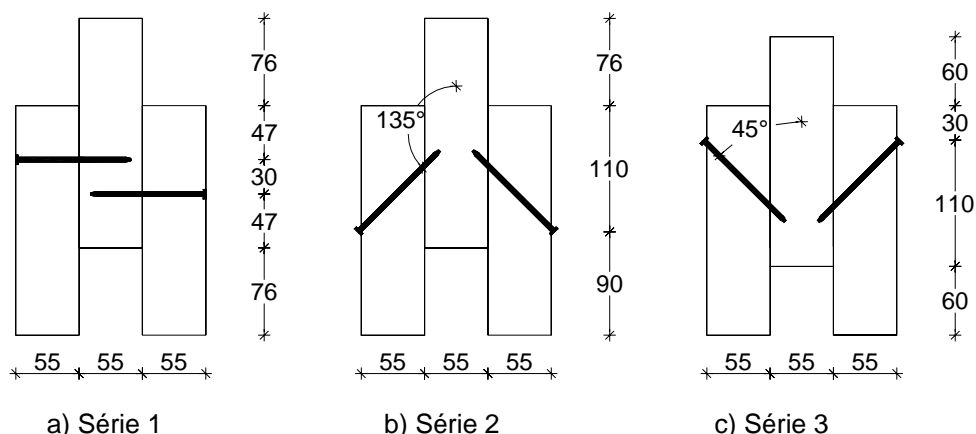


Figura 3.4 Esquema dos provetes que compõem cada uma das séries consideradas (dimensões em milímetros)

As Séries 1, 2 e 3, com 10 provetes cada, possuem pregagem segundo a direcção do esforço de 90° , 135° e 45° respectivamente. Nestas séries os pregos utilizados têm 100 mm de comprimento, secção circular com 3.8 mm de diâmetro e cabeça de 8 mm.

Na Série 4, composta por 10 provetes, utilizaram-se pregos quadrados pregados a 90° relativamente ao esforço. Os pregos quadrados, com 4.2 mm de lado, possuem um comprimento de 100 mm. A variação do ângulo de cravação do ligador não foi considerada, assumindo-se como válida a extrapolação das conclusões retiradas das três primeiras séries (situações em que o prego redondo é usado em pregagens inclinadas).

Perante as definições geométricas dos provetes, a pregagem a 90° forçou a existência de assimetrias, nomeadamente, ao obrigar a um desnivelamento da posição dos pregos. Com o objectivo de averiguar quais as consequências desta simetria, constituiu-se mais uma série de provetes, Série 5 (Figura 3.5).

Esta série confronta os resultados obtidos com pregos de geometria constante, diâmetro de 4.2 mm e comprimento de 100 mm, cravados com um ângulo de 90° relativamente ao esforço, considerando a existência ou não de um desnivelamento entre os pregos. Para cada uma das situações já referidas, considerou-se o número de três provetes como suficiente para esclarecer as eventuais dúvidas.

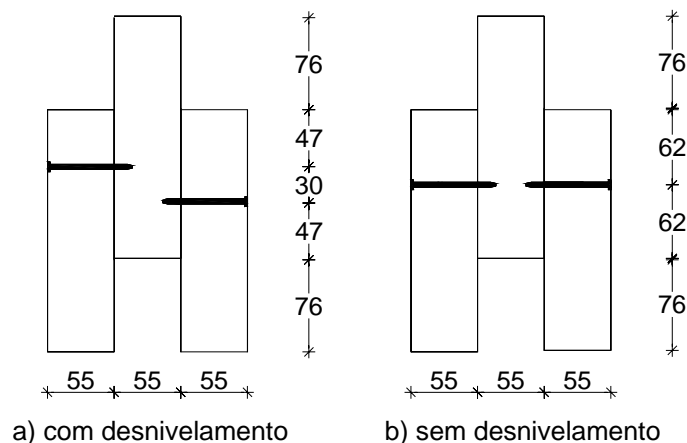


Figura 3.5 Esquema dos provetes contemplados na Série 5 (dimensões em milímetros)

O esquema dos ensaios e a instrumentação utilizada podem ser observados na Figura 3.6. O equipamento utilizado é constituído por um actuador triplo servo-controlado, que permite a aquisição contínua de resultados. Utilizou-se uma célula de carga com uma capacidade máxima de 10 kN do tipo S9 da HBM. O LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) utilizado no registo do deslizamento caracteriza-se por uma precisão na leitura de dados de $\pm 0.1\%$ e um curso de ± 25 mm.

Na Figura 3.7 apresenta-se o procedimento de carga adoptado. Refira-se que este procedimento exhibe algumas diferenças relativamente ao sugerido pela norma EN 26891 (1991), impostas pelas características dos meios disponíveis no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do

Minho, nomeadamente, a impossibilidade do procedimento de carga, em controlo de forças, contemplar a actuação de forças constantes no tempo.

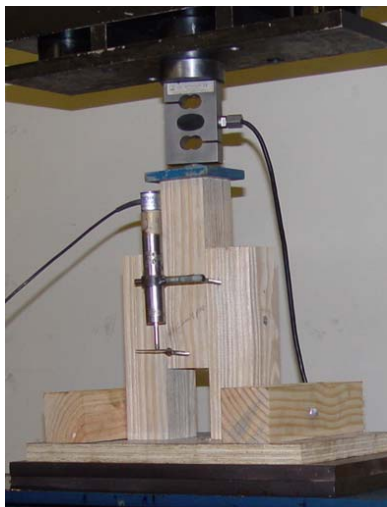


Figura 3.6 Esquema dos ensaios

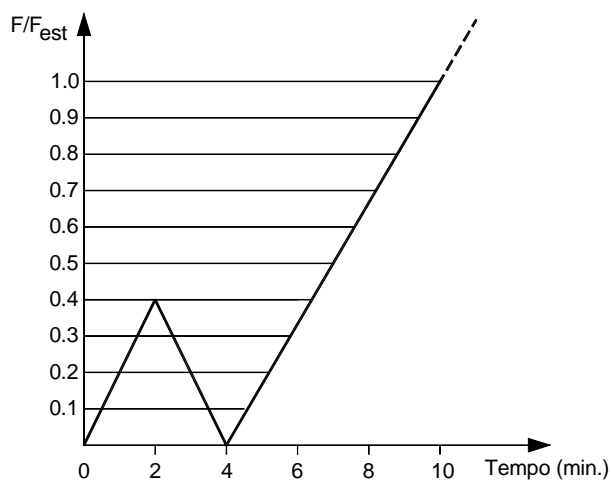


Figura 3.7 Procedimento de carga

De acordo com a norma EN 26891 (1991), atingindo-se os 40 % da força estimada (F_{est}), com um incremento de carga de $0,2 F_{est}$ por minuto, esta carga deve ser mantida por 30 segundos. Após este período, deve-se proceder à descarga, mantendo o valor do incremento de carga anterior, agora negativo, até aos 10 % de F_{est} , os quais devem ser mantidos por mais 30 segundos. Sucede-se então, o ramo ascendente, ainda com o mesmo incremento, até aos 70 % de F_{est} . Acima deste valor, o incremento deve ser tal que a rotura seja alcançada ao fim de 3 a 5 minutos. Assim, o período de tempo destes ensaios deve situar-se nos 10 a 15 minutos.

Face à impossibilidade de se proceder aos patamares, intervalos de tempo correspondentes à manutenção do valor de carga ($0,4$ e $0,1 F_{est}$), estes foram eliminados do procedimento de carga, tal como se demonstra na Figura 3.7.

Considera-se atingida a rotura quando se verifica uma tendência clara de diminuição da carga com o aumento das deformações, ou quando o deslocamento atinge os 15 mm. Este tipo de ensaio é, normalmente realizado submetendo o provete à tracção, contudo, e uma vez mais, por imposições técnicas, o procedimento adoptado contempla a aplicação da carga em compressão.

Esta imposição não foi tida como relevante, já que se considerou, e como Wilkinson (1992) demonstrou, não existir diferenças significativas entre os resultados obtidos considerando o procedimento de carga em compressão ou em tracção.

3.4.4 Apresentação e análise dos resultados

A análise do comportamento das ligações, nomeadamente, o estudo dos resultados obtidos com a realização dos ensaios, foi realizada com base na metodologia estabelecida pela EN 26891 (1991). Esta norma, não só permite a quantificação da capacidade resistente como permite a análise da deformabilidade das ligações entre elementos de madeira.

A curva força-deslocamento típica dos ensaios realizados, e a identificação das respectivas grandezas obtidas, é apresentada na Figura 3.8.

Da resposta força-deslocamento das ligações ensaiadas, e com base na EN 26891 (1991), é possível quantificar os seguintes parâmetros: F_{max} , a máxima força suportada pela ligação ou o valor atingido para um deslocamento de 15 mm; D_{max} , valor do deslocamento correspondente à máxima força (tem como valor limite 15 mm) e k_{ser} , módulo de deslizamento instantâneo, e que corresponde sensivelmente à rigidez da ligação traduzida pelo ajuste de uma regressão linear sobre a curva força-deslocamento entre 0.1 e $0.4F_{est}$.

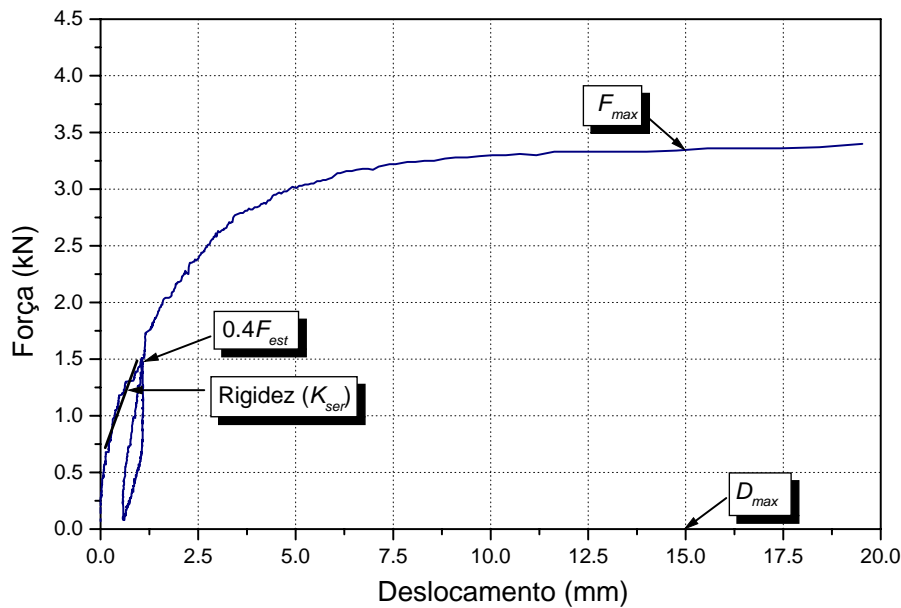


Figura 3.8 Curva força-deslocamento típica das ligações ensaiadas e identificação das grandezas obtidas nos ensaios

O valor do módulo de deslizamento instantâneo pode ser obtido com base nos valores dos deslocamentos, para 0.1 e $0.4F_{est}$, e da força registada para este último ponto:

$$k_{ser} = 0.4F_{est} / v_{i,mod} \quad (3.12)$$

onde F_{est} é o valor da força estimada e $v_{i,mod}$ é o valor do deslizamento inicial obtido pela seguinte expressão:

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (3.13)$$

em que v_{04} e v_{01} são os valores dos deslocamentos registados para $0.4F_{est}$ e para $0.1F_{est}$, respectivamente.

Os resultados da força máxima atingidos pelas ligações ensaiadas são apresentados na Figura 3.9.

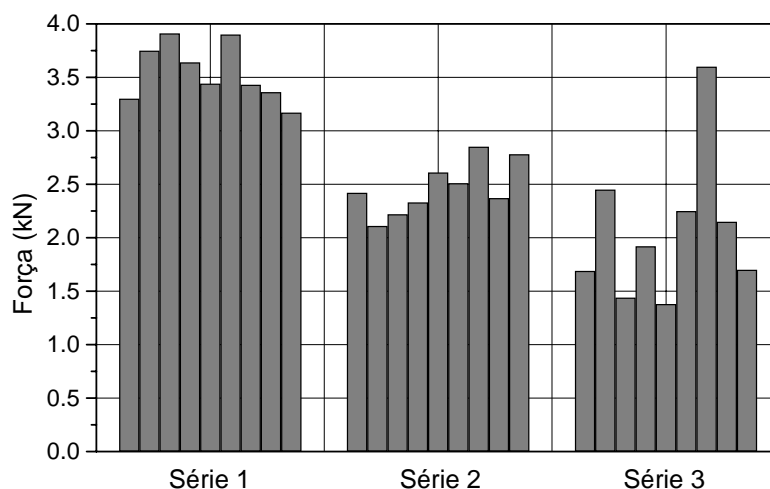


Figura 3.9 Resultados da força máxima (F_{max}) exibidas pelas ligações ensaiadas

Da análise dos resultados obtidos pode concluir-se que, contrariamente ao esperado, estes não exibem uma grande heterogeneidade. Na verdade, os resultados obtidos para a força máxima para as Séries 1 e 2 são bastante coerentes (coeficientes de variação de 7.66 e 9.27, respectivamente).

O mesmo já não sucede para os provetes ensaiados na Série 3. Na verdade, verifica-se uma grande dispersão entre os resultados obtidos nos ensaios para as ligações com a pregagem a 45° relativamente à direcção do esforço (coeficiente de variação igual a 30.77). Esta heterogeneidade nos resultados será explicada mais tarde, quando se analisar o modo de rotura que condiciona a capacidade resistente deste género de ligações.

Como conclusão imediata é de referir que a capacidade resistente vem reduzida quando a pregagem é inclinada. A hipótese da inversão de esforços reduz o valor apresentado pelas ligações com pregagem a 135°, dado que as coloca nas situações em que o ângulo com o esforço se reduz para 45°.

Nas tabelas que se seguem, Tabela 3.2, Tabela 3.3 e Tabela 3.4, apresentam-se os diversos resultados retirados dos ensaios efectuados e os parâmetros com eles determinados, para as três primeiras séries de provetes.

Tabela 3.2 Resultados obtidos para a Série 1 (Prego redondo a 90°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
1858 ^{b)}	4.10	3.24	14.76	—	—
1859	3.63	3.30	12.44	1.648	2.081
1860	3.65	3.75	15.00	1.564	1.610
1867	3.65	3.91	14.69	0.622	0.643
1868	3.85	3.64	11.35	1.004	1.054
1869	3.78	3.44	15.00	0.717	0.680
1870	3.68	3.90	15.00	1.114	1.221
1871	3.73	3.43	13.03	0.745	0.776
1913	3.78	3.36	14.12	2.517	1.864
1914	3.65	3.17	14.93	0.876	0.837
Média		3.51	14.03	1.201	1.196
Desvio padrão		0.27	1.31	0.612	0.536
Coefficiente de variação		7.66	9.33	50.96	44.82

a) as rectas ajustadas apresentam todos valores de correlação superiores a 0.95;

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 3.2 constata-se mais uma vez a boa homogeneidade, tanto para os valores obtidos para a capacidade resistente como para o deslocamento máximo atingido pelos vários provetes ensaiados. O mesmo não sucede para o módulo de deslizamento instantâneo (apresenta coeficientes de variação próximos dos 50%).

Face à proximidade do valor médio obtido para o deslocamento máximo (14.03 mm) do valor limite (15.00 mm), é de esperar que as ligações representadas por esta série apresentem uma boa capacidade de dissipação de energia em resultado da ductilidade por elas evidenciadas.

Constata-se que existe uma forte associação entre os valores para o módulo de deslizamento instantâneo obtido de acordo com a EN 26891 (1991) e o resultante do ajuste de uma regressão linear sobre a resposta força-deslocamento entre os valores de $0.1F_{est}$ e $0.4F_{est}$ (o coeficiente de correlação entre as duas variáveis assim definidas é de 0.8). Optou-se pela quantificação do módulo de deslizamento instantâneo utilizando estes dois processos em virtude da grande heterogeneidade exibida por esta grandeza. Esta heterogeneidade, é sobretudo fruto da maior dependência exibida por esta variável de eventuais desvios geométricos ou erros verificados na execução das ligações.

Não se apresentam os valores do módulo de deslizamento instantâneo para o primeiro ensaio (com a referência 1858), face à grande diferença verificada entre a força estimada e a força máxima obtida.

Tabela 3.3 Resultados obtidos para a Série 2 (Prego redondo a 135°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
1901 ^{b)}	3.63	2.56	15.00	—	—
1902	2.63	2.42	15.00	1.046	0.920
1903	2.63	2.11	11.05	1.335	1.277
1904	2.63	2.22	15.00	0.597	0.613
1905	2.78	2.33	10.30	2.685	2.433
1906	2.75	2.61	12.83	1.833	1.751
1907	2.58	2.51	15.00	0.548	0.545
1908	2.58	2.85	15.00	1.756	1.715
1909	2.63	2.37	14.77	2.019	0.859
1910	2.78	2.78	15.00	0.551	0.586
Média		2.48	13.90	1.374	1.189
Desvio padrão		0.23	1.83	0.755	0.656
Coeficiente de variação		9.27	1.31	54.95	55.17

a) as rectas ajustadas apresentam todos os valores de correlação superiores a 0.95;

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima.

As ligações com inclinação de pregagem de 135° relativamente à direcção do esforço, apresentam uma menor capacidade de carga, comparativamente à Série 1, ao atingirem o valor médio para a força máxima de 2.48 kN (-29%). A rotura também se verifica para valores próximos ou acima do deslocamento máximo admitido ($D_{max} = 15$ mm), o que torna estas ligações dúcteis. No que se refere ao módulo de deslizamento instantâneo, não existem grandes diferenças entre os valores apresentados por esta série e os exibidos pela anterior (0.6% inferior).

Tabela 3.4 Resultados obtidos para a Série 3 (Prego redondo a 45°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
1872 ^{b)}	4.25	2.19	6.95	—	—
1874	1.68	1.69	7.00	50.250 ^{c)}	— ^{d)}
1875	1.70	2.45	12.07	0.349	0.352
1876	1.98	1.44	6.31	0.673	0.499
1877	1.70	1.92	6.61	1.186	1.315
1878	1.68	1.38	5.10	0.728	— ^{d)}
1879	2.20	2.25	7.54	3.000	1.083
1880	1.95	3.60	11.10	19.500 ^{c)}	— ^{d)}
1881	1.63	2.15	10.03	0.762	0.760
1882	1.65	1.70	5.40	24.750 ^{c)}	— ^{d)}
Média		2.08	7.81	1.116	0.802
Desvio padrão		0.64	2.41	0.961	0.340
Coeficiente de variação		30.77	30.86	86.11	42.39

a) as rectas ajustadas apresentam todos os valores de correlação superiores a 0.90;

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;

c) valores considerados anormais;

d) regressão linear denotando grande variância.

Como já se viu, para as ligações com a pregagem a 45° relativamente à direcção do esforço, os resultados obtidos nos ensaios caracterizam-se por uma grande dispersão. Esta heterogeneidade é acentuada quando se compara os diferentes valores obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo.

A força máxima é sempre atingida para valores de deslocamento inferiores aos já mencionados 15 mm (D_{max} imposto pela norma EN 26891 (1991)). A rotura sucede de forma brusca após um ramo de amolecimento. Esta série de provetes, é, sem dúvida, aquela que apresenta menor capacidade resistente (menor força máxima permitida) com as ligações fortemente flexíveis a denotarem fraca ductilidade.

Na Figura 3.10 apresentam-se as típicas curvas força-deslocamento das três séries de ensaios acima referidos, onde se apontam as principais diferenças existentes entre elas.

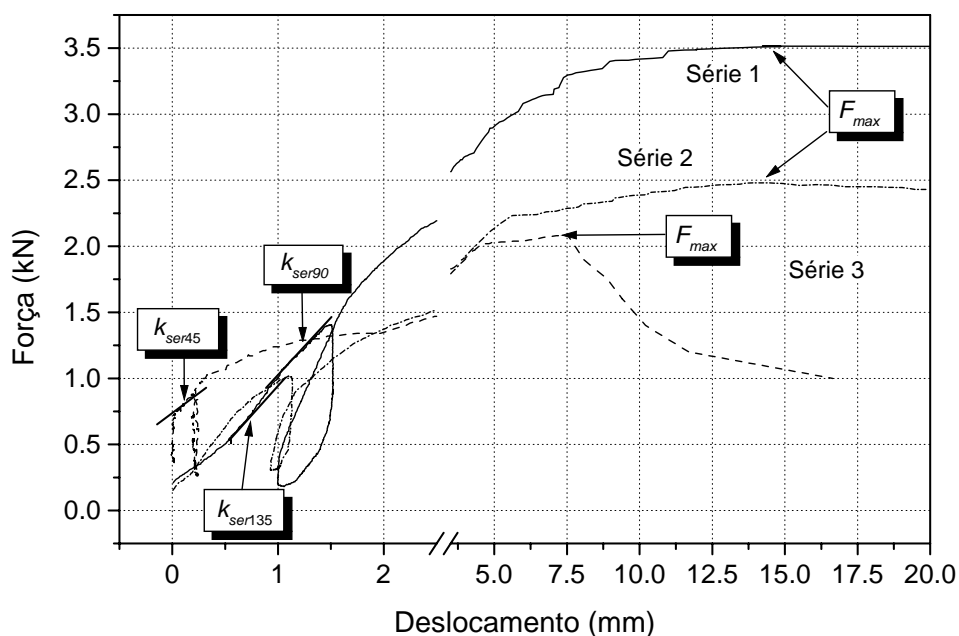


Figura 3.10 Comparação entre as curvas força-deslocamento referentes às Séries 1, 2 e 3

A pregagem a 90° relativamente ao esforço, utilizada nos provetes da Série 1, resulta num acréscimo de capacidade resistente, quando comparados com a pregagem a 135° , executada nos provetes da Série 2, de 41.7% e de 68.9% relativamente às ligações da Série 3. A Série 1 é aquela que apresenta uma maior rigidez e as suas ligações são as que exibem um comportamento plástico mais acentuado.

Apesar do módulo de deslizamento instantâneo apresentado pelas ligações da Série 2 ser bastante próximo do valor exibido pela Série 1, (a variação é de apenas 0.6%), o seu comportamento acima da força correspondente a $0.4F_{est}$ é menos rígido, retomando uma maior rigidez para níveis de carga acima de $0.8F_{est}$.

Este comportamento justifica-se pelo facto de ser este o período ao que corresponde o escorregamento do ligador que antecede a plastificação do ligador, visível no modo de rotura característico das ligações ensaiadas na Série 2 (Figura 3.11).



Figura 3.11 Modo de rotura característico dos provetes da Série 2 (Prego redondo a 135°)

A pregagem a 45° executada nos provetes da Série 3 para além de conduzir a uma menor capacidade resistente, está associada a um decréscimo da rigidez acompanhada de um comportamento bastante frágil na rotura. Nesta série, o deslocamento correspondente à força máxima é quase metade do valor admitido como máximo possível ($D_{max} = 15.00\text{mm}$), ao contrário dos valores muito próximos registados pelos valores médios das séries anteriores, Série 2 ($D_{max} = 13.90\text{mm}$) e Série 1 ($D_{max} = 14.02\text{mm}$).

Em ligações é importante analisar a ductilidade da ligação, até porque muitas vezes ela não é suficiente para que na análise da estrutura se considere a ligação entre os vários elementos como articulada. Esta grandeza, pode ser analisada através do coeficiente de ductilidade estática, definido como a razão entre o deslocamento máximo (D_{max}), e o deslocamento correspondente ao limite elástico (D_e), contabilizado como aquele que conduz a uma diminuição significativa da rigidez (Govic, 1995).

Na Tabela 3.5 apresentam-se os valores médios para o coeficiente de ductilidade estática obtidos para os modelos de ligação das três primeiras séries.

Tabela 3.5 Coeficiente de ductilidade estática

Modelo	D_{max} / D_e
Série 1	9.86
Série 2	8.00
Série 3	3.91

Analisando os valores do coeficiente da ductilidade obtidos, pode concluir-se que a inclinação do ligador de 45 (Série 3), diminui em muito a ductilidade das ligações pregadas.

A capacidade de dissipação de energia de uma ligação de madeira é uma medida muito importante, dado permitir averiguar a probabilidade de rotura frágil (a uma maior dissipação corresponde a menor probabilidade). Contudo, devido à natureza estática dos ensaios, não é possível a quantificação da energia dissipada ao longo de cada ensaio (para tal era necessário a realização de ensaios cíclicos). No entanto, designando como energia total a área do respectivo diagrama sob a resposta força-deslocamento até ao registo da força máxima, F_{max} , obtém-se uma

indicação da capacidade dissipativa das ligações. Na Figura 3.12 apresentam-se os valores para a energia total correspondentes às três primeiras séries de ensaios.

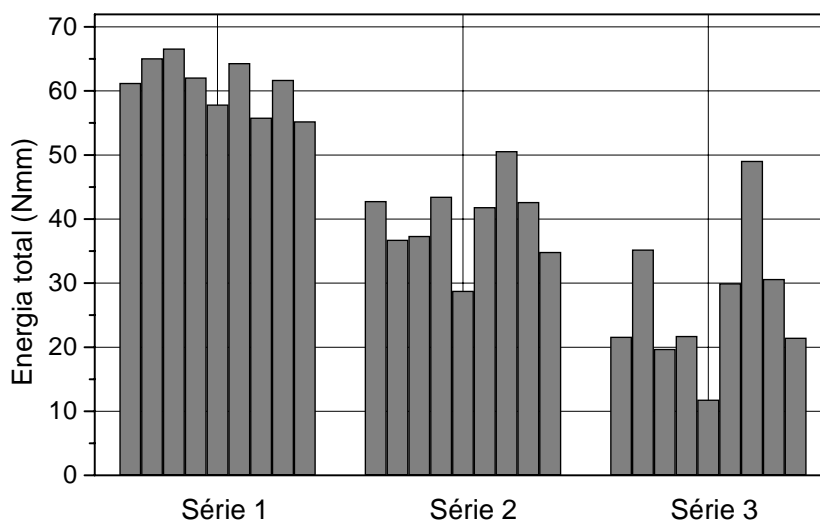


Figura 3.12 Energia total correspondente aos ensaios dos vários provetes das séries 1, 2 e 3

Para além de apresentar uma maior capacidade resistente, os provetes da Série 1 são aqueles que dissipam mais energia. Esta superioridade advém do maior comportamento plástico exibido pelas curvas força-deslocamento desta série. Apesar de também revelar uma significativa energia total, os valores referentes aos provetes da Série 2 são inferiores, fruto da menor capacidade resistente que revelam. Como seria de esperar, pelas roturas frágeis observadas ao longo dos ensaios, os valores para a energia total da Série 3 são baixos.

Na Tabela 3.6 apresentam-se, para a Série 4, os diversos resultados retirados dos ensaios efectuados e os parâmetros com eles determinados.

Tabela 3.6 Resultados obtidos para a Série 4 (Prego quadrado a 90°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
1916 ^{b)}	3.58	5.18	14.60	—	—
1917	5.33	5.54	15.00	1.997	2.072
1918	5.63	5.95	13.98	7.337 ^{c)}	3.695
1919	5.63	6.06	14.63	2.722	2.556
1920	5.88	5.81	13.55	4.519 ^{c)}	2.591
1921	5.88	6.33	14.72	6.528 ^{c)}	5.279 ^{d)}
1922	5.73	5.75	14.81	1.184	1.162
1923	5.98	6.18	15.00	2.716	2.059
1924	6.05	5.27	15.00	1.235	1.263
1925	5.88	5.84	15.00	6.528 ^{c)}	4.377 ^{d)}
Média		5.79	14.63	1.971	2.200
Desvio padrão		0.37	0.490	0.755	0.867
Coefficiente de variação		6.39	3.35	38.31	39.41

a) as rectas ajustadas apresentam todas valores de correlação superiores a 0.90;
 b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;
 c) valores considerados anormais;
 d) regressão linear denotando grande variância.

Os resultados obtidos nesta série de ensaios vêm confirmar as indicações dadas pelas séries anteriores. Tal como para a Série 1, os valores para a força máxima caracterizam-se por uma grande homogeneidade. Esta série de ensaios serviu não só para confirmar a homogeneidade dos resultados já obtidos nas séries 1 e 2, mas também para demonstrar a não influência nos resultados, quando se altera a secção do prego de circular para quadrada.

O ganho de capacidade resistente exibido pelas ligações ensaiadas na Série 4, está relacionado com o aumento da inércia proporcionado pela mudança da secção circular com diâmetro de 3.8 mm para uma secção quadrada de 4.2 mm de lado. Esta variação de inércia tem influências óbvias no momento de cedência plástica do prego que, naturalmente, se reflecte na capacidade resistente, especialmente quando, como neste caso, o modo de rotura condicionante é o Modo 6 (Figura 3.3).

Como já se referiu, podem ser levantadas algumas dúvidas sobre a influência do desnivelamento dos pregos quando pregados a 90° (Série 1), nomeadamente, no que se respeita às consequências da formação de um binário de forças devido a tal imposição. Para o esclarecimento de eventuais dúvidas procedeu-se ao ensaio de mais uma série de provetes (Série 5) constituída por três provetes exibindo desnivelamento entre os pregos (Desniv_1, Desniv_2 e Desniv_3) e três provetes com os pregos ao mesmo nível (Nivela_1, Nivela_2 e Nivela_3). A única diferença entre esta série e a Série 1 reside na necessidade de cortar os pregos, reduzindo o seu comprimento para um valor de 75 mm, de forma a possibilitar a pregagem dos pregos ao mesmo nível. Na Tabela 3.7 apresentam-se os resultados obtidos nesses ensaios.

Tabela 3.7 Resultados obtidos para a Série 5

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
Desniv_1	3.50	3.22	11.04	1.845	1.786
Desniv_2	3.68	3.93	12.53	1.577	1.628
Desniv_3	3.74	4.27	13.53	1.049	0.994
Nivela_1	3.71	3.30	13.22	0.825	0.811
Nivela_2	3.51	3.57	10.21	2.024	2.038
Nivela_3	3.68	4.48	14.82	1.140	1.066
Média		3.81	12.37	1.490	1.469
		3.78	12.75	1.330	1.305
Desvio padrão		0.43	1.25	0.405	0.419
		0.62	2.34	0.622	0.647

a) as rectas ajustadas apresentam todos os valores de correlação superiores a 0.95.

Os resultados, quando submetidos a uma análise da variância (ANOVA - Analyze of Variance), com um nível de significância de 0.98, não apontam diferenças entre as respectivas médias da força máxima e do módulo de deslizamento instantâneo. Pelo que podemos concluir não haver qualquer influência da existência de desnivelamento dos pregos nos resultados obtidos para a Série 1.

Na verdade, a principal conclusão prende-se com a existência de uma maior heterogeneidade nos resultados, comparando com os valores obtidos para a Série 1. A explicação pode residir no facto de estes terem sido os últimos ensaios efectuados, quando os provetes de madeira já demonstravam os efeitos de alguma instabilidade dimensional proporcionada pela inexistência de condições adequadas para o seu armazenamento.

3.4.5 Comparação com os valores regulamentares

Efectuada a análise dos resultados obtidos no programa experimental, assinalando numa primeira fase as principais diferenças apontáveis entre as várias séries de provetes ensaiadas, torna-se necessário confrontar estes valores com a metodologia de projecto preconizada pelas normas vigentes.

Como se referiu, o Eurocódigo 5 baseia-se nas expressões de Johansen (Johansen, 1949), para a quantificação da capacidade resistente das ligações tipo cavilha. Esta teoria permite não só quantificar o valor da capacidade resistente da ligação, como identificar o modo de rotura pelo qual se esgota a sua resistência.

No que se refere às deformações das ligações, este regulamento propõe algumas expressões, baseadas em trabalhos já realizados que, na ausência de ensaios específicos para esse fim, poderão ser utilizadas para a determinação do módulo de deslizamento instantâneo das ligações.

De seguida, apresenta-se a expressão sugerida pelo Eurocódigo 5 para ligações pregadas entre peças de madeira nas quais a pregagem do ligador contempla a pré-furação:

$$k_{ser} = \rho_m^{1.5} d / 25 \quad (3.14)$$

onde ρ_m é o valor médio da massa volúmica da madeira em (kg/m^3) e d o valor do diâmetro do prego em (mm).

Chama-se à atenção para o facto dessa equação tornar a rigidez da ligação (aqui traduzida pelo módulo de deslizamento instantâneo) dependente do valor médio da massa volúmica da madeira, em vez do seu valor característico, como acontecia nas versões anteriores, o que parece constituir uma melhoria acrescida pela actual prEN 1995-1-1 (2001). Assim, através do valor médio da massa volúmica da madeira é possível traduzir o efeito do teor em água, apresentado pelos membros de madeira, no comportamento das ligações. Refira-se que, a influência da massa volúmica diminui à medida que o teor em água se aproxima do PSF e que a correlação existente é positiva, tanto na resistência como na rigidez das ligações (Rammer, 2001).

Os valores resultantes da aplicação desta equação devem ser assumidos como equivalentes aos obtidos segundo os ensaios descritos na EN 26891 (1991) para a quantificação do módulo de deslizamento instantâneo das ligações.

Na Tabela 3.8 apresentam-se os resultados médios extraídos da campanha de ensaios e aqueles obtidos pelas expressões de Johansen, preconizadas pelo Eurocódigo 5.

Tabela 3.8 Comparação entre os valores experimentais e os sugeridos por Johansen

	Capacidade Resistente (kN)			Modo de Rotura	
	Experimental	Johansen	Variação (%)	Experimental	Johansen
Série 1 (prego redondo a 90°)	3.514	3.263	7.69	6	6
Série 2 (prego redondo a 135°)	2.480	1.827	35.74	5	5
Série 3 (prego redondo a 45°)	2.080	1.827	13.85	5	5
Série 4 (prego quadrado a 90°)	5.790	5.210	11.13	6	6

Ao analisar os valores apresentados na Tabela 3.8 pode concluir-se que as expressões de Johansen para a capacidade resistente permanecem válidas quando se utiliza madeira de Pinho bravo. Fica demonstrado uma forte aproximação entre os valores experimentais e os propostos por Johansen e preconizados pelo Eurocódigo 5, sendo os primeiros sempre superiores, como é desejável.

Como se esperava, os valores regulamentares revelam-se mais conservativos quando o modo de rotura que dita a capacidade resistente da ligação é o número 5. Tal facto, dever-se-á, como foi anteriormente assumido, pela não consideração do efeito benéfico da cabeça do prego, que se encontra cravada na peça de madeira, e que proporciona um melhor encastramento deste elemento na peça de madeira exterior (ver Figura 3.4).

A validade destas equações vem também confirmada quando se usa pregos de secção quadrada como ligadores.

Poderia afirmar-se que com estas expressões se torna impossível distinguir a resistência das ligações da Série 2 (pregagem a 135°) daquelas que compõem a Série 3 (pregagem a 45°). Contudo, se atendermos à possibilidade da inversão de esforços, concluímos que a resistência vem condicionada pelo menor valor obtido para estes dois ângulos de pregagem, pelo que se torna indiferente a distinção da pregagem a 45° daquela a 135° (45° + 90°).

Mas, a teoria de Johansen não se limita a quantificar a capacidade resistente da ligação, como também indica o modo de rotura. Na Figura 3.13 é possível constatar a qualidade destas indicações, ao verificar-se uma plena concordância entre a rotura observada nos ensaios e o modo de rotura, que segundo Johansen, condiciona o valor da capacidade resistente da ligação.

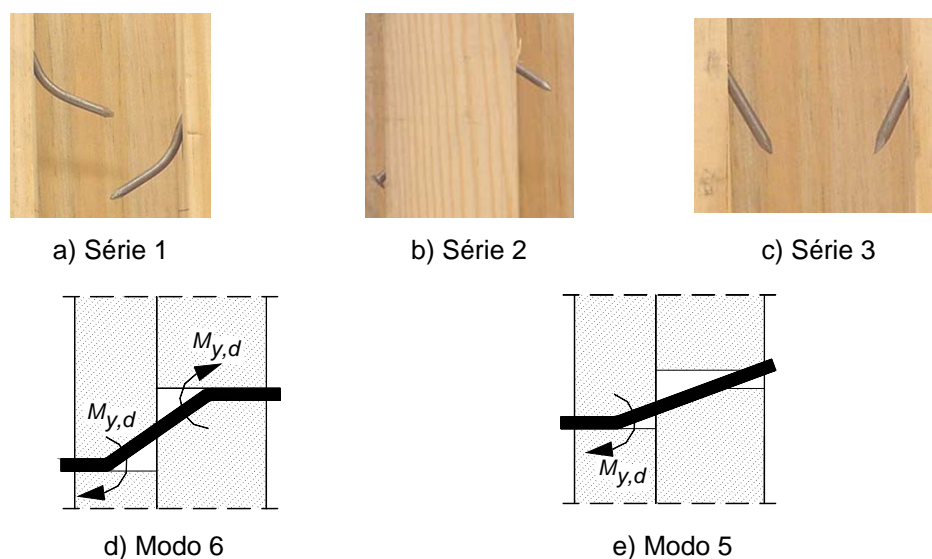


Figura 3.13 Comparação entre os modos de rotura observados nos ensaios, a), b) e c), e os admitidos por Johansen, d) e e)

Como se pode observar, a rotura dos provetes da Série 1 é obtida pelo esmagamento localizado da madeira acompanhado da formação de rótulas plásticas no ligador, situadas nas peças externa e central do provete (Modo 6 – Figura 3.13d). Para as Séries 2 e 3, após o esmagamento localizado da madeira, a rotura é atingida pela formação de rótulas plásticas numa das peças de madeira sucedida de um escorregamento da peça central que recebe a ponta do ligador (Modo 5 – Figura 3.13e). A diferença entre a rotura evidenciada por estas duas séries, reside na existência simultânea de um deslizamento do ligador na peça externa, que se verifica nos provetes ensaiados na Série 3. Quanto à quantificação da rigidez das ligações, verifica-se um afastamento muito grande entre os resultados experimentais e os previstos pela EN 26891 (1991) para o módulo de deslizamento instantâneo (Tabela 3.9).

Tabela 3.9 Comparação entre os valores experimentais e os sugeridos pelo Eurocódigo 5, para o módulo de deslizamento instantâneo

	Módulo de deslizamento instantâneo (kN/mm)		
	Experimental	Eurocódigo 5	Variação (%)
Série 1 (prego redondo a 90°)	1.201	4.308	258.70
Série 2 (prego redondo a 135°)	1.374	4.262	210.19
Série 3 (prego redondo a 45°)	1.116	4.306	285.84
Série 4 (prego quadrado a 90°)	1.971	4.756	141.30

E, se o Eurocódigo 5 não tem em conta a inclinação do ligador (relativamente à direcção do esforço de corte), na quantificação do módulo de deslizamento instantâneo, a variabilidade exibida pelos resultados é de tal forma acentuada (ver Figura 3.14), que inviabiliza qualquer tentativa de obtenção de uma relação entre o ângulo de pregagem do prego e o módulo de deslizamento instantâneo.

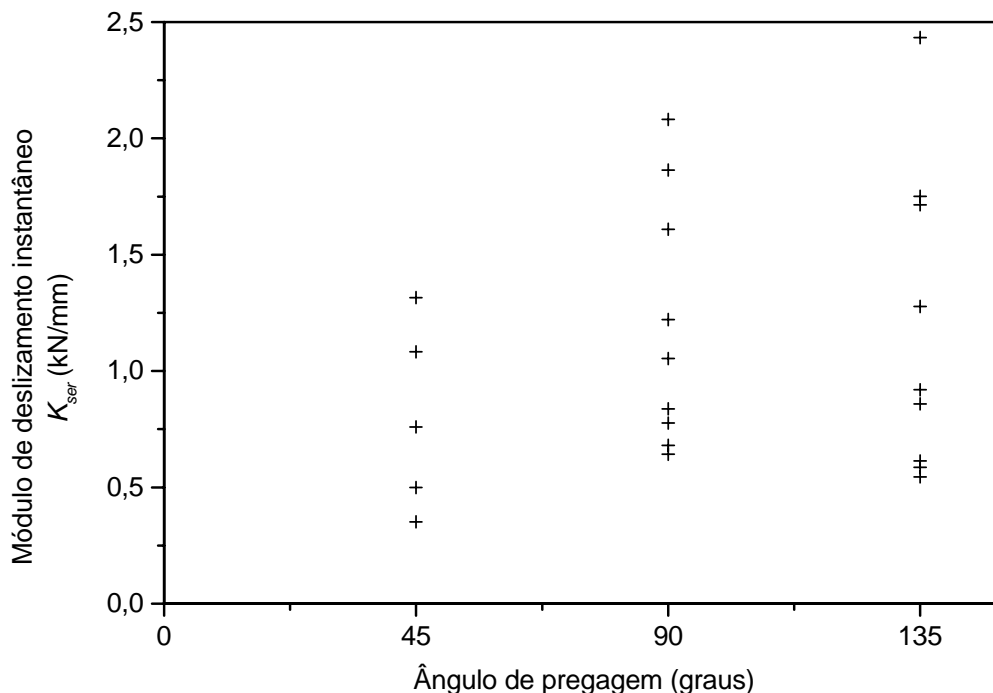


Figura 3.14 Valores experimentais obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo em função do ângulo de pregagem do prego

3.5 CONCLUSÕES

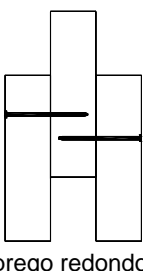

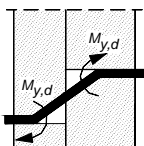
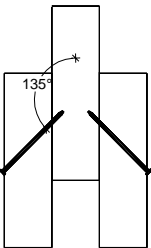

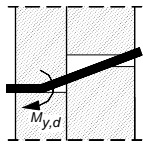
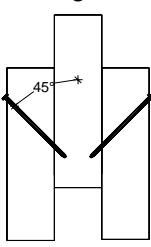

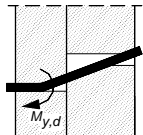
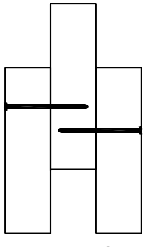

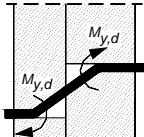
Os resultados experimentais para a capacidade resistente e para o deslocamento máximo exibem uma boa homogeneidade. Estes dois parâmetros, apenas denotam grande dispersão para a Série 3 (pregagem a 45°), devido à natureza frágil evidenciada pelo modo de rotura dos seus provetes. Já, os valores obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo são sempre muito heterogêneos (apresentam coeficientes de variação próximos dos 50%). A inclinação da pregagem resulta numa redução, da capacidade resistente, do módulo de deslizamento instantâneo e energia total desenvolvida pela ligação.

O modelo numérico adoptado pelo Eurocódigo 5, baseado nas expressões de Johansen (1949), valida os valores experimentais para a capacidade resistente, denotando uma plena concordância entre a rotura verificada durante os ensaios e o modo de rotura que condiciona a capacidade resistente da ligação, segundo esta teoria. Quanto ao módulo de deslizamento instantâneo, medida da rigidez da ligação, existe um grande afastamento entre os resultados experimentais e os previstos pelo Eurocódigo 5. Esta discrepância deve ser estudada com mais pormenor, por exemplo, com a realização de uma análise numérica com elementos finitos.

Este regulamento ao fazer depender o módulo de deslizamento instantâneo das ligações, da massa volúmica da madeira e do diâmetro dos ligadores, não traduz a influência da inclinação da pregagem, influência essa verificada no trabalho experimental.

As conclusões mais importantes retiradas deste capítulo podem ser observadas na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 Síntese do estudo da influência do ângulo de pregagem e da secção do prego

Série	Parâmetro Avaliado	Resultados				
		Experimentais		Numéricos	Variação (%)	
		Média	Coef. Variação			
 <p>prego redondo</p>	Capacidade Resistente (kN)	3.51	7.77	3.26	7.69	
	Deslocamento Máximo (mm)	14.03	9.33			
	k_{ser} (kN/mm)	EN 26891 (1991)	1.201	50.96	4.308	258.70
		Regressão linear	1.196	44.82		
	Energia Total (Nmm)	60.78	6.50			
	Modo de Rotura					
 <p>prego redondo</p>	EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}	9.27	1.83	35.74	
	Deslocamento Máximo (mm)	13.90	1.31			
	k_{ser} (kN/mm)	EN 26891 (1991)	1.374	54.95	4.262	210.19
		Regressão linear	1.189	55.17		
	Energia Total (Nmm)	40.42	15.08			
	Modo de Rotura					
 <p>prego redondo</p>	Capacidade Resistente (kN)	2.08	30.77	1.83	13.84	
	Deslocamento Máximo (mm)	7.81	30.86			
	k_{ser} (kN/mm)	EN 26891 (1991)	1.116	86.11	4.306	285.84
		Regressão linear	0.802	42.39		
	Energia Total (Nmm)	26.93	38.12			
	Modo de Rotura					
 <p>prego quadrado</p>	Capacidade Resistente (kN)	5.79	6.39	5.21	11.13	
	Deslocamento Máximo (mm)	14.03	3.35			
	k_{ser} (kN/mm)	EN 26891 (1991)	1.201	38.31	4.756	141.30
		Regressão linear	1.196	39.41		
	Energia Total (Nmm)	74.66	7.21			
	Modo de Rotura					

Referências bibliográficas

EN 383 (1993), Timber structures – Test methods – Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, English version.

EN 409 (1993), Timber structures – Test methods – Determination of the yield moment for dowel type fasteners - Nails, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, (E).

EN 26891 (1991), Timber structures – Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics, ISO 6891-1983 (E).

Govic, Claude le (1995), Les Assemblages Dans La Construction En Bois, Centre Technique du Bois et de l' Ameublement-CTBA, Paris.

Hilson, B. O. (1995), Joints with dowel-type fasteners-theory, In Timber Engineering STEP 1. Ed. by Blass, H. J. et al., Lecture C3.

ISO 8970 (1989), Timber-Structures – Testing of joints made with mechanical fasteners – Requirements for wood density, International Standard, First edition, English version.

Johansen, K. W. (1949), Theory of Timber Connections, In International Association of Bridge and Structural Engineering.

Koponen, S. (1991), Embedding characteristics of wood in the grain direction, Rep. 25, Espoo, Finland: Helsinki University of Technology, Laboratory of Structural Engineering and Building Physics, 21 p.

Larsen, H.J. (1973), The yield load of bolted and nailed joints, Proc., Int. Union of Forestry Res. Org., Div. V., Conf. IUFRO, 646-654.

Mateus, Tomás J. E. (1961), Bases para o dimensionamento de estruturas de madeira, LNEC: Memória N.º 179, Lisboa.

McLain, T. E.; Thangjitham, S. (1983), Bolted wood-joint yield model, Journal of Structural Division, ASCE, 109(8): 1820-1835.

LNEC-M2 (1997), Pinho Bravo para Estruturas, Fichas Técnicas, LNEC, Portugal.

NP 614 (1973), Determinação do teor em água, LNEC.

NP 616 (1973), Determinação da massa volúmica, LNEC.

NP 4305 (1995), Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas – classificação visual, LNEC.

prEN 1995-1-1 (2001), Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings; CEN/TC 250/SC5, N.º 316.

Rammer, Douglas R. (2001), Effect of moisture content on nail bearing strength, Res. Pap. FPL-RP-591, Madison, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, 22p.

Smith, I.; Whale, R. J.; Andersson, C.; Hilson, B.O.; Rodd, P.D. (1988), Design properties of laterally loaded nailed and bolted wood joints, Canadian Journal of Civil Engineering, 15:633-643.

Soltis, L. A.; Hubard, F. K.; Wilkinson, T. L. (1986), Bearing strength of bolted timber joints, Journal of Structural Engineering, ASCE, 112(9): 2141-2154.

Trayer, G. W. (1932), The bearing strength of wood under bolts, Technical Bulletin No. 332, USDA Washington DC.

Wilkinson, T. L. (1972), Analysis of nailed joints with dissimilar members, Journal of Structural Engineering, ASCE, 98(9): 2005-2013.

Wilkinson, T. L. (1992), Strength of bolted timber connections with steel side members, Res. Pap. FPL-RP-513. Madison, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, 10p.

CAPÍTULO 4

LIGAÇÕES MISTAS MADEIRA-BETÃO LEVE

4.1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, tem-se assistido a um grande esforço por parte de vários investigadores na caracterização do comportamento das ligações mistas madeira-betão, Ceccotti, (1995), Gelfi (1999) e Tommola (2001). Este interesse deve-se à constatação das inúmeras possibilidades de aplicação e, sobretudo, à consciencialização da importância do seu desempenho no comportamento global da estrutura mista madeira-betão.

A associação do betão à madeira surge como uma solução natural, especialmente em acções de reabilitação. Cada vez mais, a hipótese da substituição da antiga estrutura de madeira por uma nova é vista como uma solução a evitar por descaracterizar a construção, representando uma perda irreversível do seu valor arquitectónico. A alternativa passa pela manutenção da estrutura de madeira, reforçando-a de forma a satisfazer o nível de segurança exigido à construção.

Uma possível técnica de reforço é a transformação das estruturas de madeira em sistemas mistos madeira-betão. Os resultados obtidos, nomeadamente, na conversão dos soalhos tradicionais em lajes mistas de madeira-betão são animadores, quer pelo seu excelente desempenho estrutural quer pelo seu valor estético (Ceccotti, 2002).

Mas o campo de aplicação das estruturas mistas de madeira-betão não se restringe à recuperação de construções antigas. São conhecidas várias aplicações em estruturas novas, nomeadamente em pontes e passadiços: Lao River Bridge (Itália), Crestawald Bridge (Suíça); e em lajes de edifícios: Museu de Neuchâtel (Suíça); Triesenberg School (Finlândia); Swiss National Expo 2002 (Suíça).

A ligação entre os dois materiais pode ser realizada de distintas formas, contudo a mais simples recorre ao uso de ligadores metálicos fáceis de aplicar (pregos, parafusos, anéis de aço, varões, etc.), constituindo assim, um exemplo de ligações tipo cavilha estudadas no capítulo anterior.

O sistema de ligação utilizado nas estruturas mistas de madeira-betão tem uma influência significativa na rigidez da estrutura e na distribuição dos esforços entre os dois materiais. É, assim, necessária a caracterização do comportamento da ligação entre a madeira e o betão para o dimensionamento das estruturas mistas, obtidas pela associação daqueles dois materiais.

4.2 A UTILIZAÇÃO DE BETÕES LEVES

A obtenção de sistemas mistos de madeira-betão permite tirar partido das melhores propriedades destes dois materiais, ao combinar a resistência, a rigidez e a acção protectora proporcionada pelo betão, com um material leve e ecológico como é a madeira. As estruturas assim constituídas, aliam a eficiência estrutural com uma considerável redução do peso próprio, quando comparadas com outras soluções.

Neste contexto, a utilização de betões leves nas estruturas mistas revela-se importante, tanto nas acções de reabilitação como nas construções novas, dado permitir uma redução da massa do betão em cerca de 30%. Actualmente é possível obter betões leves com resistências superiores a 60 MPa e com densidades inferiores a 2000 kg/m³ (Cruz, 2000).

Se, para além da redução de peso proporcionada pela sua utilização, considerarmos a possibilidade de tornar estes betões mais ecológicos, pela incorporação de resíduos da construção ou pela substituição parcial do cimento por metacaulino, a utilização de betões leves nas estruturas mistas de madeira-betão assume-se cada vez mais como uma opção a ter em conta.

4.3 SISTEMAS DE LIGAÇÃO ENTRE MADEIRA E BETÃO

O conhecimento do comportamento da ligação entre os materiais presentes nas soluções mistas é importante. É a eficácia da ligação, cuja função principal é a de garantir que os dois materiais trabalhem conjuntamente, que garante o comportamento da secção mista, e que caracteriza o seu desempenho. A distribuição das tensões na secção mista é função da rigidez do sistema de ligação utilizado entre os dois materiais.

O próprio método de dimensionamento é condicionado pela rigidez das ligações. Se a ligação for rígida a hipótese de Navier-Bernoulli da conservação das secções planas, pode ser aceite, tornando o cálculo extremamente simples. Basta homogeneizar a secção num só material, madeira ou betão, para obtermos os esforços e as deformações da secção, sendo suficiente a aplicação de equações básicas da resistência dos materiais. Quando a ligação deixa de ser rígida, passando a ter comportamento semi-rígido, a secção deixa de ser plana. O aparecimento de pequenos deslizamentos entre os dois materiais torna necessária a quantificação do escorregamento relativo entre ambos.

Nestas ligações, como elementos ligadores, normalmente usam-se pregos, parafusos ou varões, o que permite classificá-las como ligações tipo cavilha. Os ligadores, posicionados numa direcção perpendicular ao fio da madeira, ao serem submetidos a esforços de flexão e de corte, transmitem os esforços através de tensões de esmagamento localizado sobre o betão e a madeira.

É então, teoricamente possível a aplicação das expressões de Johansen (1949). Apesar dos parâmetros geométricos permanecerem constantes, as diferenças existentes entre as propriedades da madeira e do betão leve, influenciam o comportamento global da ligação. Assim, justifica-se a necessidade da alteração das equações de Johansen para os casos de ligações entre madeira e betão, sobretudo, em consequência da elevada rigidez oferecida pelo betão. Contudo, a Teoria de Johansen não estabeleceu qualquer expressão para o caso das ligações entre madeira e betão.

4.3.1 Enquadramento regulamentar

A nível regulamentar, as ligações mistas de madeira-betão encontram-se contempladas na Parte 2 do Eurocódigo 5, a partir daqui referida como a ENV 1995-2 (1997).

Apesar do crescente interesse no estudo destas ligações, a investigação não produziu, ainda, conclusões suficientes para uma adequada análise do seu comportamento. Na verdade, as considerações regulamentares não são específicas para as ligações mistas madeira-betão. Nestas, por exemplo, a quantificação da rigidez baseia-se no pressuposto que é duas vezes superior à rigidez exibida pelas ligações de madeira. Do mesmo modo, considera-se a existência de um acréscimo de 20% na capacidade resistente, quando se passa das ligações de madeira para as mistas madeira-betão. E mesmo estas considerações são apenas válidas para determinados ligadores (parafusos, cavilhas, anéis e pregos torcidos).

Este procedimento é sem dúvida muito rudimentar, especialmente, se atendermos que na quantificação da rigidez das ligações mistas madeira-betão, não é tido em conta factores como a classe de resistência e o módulo de elasticidade do betão (Branco, 2002). Estes parâmetros ganham especial importância no caso da utilização de betões leves, uma vez que o valor do módulo de elasticidade deste tipo de betões é inferior ao apresentado por um betão normal, para a mesma classe de resistência.

Esta metodologia tem vindo a ser criticada por diversos autores (Ceccotti (1995), Dias (1999), Faust (1999), entre outros) pela apresentação de trabalhos experimentais com resultados muito diferentes aos valores sugeridos pelo Eurocódigo 5.

No caso específico de sistemas de ligação de lajes mistas, em que é legítimo pensar-se na possibilidade de interposição de uma camada não estrutural entre os dois materiais, correspondente à utilização de cofragem perdida, o Eurocódigo 5, remete para a necessidade de uma análise mais específica através da realização de ensaios de acordo com o estabelecido pela EN 26891 (1991).

É assim, necessária a obtenção de um número mais vasto de trabalhos experimentais e numéricos, por forma, a obter conclusões mais sólidas que permitam a elaboração de regras específicas de dimensionamento para as ligações mistas madeira-betão.

4.3.1.1 Capacidade resistente

Como já referido, o Eurocódigo 5 não define um método de cálculo da capacidade resistente, específico para ligações mistas madeira betão. Simplesmente, considera que as ligações mistas madeira-betão apresentam uma capacidade resistente superior em 20% à exibida pelas ligações madeira-madeira.

A quantificação da capacidade resistente de ligações madeira-madeira pode efectuar-se por dois métodos: através da realização de ensaios de acordo com a norma EN 26891 (1991) ou recorrendo às expressões de Johansen, presentes no Eurocódigo 5.

A investigação apresentada no capítulo anterior desta dissertação, aponta para uma boa concordância daqueles dois métodos de cálculo da resistência de ligações entre peças constituídas pela espécie de madeira mais comum em Portugal. Determinada a resistência da correspondente ligação madeira-madeira (geometria, espécie de madeira e ligadores comuns), aplica-se o factor de majoração (igual a 1.2) obtendo-se o valor da capacidade resistente da ligação mista de madeira-betão.

Relativamente à possibilidade de utilização de betões leves, não existe qualquer referência na regulamentação actual. Quanto à cofragem perdida, o Eurocódigo 5 prevê o seu uso apontando contudo, para a necessidade da realização de ensaios ou de análises específicas.

4.3.1.2 Módulo de deslizamento instantâneo

Na metodologia preconizada pela prEN 1995-1-1 (2001), e na ausência de ensaios para o efeito, o valor do módulo de deslizamento instantâneo por plano de corte e por ligador pode ser calculado através de expressões simplificadas. Estas equações, específicas para ligações entre peças de madeira, permitem a determinação do módulo de deslizamento instantâneo em sistemas mistos madeira-betão, partindo do pressuposto que este vai ser duas vezes superior ao apresentado pelas ligações madeira-madeira.

Este processo, deixa muito a desejar, sobretudo, se atendermos que deste modo na quantificação do módulo de deslizamento instantâneo das ligações mistas madeira-betão não se tem em conta o módulo de elasticidade e a resistência ao esmagamento do betão.

Quando da existência de uma camada não estrutural, neste trabalho materializada pela colocação do contraplacado, a ENV 1995-2 (1997) remete para a necessidade da realização de ensaios para a quantificação da rigidez deste tipo de ligações.

No caso específico de ligações pregadas entre peças de madeiras com pré-furação, o módulo de deslizamento instantâneo por plano de corte e por ligador em (N/mm), segundo o Eurocódigo 5 é dado por:

$$k_{ser} = \rho_m^{1.5} d/25 \quad (4.1)$$

em que ρ_m é o valor médio da massa volúmica, em kg/m^3 , dos materiais a ligar e d é o valor do diâmetro do ligador, em mm.

Quando os valores médios da massa volúmica dos materiais são diferentes, o valor de ρ_m é dado por:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (4.2)$$

onde $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ são, os valores médios da massa volúmica, em kg/m^3 , da madeira e do betão leve, respectivamente.

4.4 TRABALHO EXPERIMENTAL

4.4.1 Introdução e objectivos

É necessário caracterizar o comportamento das ligações mistas madeira-betão, de forma a avaliar a aplicabilidade das soluções mistas madeira-betão na reabilitação e na construção de novos edifícios. Pela baixa relação peso/resistência que apresenta, a utilização de betão leve revela-se vantajosa. Assim, elaborou-se um plano de ensaios ao corte sobre ligações mistas de madeira-betão leve, com o objectivo de quantificar a capacidade resistente e a rigidez deste género de ligações mistas.

Posteriormente, confrontam-se os resultados experimentais com os preconizados pela regulamentação actual. À semelhança da investigação apresentada no capítulo anterior, também foi considerada a influência da inclinação do ligador no comportamento da ligação.

No caso das lajes mistas madeira-betão, a interposição de uma camada não estrutural materializada pela cofragem perdida, é uma possibilidade presente em algumas das tipologias conhecidas. Esta solução é admitida no Eurocódigo 5, referindo, no entanto, que para estes casos há a necessidade da realização de análises específicas. Assim, foram considerados como objecto de estudo, modelos de ligação prevendo a colocação de um elemento de contraplacado entre a madeira e o betão leve.

4.4.2 Caracterização dos materiais

Para garantir uma melhor compreensão dos resultados referentes aos ensaios sobre as ligações mistas, realizaram-se ensaios de caracterização dos materiais empregues na sua execução.

4.4.2.1 Madeira

A madeira empregue, Pinho bravo (*pinus pinaster*) classificado visualmente como pertencente à classe E (Estruturas), de acordo com a NP 4305 (1995), pertence ao mesmo lote de provetes de madeira usados no programa experimental do capítulo anterior.

A operação de betonagem, foi precedida pelo registo do peso e dimensões iniciais, e da selagem com resina dos topos dos provetes de madeira constituintes dos modelos de ligação a ensaiar. Se a selagem dos topos serviu para a minimizar as trocas de água durante as fases de betonagem e cura do betão, o registo do peso e dimensões iniciais teve como objectivo a quantificação do teor em água e a massa volúmica da madeira, de acordo com o estabelecido na NP 614 (1973) e na NP 616 (1973), respectivamente. Os valores destas duas importantes propriedades da madeira, para cada um dos modelos de ligação ensaiados, são apresentados em anexo (ver Tabela A.6, Tabela A.7, Tabela A.8 e Tabela A.9).

4.4.2.2 Ligadores

Os ligadores usados, obtidos a partir do arame caracterizado no capítulo 3, são pregos de fuste liso de secção circular com diâmetro de 3.4 mm e comprimento de 70 mm.

4.4.2.3 Betão Leve

O objectivo da utilização do betão leve, nas ligações mistas que compõem o presente programa experimental, assenta na redução do peso próprio (resultante do seu uso) e nos índices de confiança revelados pelo seu comportamento em diversas investigações realizadas recentemente na Universidade do Minho, Cruz (2000), Magalhães (2002) e Neves (2002). Entre as várias composições possíveis para o betão leve, a escolha recaiu num betão com *Leca Portuguesa* como agregado leve.

A justificação desta decisão baseia-se na necessidade de garantir que os materiais empregues neste trabalho fossem de fácil obtenção, representando sempre que possível a prática corrente no sector da construção em Portugal.

É certo, que esta escolha limita a resistência do betão leve. Na verdade, a resistência à compressão dos betões leves usando *Leca* dificilmente ultrapassa os 35 MPa, enquanto que aqueles que contemplam outros agregados leves, por exemplo, *Arlita*, atingem valores acima dos 60 MPa. Contudo, e em virtude dos objectivos propostos para este trabalho experimental, considerou-se suficiente aquela gama de resistência para o betão leve.

Esta escolha revelou-se acertada, não só pelo tipo de rotura verificado ao longo dos ensaios mas também, pela maior redução do peso próprio garantida pelo uso da *Leca*.

A composição do betão leve (por m³) usada em todas as betonagens e para todos os modelos de ligação considerados é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Composição do betão leve para todas as betonagens

Material	Quantidade
Areia (kg/m ³)	672.8
Cimento da classe 42.5 do tipo I (kg/m ³)	450.0
Leca Portuguesa 2/4 (kg/m ³)	215.1
Água (l/m ³) ^{a)}	150.0

a) resultante de uma razão água/cimento igual a 0.3.

A caracterização do betão leve foi realizada por via experimental, com a execução dos ensaios estipulados na norma NP-ENV206 (1993). Na caracterização do betão leve, para além dos ensaios realizados aos 28 dias, também se procedeu à execução de ensaios à compressão em cubos de 10 cm de aresta aos 7 dias. Tais ensaios serviram como provas de controlo da qualidade do betão, em virtude de Magalhães (2002) ter verificado que a resistência aos 7 dias alcança 70% da resistência à compressão para os 28 dias.

Refira-se que a determinação do módulo de elasticidade foi realizada com base nos valores da resistência à compressão sobre cubos de 15 cm de aresta aos 28 dias. A Tabela 4.2, apresenta, para cada betonagem, as características médias do betão, obtidas a partir do ensaio de três provetes, para as datas já referidas, assim como a respectiva classe de resistência, obtida de acordo com a prEN 1992-1 (2001).

Tabela 4.2 Caracterização experimental do betão leve

Modelo	Betonagem	Idade do betão	Massa volúmica (kg/m ³)	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	Classe de Resistência
M90	A	7 dias	1770.9	30.7	15.8	LC20/25
M90C		28 dias	1772.4	31.2		
M45	B	7 dias	1759.9	29.9	15.8	LC20/25
M45C		28 dias	1773.5	31.4		

M90 refere-se às ligações mistas com o ligador a 90°;
M90C refere-se às ligações mistas com o ligador a 90° e cofragem perdida;
M45 refere-se às ligações mistas com o ligador a 45°;
M45C refere-se às ligações mistas com o ligador a 45° e cofragem perdida;
 f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
 E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias.

4.4.3 Modelos e sistema de ensaios

Foi estabelecido um plano de ensaios de corte com vista a quantificar o módulo de deslizamento instantâneo e a capacidade resistente ao corte de quatro sistemas de ligação mista madeira-betão

leve. Nestes ensaios, a ligação constituída entre os distintos elementos, dois de betão leve e um de madeira, foi submetida a corte simples, através da aplicação de uma compressão sobre os provetes assim compostos, (Figura 4.1). Na ligação entre os dois materiais utilizaram-se pregos de fuste liso obtidos a partir de aço corrente. Na sua pregagem, precedida de pré-furação com diâmetro sempre inferior a 80% do diâmetro dos pregos, foram consideradas duas variantes (pregagem a 90° e a 45°). A colocação ou não, de contraplacado de espessura igual a 2 mm, simulando a contribuição de cofragem perdida ou de cofragem recuperável, respectivamente, foi considerada para ambas situações de pregagem. Na Figura 4.1 apresenta-se a organização dos distintos elementos nos quatro sistemas de ligação ensaiados.

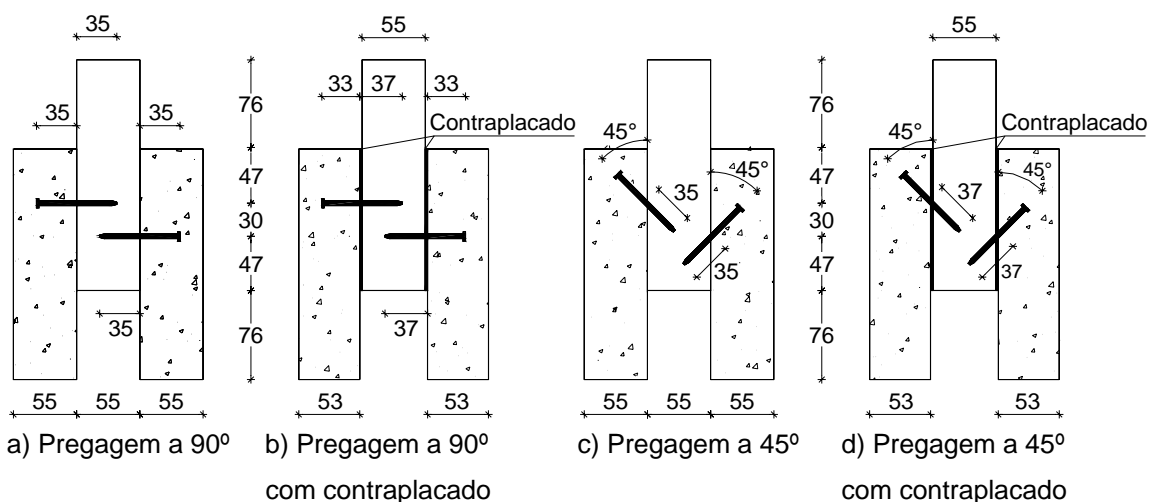


Figura 4.1 Provetes representativos dos quatro sistemas de ligação (dimensões em milímetros)

Após a betonagem dos vários provetes, estes foram armazenados em câmara húmida durante 28 dias, ao fim dos quais foram ensaiados. Na Figura 4.2 pode ser observado o esquema utilizado para os ensaios. Na Figura 4.3 apresenta-se o procedimento de carga aplicado na realização dos ensaios. Refira-se que este procedimento é idêntico ao já considerado no capítulo anterior, onde também é possível encontrar a justificação para o seu desenvolvimento.



Figura 4.2 Esquema de ensaios

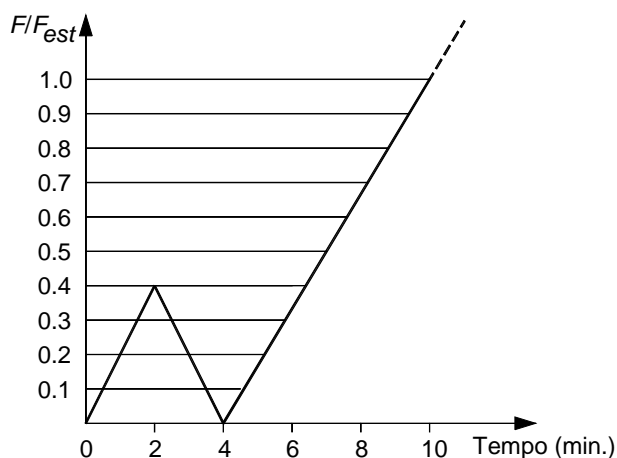


Figura 4.3 Procedimento de carga

Os ensaios foram realizados com o mesmo equipamento já utilizado para as ligações entre elementos de madeira (capítulo 3), consistindo num actuador triplo servo-controlado, que permite a aquisição contínua de dados, com uma célula de carga com capacidade máxima de 10 kN, do tipo S9 da HBM. O LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) responsável pelo registo do deslizamento caracteriza-se por ter uma precisão na leitura de dados de $\pm 0.1\%$ e um curso de ± 25 mm.

4.4.4 Apresentação e análise dos resultados

De acordo com o procedimento de carga admitido para a execução dos ensaios, com base na filosofia preconizada pela EN 26891 (1991), a partir da resposta força-deslocamento evidenciada pelas ligações ensaiadas é possível quantificar os seguintes parâmetros: F_{max} , valor máximo da força suportada pela ligação ou o valor da força atingido para um deslocamento de 15 mm; D_{max} , valor do deslocamento correspondente à F_{max} e k_{ser} , módulo de deslizamento instantâneo (medida da rigidez da ligação que pode ser determinada a partir de uma regressão linear da curva força-deslocamento entre 0.1 e $0.4F_{est}$ (ver Figura 3.8 do Capítulo 3).

Segundo aquela norma, o valor do módulo de deslizamento instantâneo pode ser obtido com base nos valores dos deslocamentos, para 0.1 e $0.4F_{est}$, e na força registada para este último ponto:

$$k_{ser} = 0.4F_{est} / v_{i,mod} \quad (4.3)$$

onde F_{est} é o valor da força estimada e $v_{i,mod}$ é o valor do deslizamento inicial obtido pela seguinte expressão:

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) \quad (4.4)$$

em que v_{04} e v_{01} são os valores dos deslocamentos registados para $0.4F_{est}$ e para $0.1F_{est}$, respectivamente.

4.4.4.1 Provetes com pregagem a 90°

Nas tabelas que se seguem apresentam-se, para os provetes com pregagem a 90°, os diversos resultados obtidos a partir dos ensaios efectuados e os parâmetros com eles determinados.

O valor da força máxima (F_{max}), obtido para o primeiro provete ensaiado permitiu a determinação de uma estimativa da força de rotura (F_{est}), utilizada nos ensaios seguintes e necessária para a quantificação do módulo de deslizamento instantâneo, de acordo com a metodologia estabelecida pela EN 26891 (1991).

Na Tabela 4.3 apresentam-se os resultados obtidos para a Série M90, correspondente aos sistemas de ligação mistos possuindo o ligador a 90°, estando o betão em contacto directo com o provete de madeira.

Tabela 4.3 Resultados obtidos para a Série M90 (pregagem a 90°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
M90_1 ^{b)}	4.69	5.33	15.00	7.03	5.78
M90_2	6.46	5.08	15.00	2.77	3.06
M90_3	5.42	5.22	15.00	3.46	3.71
M90_4	5.42	6.06	15.00	6.51	5.95
M90_5	5.58	6.61	15.00	^{c)} 167.15	7.83
M90_6	5.73	6.19	15.00	12.26	7.39
Média		5.75	15.00	6.41	5.62
Desvio padrão		0.62	0.00	3.76	1.92
Coefficiente de Variação		0.11	0.00	0.59	0.34

a) valores obtidos a partir de ajuste de rectas ao comportamento força-deslocamento ($r^2 > 0.95$);

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;

c) valor considerado anormal.

As ligações mistas com os ligadores colocados a 90°, relativamente à direcção do esforço de corte, apresentam um valor médio para a capacidade resistente de 5.75 kN, exibindo boa capacidade de dissipação de energia como resultado da sua elevada deformabilidade. A rotura da ligação sucede para além do valor limite para o deslocamento imposto pela EN 26891 (1991), pelo que a força máxima retirada dos ensaios dos vários provetes é condicionada pelo seu valor aos 15 mm de deformação.

Enquanto que os valores obtidos para a capacidade resistente são bastante homogéneos (coeficiente de variação é de 0.11), os resultados experimentais quantificados segundo a EN 26891 (1991), equações (4.3) e (4.4), para o módulo de deslizamento instantâneo apresentam um coeficiente de variação elevado (0.59). Pelo que, na quantificação deste parâmetro, para além do método preconizado pela EN 26891 (1991), utilizou-se o ajuste de uma regressão linear ao diagrama do comportamento força-deslocamento registado ao longo do ensaio, após a verificação do desprendimento do betão da superfície do contraplacado e do normal registo de leituras pelo LVDT (coluna mais à direita nas tabelas de resultados).

Desta forma, foi possível a obtenção de um valor aceitável para o módulo de deslizamento instantâneo referente ao provete M90_5, contrariamente ao obtido através das expressões (4.3) e (4.4), que ao utilizar deslocamentos em pontos específicos conduzem a um valor anómalo. A ligação M90_5 ao apresentar uma elevada rigidez inicial, devida à aderência do betão ao elemento de madeira, regista um valor do deslocamento para 0.4 F_{est} (igual a 2232 N) muito pequeno, resultando num valor para o módulo de deslizamento instantâneo extremamente elevado (igual a 167.15 kN/mm). Este valor não corresponde ao módulo de deslizamento instantâneo da ligação. Somente após a constatação do desprendimento do betão da madeira, é que se desenvolve o verdadeiro valor daquele parâmetro caracterizador da ligação (Figura 4.4).

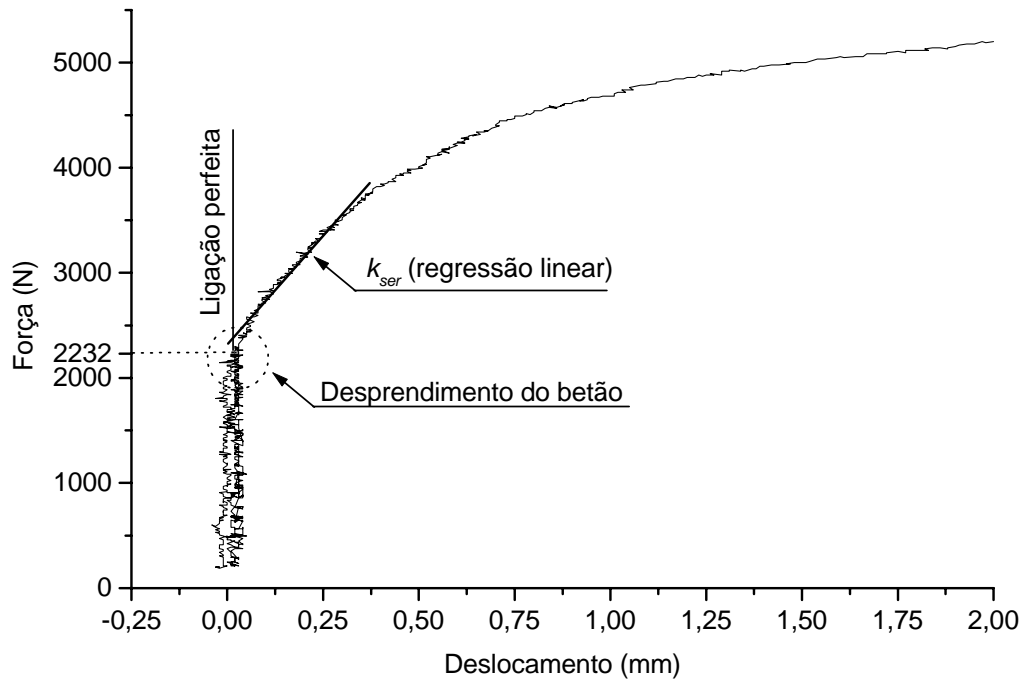


Figura 4.4 Determinação do módulo de deslizamento instantâneo para o provete M90_5

O uso da regressão linear não só permite a quantificação do módulo de deslizamento em ligações mais rígidas, que dificultam o normal funcionamento do sistema de aquisição empregue, como garante uma menor dispersão nos seus resultados ao basear-se num número mais significativo de leituras força-deslocamento.

Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados obtidos para a Série M90C, correspondente aos sistemas de ligação mistos possuindo o ligador a 90° e um elemento de contraplacado simulando a existência de cofragem perdida. Refira-se que nesta série de provetes, durante a fase de betonagem danificou-se um dos provetes, pelo que apenas se apresentam os resultados registados para os restantes cinco provetes.

Tabela 4.4 Resultados obtidos para a Série M90C (pregagem a 90° e contraplacado)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
M90C_1 ^{b)}	6.57	7.80	10.49	—	—
M90C_2	8.23	7.61	7.81	6.85	6.43
M90C_3	8.14	8.41	8.41	7.63	6.33
M90C_4	8.14	7.51	15.00	^{c)} 30.51	7.78
M90C_5	8.79	8.37	9.34	6.25	6.41
Média		7.94	10.21	6.81	6.74
Desvio padrão		0.42	2.86	0.60	0.70
Coefficiente de Variação		0.05	0.28	0.09	0.10

a) valores obtidos a partir de ajuste de rectas ao comportamento força-deslocamento ($r^2 > 0.95$);

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;

c) valor considerado anormal.

Como era de esperar, a existência da cofragem perdida, simulada nestes ensaios à escala reduzida pela interposição de contraplacado com 2 mm de espessura nas ligações mistas de madeira-betão leve, resulta num aumento da capacidade resistente em 38.1% e da rigidez em 32.2%. O aumento da rigidez é justificado pelo incremento das forças de atrito na zona de interface entre o contraplacado e o betão, em consequência da maior rugosidade evidenciada pelo primeiro comparativamente ao provete de madeira. Se aliarmos o aumento do atrito desenvolvido na zona de interface ao aumento da penetração do ligador na madeira, resultante do acréscimo da espessura do contraplacado, era previsível a subida verificada nos valores da capacidade resistente. É com alguma surpresa que se verifica a ausência de uma significativa heterogeneidade nos resultados encontrados para o módulo de deslizamento instantâneo. Também aqui o ajuste de uma regressão linear ao comportamento força-deslocamento possibilitou a quantificação de um valor aceitável para o módulo de deslizamento referente ao provete M90C_4, contrariamente ao método proposto pela EN 26891 (1991). A existência do contraplacado não afecta a homogeneidade dos resultados para a força máxima registada nos ensaios, contudo, o mesmo não se verifica para a deformação permitida pela ligação. Os valores obtidos para o deslocamento máximo dentro desta série de provetes exibem um coeficiente de variação de 0.28. Esta variabilidade, deve-se ao comportamento frágil evidenciado pelos provetes constituintes desta Série (M90C), que resulta, quer da aderência entre o betão e a superfície do contraplacado, e da consequente energia necessária para quebrá-la, quer do tipo de rotura evidenciado por estas ligações.

Na Figura 4.5 apresentam-se as curvas força-deslocamento representativas da média das respostas obtidas para as séries de provetes mistos com os ligadores a 90°.

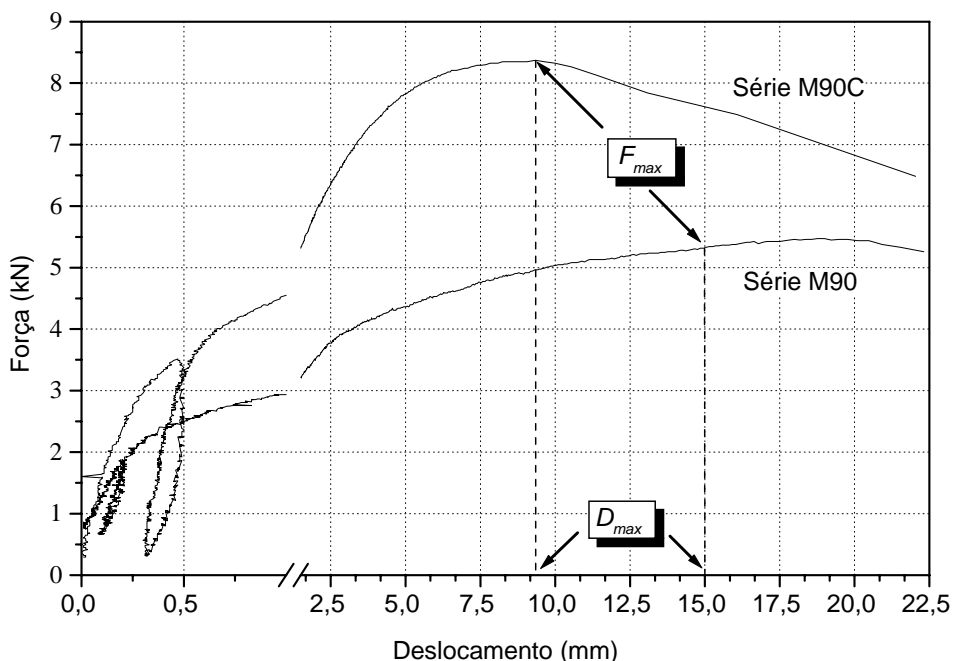


Figura 4.5 Comparação entre o valor médio das respostas força-deslocamento das ligações mistas com ligadores a 90°, com (M90C) e sem contraplacado(M90)

Da observação da Figura 4.5, pode-se concluir que a resposta é muito alterada quando se coloca uma camada não estrutural entre a madeira e o betão. Efectivamente, a capacidade resistente da ligação vem significativamente aumentada com a colocação do contraplacado (40.2%).

Nas ligações com contraplacado a rigidez é maior. Na superfície do contraplacado, e em resultado da aderência do betão nesta, vão surgir importantes forças de atrito que provocam um rápido incremento da força (curva força-deslocamento).

Na ausência da camada não estrutural (contraplacado), a força máxima é normalmente atingida para o valor limite de deslocamento (15 mm), verificando-se um aumento da força até cerca dos 20 mm. Com a colocação do contraplacado, a força máxima verifica-se geralmente para valores de deslocamento inferiores.

4.4.4.2 Provetes com pregagem a 45°

De seguida, apresentam-se os resultados, para a força e deslocamento, obtidos dos ensaios realizados sobre os provetes mistos com pregagem a 45° (Série M45), e o respectivo módulo de deslizamento instantâneo da ligação com eles determinado (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 Resultados obtidos para a Série M45 (pregagem a 45°)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo k_{ser} (kN/mm)	
				EN 26891 (1991)	Regressão ^{a)}
M45_1 ^{b) e c)}	8.28	5.24	0.00	—	—
M45_2	9.23	6.80	0.61	49.21	5.36
M45_3	7.43	2.97	0.85	4.71	2.68
M45_4	9.64	8.91	0.99	12.77	13.58
M45_5	9.24	7.06	0.19	64.21	6.13
M45_6	9.44	4.98	9.10	1.23	11.85
Média		6.60	2.35	26.43	7.92
Desvio padrão		1.59	3.79	28.46	4.60
Coefficiente de Variação		0.24	1.61	1.08	0.58

a) valores obtidos a partir de ajuste de rectas ao comportamento força-deslocamento ($r^2 > 0.95$);

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;

c) o LVDT apenas conseguiu registar valores no ramo descendente da força.

Analisando os resultados extraídos da realização dos ensaios das ligações mistas madeira-betão leve pertencentes ao modelo M45, pode-se concluir que o valor médio da capacidade resistente destas ligações é de 6.60 kN.

Apesar de exibir um maior valor de F_{max} que as ligações mistas correspondentes de ligadores colocados a 90° (nestas o valor médio de F_{max} foi igual a 5.75 kN), esta série de provetes denota uma maior variabilidade nos seus resultados para a capacidade resistente (coeficiente de variação igual a 0.24).

Na verdade, a conclusão mais evidente que se retira da observação da Figura 4.6 é a acentuada heterogeneidade exibida pelos resultados dos ensaios realizados sobre as ligações mistas de madeira-betão leve com o ligador a 45°.

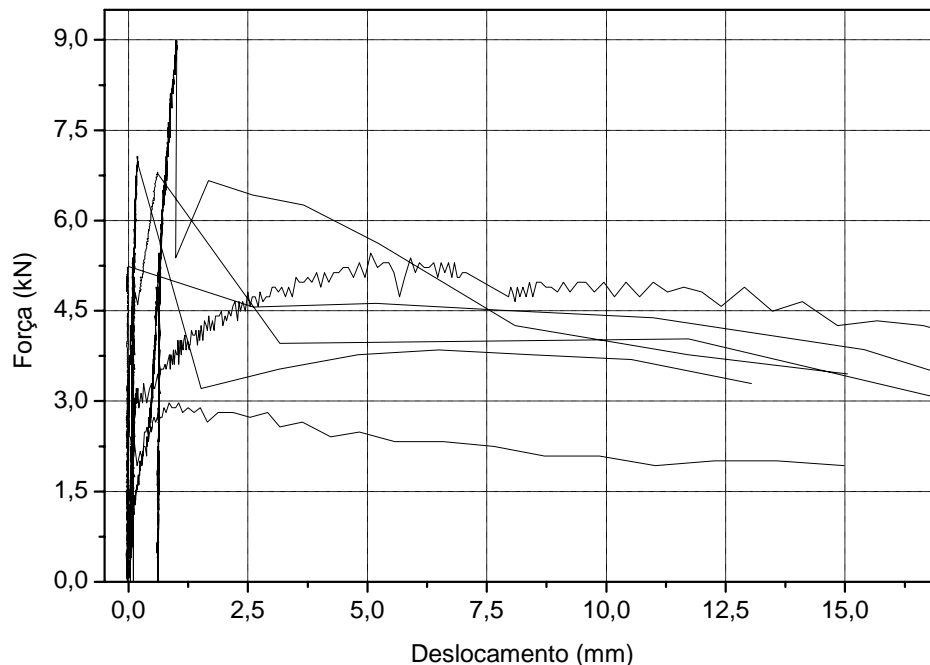


Figura 4.6 Conjunto das respostas força-deslocamento dos provetes referentes à série M45

Os coeficientes de variação exibidos pelos resultados do deslocamento máximo (1.61) e do módulo de deslizamento instantâneo (1.08 e 0.58) são elevadíssimos.

Mesmo considerando a variabilidade associada aos resultados obtidos para este modelo de ligação, os seus valores para o módulo de deslizamento instantâneo e para a rigidez, tal como se constatou para a capacidade resistente, são superiores ao modelo correspondente com o ligador a 90° (M90).

Assim, e face aos maiores valores que apresenta, quer para a resistência quer para as características de deformação, este tipo de ligação (ligação mista de madeira-betão leve com pregagem a 45°) pode ser classificada como uma ligação resistente, mas frágil.

O carácter frágil decorre dos pequenos deslocamentos permitidos por estas ligações (valor médio para o deslocamento máximo de 2.35 mm ao contrário dos provetes da Série M90 que o valor do deslocamento máximo é sempre igual ao valor limite estabelecido pela EN 26891 (1991)).

Na Tabela 4.6 apresentam-se os resultados extraídos dos ensaios sobre os provetes correspondentes ao estudo do efeito da interposição de uma placa de contraplacado entre o betão leve e a madeira para uma inclinação do ligador de 45° relativamente ao esforço. Nesta, não se apresenta os valores do módulo de deslizamento instantâneo resultante do ajuste da regressão linear em virtude da elevada heterogeneidade exibida pelos resultados obtidos.

Tabela 4.6 Resultados obtidos para a Série M45C (pregagem a 45° e contraplacado)

Referência do ensaio	Força estimada F_{est} (kN)	Força máxima F_{max} (kN)	Deslocamento máximo D_{max} (mm)	Módulo de deslizamento instantâneo ^{a)} k_{ser} (kN/mm)
M45C_1 ^{b)}	9.03	3.61	2.41	—
M45C_2	8.22	3.69	15.00	4.388
M45C_3	8.62	3.21	15.00	5.544
M45C_4	6.02	4.25	0.77	321.067 ^{c)}
M45C_5	6.42	3.69	2.38	4.962
M45C_6	5.42	2.81	1.29	5.069
Média		3.55	6.14	4.99
Desvio padrão		0.49	7.89	0.48
Coefficiente de Variação		0.14	1.29	0.10

a) resultante da aplicação das expressões sugeridas pela EN 26891 (1991);

b) ensaio utilizado para a obtenção de uma estimativa da força máxima;

c) valor considerado anormal.

Os resultados experimentais obtidos para as ligações mistas de madeira-betão leve, com o ligador a 45° prevendo a colocação de uma placa de contraplacado, são bastante curiosos. Se era de esperar uma grande heterogeneidade para os valores do deslocamento máximo, fruto do comportamento frágil resultante da colocação do ligador com uma direcção de 45° relativamente à direcção do esforço, a homogeneidade revelada pelo módulo de deslizamento instantâneo é surpreendente (coeficiente de variação de 0.10).

As dificuldades verificadas na quantificação dos vários parâmetros apresentados na Tabela 4.6, resulta da heterogeneidade evidenciada pelas respostas proporcionadas pelos seis provetes que compõem a série M45C, observável na Figura 4.7.

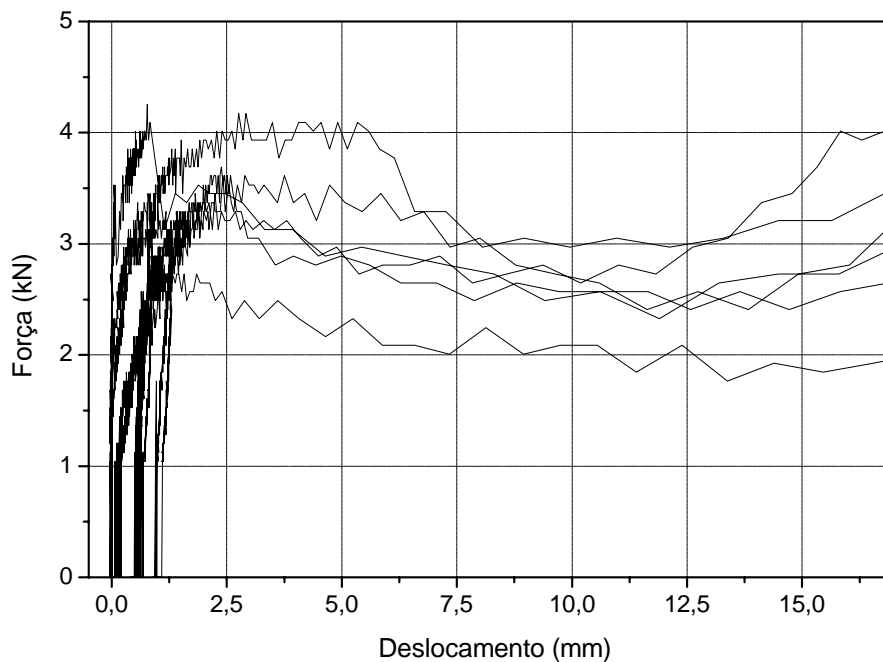


Figura 4.7 Conjunto das respostas força-deslocamento dos provetes referentes à série M45C

Apesar da heterogeneidade evidenciada pelo conjunto das respostas da série M45C, as curvas força-deslocamento para cada provete ensaiado são praticamente paralelas. Assim se explica, por exemplo, o reduzido coeficiente de variação evidenciado pelo valor médio do módulo de deslizamento instantâneo determinado a partir dos ensaios.

Analisando os efeitos decorrentes da interposição da placa de contraplacado, nas situações em que o ligador apresenta uma inclinação relativa à direcção do esforço de corte, neste caso específico de 45°, aquela resulta numa diminuição da capacidade resistente da ligação (Figura 4.8).

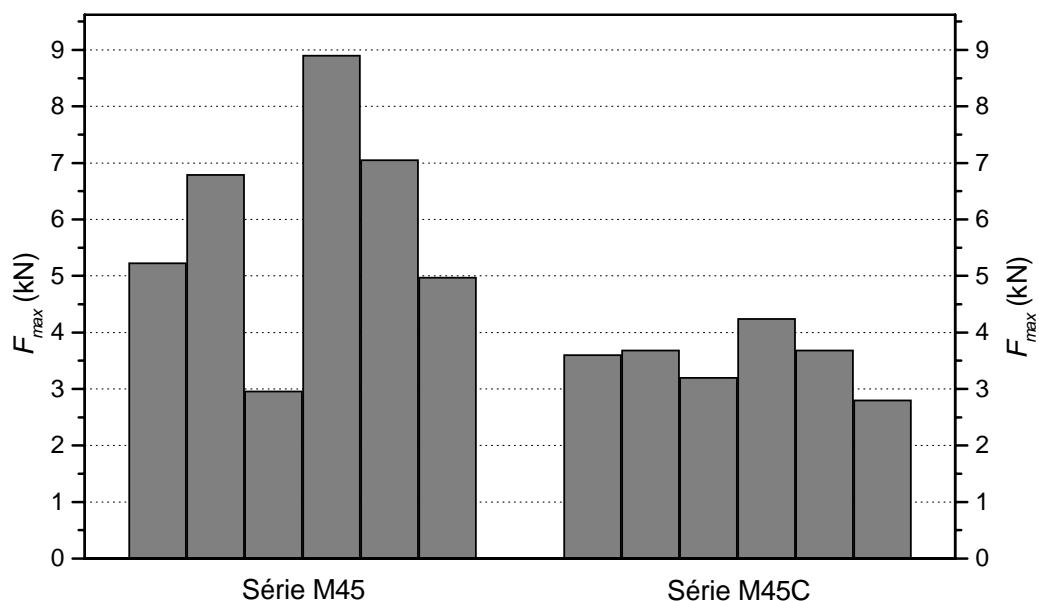


Figura 4.8 Comparação entre os valores experimentais da força máxima (F_{max}) para as ligações mistas com os ligadores a 45° com contraplacado (M45C) e sem contraplacado (M45)

Para este valor de inclinação do ligador, a colocação da camada não estrutural materializada pelo contraplacado reduz em quase 50% a sua capacidade resistente. Apesar de menos significativa, a redução verificada para a capacidade resistente mantém-se para os valores do módulo de deslizamento instantâneo, quantificado de acordo com a EN 26891 (1991) (Figura 4.9). Contudo, a presença do contraplacado reduz a dispersão dos resultados encontrados para o módulo de deslizamento instantâneo.

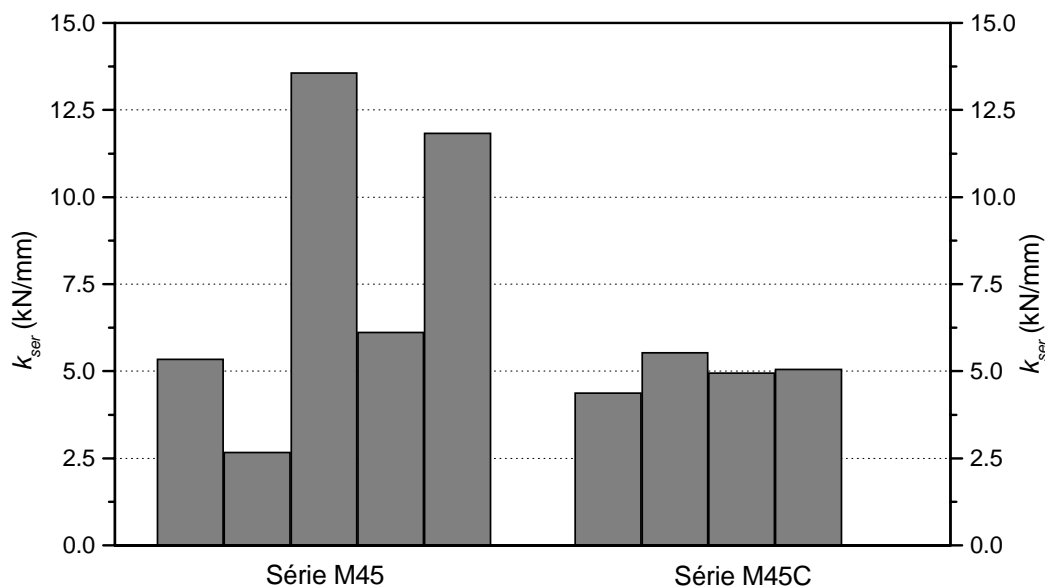


Figura 4.9 Comparação entre os valores do módulo de deslizamento instantâneo (k_{ser}) para as ligações mistas com os ligadores a 45°, com (M45C) e sem (M45) contraplacado

Em comparação com os dois modelos anteriores, correspondentes a ligações com o ligador a 90°, a colocação dos pregos a 45° relativamente ao esforço de corte não trouxe qualquer vantagem. Tal como já constatado para as ligações madeira-madeira, abordadas no capítulo anterior, a inclinação do ligador não aumenta a capacidade resistente das ligações tornando o seu comportamento mais frágil.

4.4.4.3 Comparação com os valores regulamentares

Um dos objectivos propostos para este trabalho, passa pela análise das expressões simplificadas admitidas pelo Eurocódigo 5, na quantificação da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo das ligações mistas madeira-betão.

Segundo este regulamento, a caracterização do comportamento das ligações mistas madeira-betão, tem por base a aplicação de factores de majoração sobre as expressões admitidas para a quantificação da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo de ligações tipo cavilha entre peças de madeira.

Assim, nas ligações constituídas nas vigas mistas madeira-betão, com parafusos, cavilhas, anéis ou pregos torcidos como ligadores, inseridos perpendicularmente aos esforços de corte, a capacidade resistente e o módulo de deslizamento instantâneo deverão ser multiplicados por um factor igual a 1.2 e 2.0, respectivamente, em relação às ligações tipo cavilha entre peças de madeira, abordadas na prEN 1995-1-1 (2001).

Pelo que os valores da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo para as ligações mistas madeira-betão deverão ser quantificados através das seguintes expressões:

$$R_d \text{ madeira-betão} = 1.2 \times R_d \text{ madeira-madeira} \quad (4.5)$$

$$k_{ser} \text{ madeira-betão} = 2.0 \times k_{ser} \text{ madeira-madeira} \quad (4.6)$$

onde R_d é o valor de cálculo da capacidade resistente, k_{ser} o valor do módulo de deslizamento instantâneo e os índices *madeira-betão* e *madeira-madeira* correspondem às ligações mistas madeira-betão e às ligações entre elementos de madeira, respectivamente.

É de referir que as expressões sugeridas pelo Eurocódigo 5, referentes às regras gerais descritas na Parte 1-1 (prEN 1995-1-1, 2001), foram analisadas no capítulo anterior desta dissertação. Tais expressões baseadas na teoria de Johansen e verificadas por vários investigadores, como são exemplos Wilkinson (1972) e Larsen (1973), foram comprovadas para o caso da utilização da espécie de madeira mais característica do nosso país (Pinho bravo).

Pelo que, nas ligações madeira-madeira a capacidade resistente vem dada pela equação (3.7) e o módulo de deslizamento instantâneo pela expressão (3.14). No caso da interposição de uma camada não estrutural entre a madeira e o betão, exemplo da cofragem perdida, na caracterização do comportamento da ligação daí resultante, a regulamentação vigente, através da ENV 1995-2 (1997), assume como necessário a realização de uma análise específica.

De acordo com a esta metodologia, na Tabela 4.7 apresentam-se os valores para a capacidade resistente e módulo de deslizamento instantâneo assim determinados, e os valores obtidos por via experimental já apresentados ao longo do presente trabalho.

Tabela 4.7 Valores para a capacidade resistente e módulo de deslizamento, obtidos por via experimental e pelas expressões do Eurocódigo 5

Modelo	Capacidade resistente (kN)		Módulo de deslizamento instantâneo (kN/mm)	
	Experimental	Eurocódigo 5	Experimental	Eurocódigo 5
M90	5.75	3.21	5.10	7.81
M90C	7.94	-	6.74	-
M45	6.60	1.92	7.92	8.10
M45C	3.55	-	4.99	-

Como os valores apresentados para a análise segundo o Eurocódigo 5 resultam da aplicação directa das expressões (4.4) e (4.5), não se apresentam quaisquer valores numéricos para os modelos contendo a placa de contraplacado, M90C e M45C. Refira-se, mais uma vez, a não apresentação de quaisquer expressões aplicáveis aos casos da utilização de cofragem perdida pela actual regulamentação.

Ao analisar os valores apresentados na Tabela 4.7 reafirma-se a necessidade de desenvolver análises específicas para ligações mistas madeira-betão, abrangendo a utilização de betões leves.

Se as expressões de Johansen denotaram uma elevada eficácia na previsão da capacidade resistente das ligações entre peças de madeira estudadas no capítulo anterior, a sua utilização, considerando a majoração do seu resultado em 20% como sugere a ENV 1995-2 (1997), fica aquém das expectativas. Usando as actuais expressões do Eurocódigo 5, a capacidade resistente das ligações mistas madeira-betão vem muito penalizada.

Consultando este regulamento, não fica claro se esta metodologia prevê o uso de betões leves. Contudo, e se atendermos à redução do módulo de elasticidade evidenciada por este tipo de betões, perante os betões normais, a eventual utilização de betão normal aumentaria a capacidade resistente obtida nos ensaios (Faust, 1999).

No que se refere ao módulo de deslizamento instantâneo, a mesma ineficácia é verificada. Se a discrepância entre os valores experimentais e os sugeridos pelo Eurocódigo 5 se mantêm, relativamente ao observado para as ligações madeira-madeira no capítulo anterior, continua a não ser tida em conta a influência da inclinação do ligador na quantificação da rigidez da ligação. Neste caso, a substituição do betão normal por um betão leve poderá ter influência na diferença patente entre os valores experimentais e os regulamentares. Ao mais baixo módulo de elasticidade do betão leve corresponde uma menor rigidez da ligação mista, que resulta num agravamento da diferença entre os valores experimentais e os resultantes da aplicação das expressões regulamentares.

4.5 EXPRESSÕES DE CÁLCULO PROPOSTAS

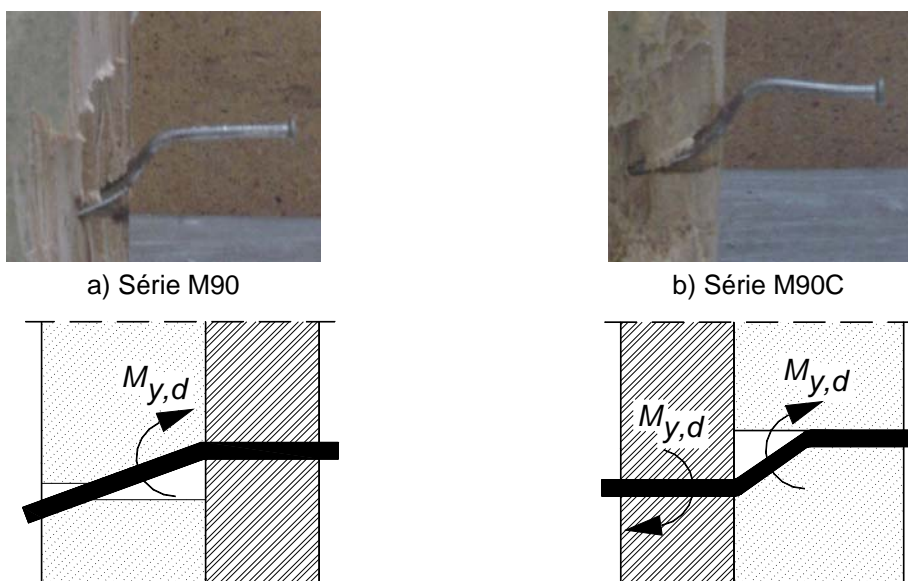
Face à discrepância evidenciada entre os valores resultantes da aplicação das expressões sugeridas pelo Eurocódigo 5 e os valores obtidos do trabalho experimental realizado, surge a necessidade de propor um método de cálculo de ligações mistas madeira-betão menos penalizador para a sua competitividade como solução construtiva.

Os principais parâmetros com influência directa no comportamento das ligações mistas são, como já vimos, a sua capacidade resistente e o seu módulo de deslizamento, este último, enquanto medida da rigidez destas ligações. De seguida, apresentam-se expressões para a quantificação destes dois importantes parâmetros de caracterização das ligações mistas de madeira-betão, baseadas nos resultados experimentais da investigação sobre a caracterização das ligações mistas de madeira-betão leve, exposta ao longo deste capítulo.

Mesmo correndo o risco destas expressões possuírem como base, um número pouco significativo de ensaios, estas devem ser tidas como importantes indicações, procedendo-se sempre que possível à sua validação com resultados obtidos por outros investigadores.

4.5.1 Capacidade resistente

Tendo em conta os modos de rotura evidenciados pelas ligações mistas ensaiadas, nomeadamente aquelas referentes ao modelo M90, é possível a aplicação da teoria de Johansen na quantificação da sua capacidade resistente. Na verdade, quando comparados, os modos de rotura evidenciados pelas ligações mistas com ligador a 90° (Figura 4.10), tanto com contraplacado (Série M90C) como na ausência deste (Série M90), são muito idênticos aos assumidos por Johansen e que dão origem às expressões de cálculo da capacidade resistente para ligações madeira-aço, em que a chapa de aço pode ser considerada como espessa.



c) Modos de rotura admitidos por Johansen para ligações madeira-aço (placa de aço espessa)

Figura 4.10 Comparação entre o modo de rotura evidenciado pelas ligações mistas ensaiadas tendo o ligador a 90°, com o modelo assumido por Johansen e presente no Eurocódigo 5

O betão leve utilizado nas ligações ensaiadas, revelou possuir a rigidez suficiente para assumirmos o seu comportamento idêntico ao das chapas de aço. Assim, tomando os elementos exteriores das ligações, em betão leve, como chapas de aço, sendo a sua espessura dada pelo valor da penetração do ligador no betão leve, as expressões de Johansen para ligações madeira-aço, presentes no Eurocódigo 5, conduzem a valores mais próximos daqueles obtidos no trabalho experimental realizado (Tabela 4.8).

Tabela 4.8 Valores para a capacidade resistente segundo as várias análises admitidas

Modelo	Capacidade Resistente (kN)		
	Experimental (presente trabalho)	Eurocódigo 5 (ENV 1995-2)	T. Johansen (Madeira-aço)
M90	5.75	3.84	4.26
M45	6.60	2.03	- ^{a)}

a) não se apresentam valores para a capacidade resistente utilizando a teoria de Johansen, uma vez não existir qualquer referência à sua aplicação às ligações madeira-aço com ligadores inclinados.

Utilizando as expressões de Johansen correspondentes aos modos de rotura apresentados na Figura 4.10c, obtêm-se valores para a capacidade resistente evidenciando um menor coeficiente de segurança, quando comparados com os valores registados nos ensaios realizados no âmbito da investigação aqui apresentada.

Esta melhoria é particularmente significativa perante a possibilidade de se considerar um incremento da resistência, resultante do aumento do atrito entre o betão e a madeira, comparativamente à ligação madeira-aço, e do desaparecimento nas ligações madeira-betão do escorregamento instantâneo característico das ligações madeira-aço, em consequência da folga criada pela pré-furação exigida na colocação do ligador nas últimas (deverá ser inferior a 10% do diâmetro do ligador).

Desta forma, é proposto que as equações estabelecidas na prEN 1995-1-1 (2001), para as ligações madeira-aço, aplicáveis quando a chapa de aço é considerada espessa (espessura da chapa superior ao diâmetro do ligador), venham modificadas de forma a permitir a sua utilização em ligações mistas madeira-betão:

$$R_k = C_1 \times \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{5 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot k_{cal} \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \end{array} \right. \quad (4.7)$$

onde $f_{h,k}$ é o valor característico da resistência ao esmagamento do elemento de madeira, em N/mm^2 , t_1 é a espessura do elemento de madeira ou a penetração do ligador na madeira, em mm, d é o diâmetro do ligador, em mm, $M_{y,k}$ é o valor característico do momento de cedência do ligador, em N.mm, k_{cal} é um factor que tem em conta a presença de forças axiais desenvolvidas no ligador (para pregos de fuste liso deve ser tomado como 1.5) e C_1 o coeficiente que tem conta a presença de forças de atrito entre o betão e a madeira.

Assume-se como possível a sua utilização em ligações mistas madeira-betão leve, sendo para isso necessário que o betão leve apresente a rigidez suficiente de forma a que a rotura não suceda pelo seu esmagamento, mas sim pela plastificação do ligador.

Com o objectivo de determinar o coeficiente C_1 , apresentam-se na Tabela 4.9 os valores experimentais da capacidade resistente obtidos por algumas investigações e os respectivos valores determinados utilizando a equação 4.7.

Tabela 4.9 Valores estabelecidos para o coeficiente C_1 com base nos resultados experimentais obtidos por alguns autores

Autor	Experimental	Proposto	Coeficiente C_1
Presente trabalho (Série M90)	Valor mínimo	5.08	1.19
	Valor médio	5.75	$4.26 \times C_1$
	Valor máximo	6.61	1.55
Dias (1999)	Valor mínimo	12.90	12.91^a
	Valor médio	16.63	
	Valor máximo	21.00	
Soriano (2001)	Valor mínimo	26.30	1.28
	Valor médio	28.30	$20.53 \times C_1$
	Valor máximo	30.20	1.47

a) neste caso o coeficiente c_1 toma o valor nulo, dada a existência de uma película plástica entre os dois materiais.

Refira-se que, os resultados obtidos para a capacidade resistente, por Dias (1999), denotam uma perfeita concordância (tomando como referência os valores mínimo e médio registados), com os resultantes da aplicação das expressões estabelecidas pela prEN 1995-1-1 (2001) para o cálculo daquele parâmetro nas ligações madeira-aço.

Com base nos valores para o coeficiente C_1 estabelecidos a partir de resultados experimentais obtidos no presente trabalho e por Soriano (2001), pode admitir-se um valor de 1.15 para este parâmetro. Apesar de alguns resultados permitirem um valor mais elevado, este valor parece ser aquele que garante um maior coeficiente de segurança, principalmente quando se comparam os valores experimentais mínimos obtidos. Assim, a equação proposta para a quantificação da capacidade resistente de ligações mistas madeira-betão vem dada por:

$$R_k = 1.15 \times \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{5 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot k_{cal} \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \end{array} \right. \quad (4.8)$$

onde os vários símbolos já foram explicados.

Com base nos resultados obtidos pela presente investigação não é possível propor qualquer indicação tendo o módulo de elasticidade do betão, como parâmetro condicionante da capacidade resistente das ligações mistas madeira-betão. Para cumprir tal objectivo, é necessário a realização de ensaios sobre ligações mistas madeira-betão tendo como parâmetro de estudo o módulo de elasticidade do betão empregue.

Quanto à existência de cofragem perdida, os resultados obtidos neste trabalho não vão ao encontro dos apresentados por outros autores. A presença do contraplacado nas ligações com o ligador colocado a 90°, resultam num incremento quer da resistência quer do valor do módulo de

deslizamento instantâneo, contrariamente ao reportado por Dias (1999) e Ceccotti (2002). Esta divergência pode ser explicada pela ausência, nos modelos admitidos para o presente trabalho, de uma película plástica na zona de interface entre a madeira e o betão, normalmente considerada nos trabalhos existentes. O mesmo sucede com a execução da pregagem do contraplacado ao elemento de madeira, que não tem sido realizada nas investigações anteriores, com a qual se pretende traduzir um comportamento mais real da cofragem perdida nas lajes mistas madeira-betão. É, por este facto, assumido como imprudente utilizar as conclusões retiradas dos modelos de ligações com cofragem perdida (M90C e M45C) para a formulação de quaisquer expressões, sem a realização prévia de uma análise mais específica.

4.5.2 Módulo de deslizamento instantâneo

Uma das principais conclusões que pode ser retirada da presente investigação é a existência de uma grande diferença entre os valores experimentais e os preconizados pelo Eurocódigo 5, para o módulo de deslizamento instantâneo de ligações mistas madeira-betão. Num estudo anterior, Dias (1999) apontou para tal facto, indicando como necessário o esclarecimento das suas razões através da realização de uma investigação mais específica. Mas, esta discrepância tem sido também assinalada por investigadores fora da Europa (Mascia (2000), Soriano (2001), entre outros).

Um dos principais impulsionadores da utilização das lajes mistas madeira-betão como solução construtiva, Ceccotti (1995), apercebendo-se da ineficácia das actuais expressões regulamentares na previsão do módulo de deslizamento instantâneo das ligações mistas madeira-betão, tem vindo a apresentar novas relações. Em resultado de uma análise mais específica, este autor tem proposto expressões, que prevendo a possibilidade da colocação de cofragem perdida, dão o módulo de deslizamento instantâneo por plano de corte e por ligador, em N/mm^2 , como função do módulo de elasticidade da madeira e do diâmetro do ligador:

$$k_{ser} = 0,125 \cdot E_{0,mean} \cdot d \quad (4.9)$$

sendo $E_{0,mean}$ o valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira, em N/mm^2 , e d o diâmetro do ligador, em mm.

Na presença de cofragem perdida, o módulo de deslizamento instantâneo virá reduzido em função da relação entre a espessura da cofragem e o diâmetro do ligador. Estas expressões, têm revelado um bom desempenho, nomeadamente, na quantificação do módulo de deslizamento de lajes mistas de madeira-betão ensaiadas por aquele autor ao longo de várias investigações.

Assim, e seguindo as indicações deste investigador, assumiu-se como objectivo deste trabalho a obtenção de uma expressão de previsão do valor do módulo de deslizamento instantâneo para ligações mistas de madeira betão, tendo como parâmetro de entrada o módulo de elasticidade da madeira.

Apesar de facilmente se reconhecer uma eventual influência das propriedades do betão utilizado na ligação, dependente da rigidez apresentada por este material, a hipótese de tornar o módulo de elasticidade do betão como factor no cálculo do módulo de deslizamento da ligação foi colocada de parte. Para tal tarefa, seria necessário prever na execução das ligações o uso de betões com distintos valores para o módulo de elasticidade.

Com base nos valores obtidos no trabalho experimental aqui apresentado, e tendo como referência investigações realizadas por outros autores, apresenta-se uma expressão para o cálculo do módulo de deslizamento instantâneo para ligações mistas madeira-betão, por plano de corte e por ligador, dada em função do módulo de elasticidade da madeira e do diâmetro do ligador:

$$k_{ser} = 0,15 \cdot E_{0,mean}^{0.9} \cdot d^{0.95} \quad (4.10)$$

sendo $E_{0,mean}$ o valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira, em N/mm², e d o diâmetro do ligador, em mm.

Na Tabela 4.10 apresentam-se os diferentes valores obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo em quatro investigações recentes, os resultados sugeridos pelas expressões propostas pelo Eurocódigo 5 e os valores calculados com a expressão avançada neste trabalho (equação 4.10).

Tabela 4.10 Módulo de deslizamento instantâneo obtido experimentalmente por vários autores, os correspondentes valores preconizados pelo Eurocódigo 5 e os resultantes da expressão aqui proposta

Autor	Módulo de deslizamento instantâneo (k_{ser}) por plano de corte e por ligador (N/mm)		
	Experimental	Eurocódigo 5	Proposto
Dias (1999)	4081	7143	3569
Mascia (2000)	5403	13508	4934
Soriano (2001)	4655	11086	4251
Presente estudo	2810	4098	2585

Como se pode concluir da observação da Tabela 4.10, a expressão aqui sugerida representa uma significativa melhoria na análise do comportamento de ligações mistas madeira-betão.

4.6 CONCLUSÕES

Analisando os resultados da campanha de ensaios realizada, reafirma-se a necessidade em desenvolver análises específicas para ligações mistas madeira-betão, abrangendo a utilização de betões leves. Confrontando os valores resultantes das expressões estabelecidas pela ENV 1995-2

(1997), com os resultados experimentais aqui apresentados e por outros autores, Dias (1999), Mascia (2000) e Soriano(2001), verifica-se uma discrepância preocupante.

Se as expressões de Johansen denotaram uma elevada eficácia na previsão da capacidade resistente das ligações entre as peças de madeira estudadas no capítulo anterior, a sua utilização, considerando a majoração do seu resultado em 20% como sugere a ENV 1995-2 (1997), fica aquém das expectativas. Usando as actuais expressões do Eurocódigo 5, a capacidade resistente das ligações mistas madeira-betão vem muito penalizada. No que se refere ao módulo de deslizamento instantâneo, a mesma ineficácia é verificada.

Com base nos resultados experimentais do presente trabalho, estabeleceram-se expressões para cálculo da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo de ligações mistas madeira-betão. Estas expressões simplificadas foram validadas com resultados experimentais obtidos por outras investigações. Mesmo correndo o risco destas possuírem como base, um número pouco significativo de ensaios, devem ser tidas como importantes indicações a confirmar em futuros desenvolvimentos.

Com o crescente reconhecimento das potencialidades da utilização do betão leve neste tipo de solução construtiva, o módulo de elasticidade do betão usado, deverá constituir um dos parâmetros presentes nas futuras expressões.

Referências bibliográficas

- Branco, J.M.; Cruz, P.J. (2002)**, Propriedades de sistemas de ligação em lajes mistas madeira-betão leve, em Betão Estrutural 2002 – Encontro Nacional, LNEC, Lisboa, 2002, p. 193-202.
- Ceccotti, A. (1995)**, Timber-Concrete Composite Structures, In Timber Engineering STEP 1, Ed. by Blass, H. J. et al., Lecture E13, 1995.
- Ceccotti, A. (2002)**, Composite concrete-timber structures, In Progress in Structural Engineering and Materials, Ed. by Nethercot, D. et al., Vol. 4, N.º 3, pp. 264-275.

- Cruz, P.J.S., Jalali, S. and Magalhães, A. (2000)**, Betões leves, Estado do conhecimento e aplicações estruturais, Dep. Engenharia Civil, Universidade do Minho, ISBN. 972-97811-3-3, 2000.
- Dias, A. G. (1999)**, Estruturas mistas madeira-betão, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 1999.
- ENV 1995-2 (1997)**, Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 2: Bridges, CEN.
- EN 26891 (1991)**, Timber structures – Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics, ISO 6891-1991 (E).
- NP 4305 (1995)**, Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual, LNEC.
- Faust, Thorsten; Selle, Ricky (1999)**, Properties of Composite Joints of Timber-LWAC Composite Structures, In LACER, N.º 4.
- Gelfi, P.; Giuriani, E. (1999)**, Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams, In Structural Studies, Repair and Maintenance of Historical Buildings VI; WIT Press, Southampton, Boston.
- Johansen, K. W. (1949)**, Theory of Timber Connections, In: International Association of Bridge and Structural Engineering.
- Larsen, H.J. (1973)**, The yield load of bolted and nailed joints, Proc., Int. Union of Forestry Res. Org., Div. V., Conf. IUFRO, 646-654.
- Magalhães, A. (2002)**, Estudo de Betão Estrutural de Agregado Leves, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
- Mascia, N., Soriano, J. (2000)**, Comportamento mecânico de ligações flexíveis em vigas mistas de concreto-madeira, VII EBRAMEM (Madeiras e Estruturas de Madeira), S. Carlos, Brasil.
- Neves, P. (2002)**, Vigas Mistas Aço-Betão – Utilização de Betões Leves, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
- NP ENV 206 (1993)**, Betão – comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade, IPQ.
- prEN 1995-1-1 (2001)**, Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings; CEN/TC 250/SC5, N.º 316.
- prEN 1992-1 (2001)**, Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 1st Draft.
- Soriano, J., Mascia, N. (2001)**, Mechanical Behavior of Flexible Connections in the Timber-Concrete Composite Beams, In. Joints in Timber Structures, Proceedings of the International RILEM Symposium, Ed. By S. Aicher and H.-W. Reinhardt, Stuttgart, Germany, pp. 291-300.
- Tommola, J., Jutila, A. (2001)**, Analysis of Wood-Concrete Composite Girder with Discrete Shear Connectors, In Innovative Wooden Structures and Bridges, IABSE Conference, Lahti.
- Wilkinson, T. L. (1972)**, Analysis of nailed joints with dissimilar members, Journal of Structural Engineering, ASCE, 98(9): 2005-2013.

CAPÍTULO 5

SISTEMAS DE LIGAÇÃO EM LAJES MISTAS DE MADEIRA-BETÃO LEVE

5.1 INTRODUÇÃO

A prática, muito popular entre nós, de substituir as antigas estruturas de madeira por outras de betão tem inconvenientes óbvios. O aumento de peso ao substituir-se, por betão armado, uma cobertura ou um piso de madeira pode, facilmente, revelar-se penalizador para a segurança global do edifício. Além do agravamento das cargas verticais nas paredes, este aumento de massa origina um aumento proporcional das forças sísmicas. Este tipo de intervenção conduz, igualmente, à descaracterização das construções antigas, o que pode representar uma perda irreversível do seu valor patrimonial e arquitectónico. Uma solução que cada vez ganha mais adeptos é a da conversão dos soalhos em sistemas mistos de madeira-betão, resultando em elementos com excelentes características tanto estruturais como estéticas (Figura 5.1).

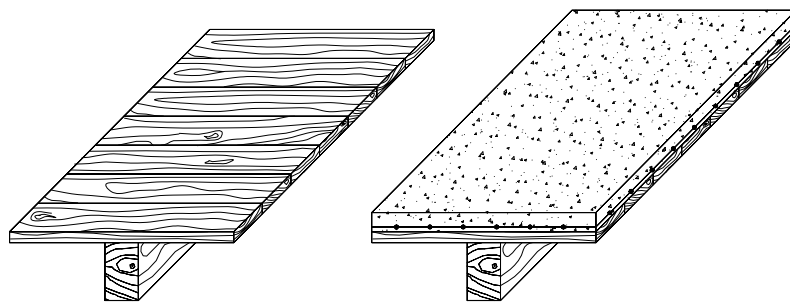


Figura 5.1 Transformação de um soalho tradicional numa laje mista madeira-betão

O recurso a esta técnica permite rentabilizar todo o material já existente, uma vez que as vigas continuam a ter uma importante função estrutural, enquanto que as tábuas de soalho são utilizadas como cofragem natural para a laje de betão. A ligação entre os dois materiais pode ser realizada de distintas formas, contudo a mais simples recorre ao uso de ligadores metálicos fáceis de aplicar (pregos, parafusos, anéis de aço, varões, etc.).

A transformação em sistemas mistos permite tirar partido das melhores propriedades destes dois materiais, ao combinar a resistência, a rigidez e a protecção ao fogo proporcionada pelo betão, com um material ecológico e leve como é a madeira. O betão é utilizado em compressão, onde desempenha totalmente as funções de resistência e rigidez, e a madeira em tracção, eliminando assim a utilização do betão apenas como carga passiva (Ceccotti, 1995). O resultado é uma solução estruturalmente eficiente, rígida e leve ao mesmo tempo.

A capacidade resistente original poderá ser duplicada, a sua rigidez à flexão aumentada três a quatro vezes e a rigidez no seu plano pode agora ser considerada como infinita. Para além do aumento de resistência, a transformação dos soalhos em lajes mistas tem outras vantagens: diminuição das vibrações (os ruídos incomodativos dos soalhos tradicionais são eliminados); bom isolamento acústico (60 dB); protecção ao fogo (F30, F60 e F90) e protecção da madeira, à acção da água, conferida pelo betão (Natterer, 1998). Estas alterações permitem a utilização de edifícios antigos respeitando os níveis de exigência actuais com vantagens económicas muito importantes relativamente às soluções alternativas.

O campo de aplicação das lajes mistas de madeira-betão não se restringe à reabilitação. Esta solução tem enormes potencialidades, nomeadamente, na pré-fabricação de novos edifícios. A combinação de características como a baixa relação peso/resistência, as reduzidas vibrações e os excelentes isolamentos térmico e acústico, com um processo industrializado, conduz a uma solução construtiva competitiva.

5.2 EVOLUÇÃO DAS TIPOLOGIAS

Até ao aparecimento do betão, as lajes dos edifícios habitacionais eram predominantemente executadas em madeira. Do ponto de vista estrutural, o sistema construtivo utilizado era constituído por uma estrutura reticulada horizontal composta por dois ou três níveis. A organização estrutural dos distintos elementos em níveis dependia da geometria da laje (Redondo, 2001). No caso de pequenos vãos, 3 a 4 metros, as vigas eram directamente apoiadas nas paredes e sobre estas eram pregadas as tábuas de soalho. Para vãos superiores, 5 a 7 metros, era necessária a colocação de vigas secundárias. As vigas principais, perpendiculares às paredes de apoio, suportavam as vigas secundárias, paralelas às paredes, e estas, as tábuas de soalho.

Na reabilitação destas tipologias, no caso de optarmos por soluções mistas, a lajeta de betão é betonada directamente sobre a madeira. Após a aplicação de um tratamento, dependente do estado de conservação da madeira, procede-se à colocação dos pregos com um espaçamento de 40 a 45 cm, sobre as vigas principais.

Depois da colocação da malhasol, para ter em conta os efeitos de retracção do betão, procede-se à betonagem até se obter uma espessura de 4 a 5 cm.

Na Figura 5.2 apresentam-se as duas tipologias discutidas e o resultado da transformação em soluções mistas.

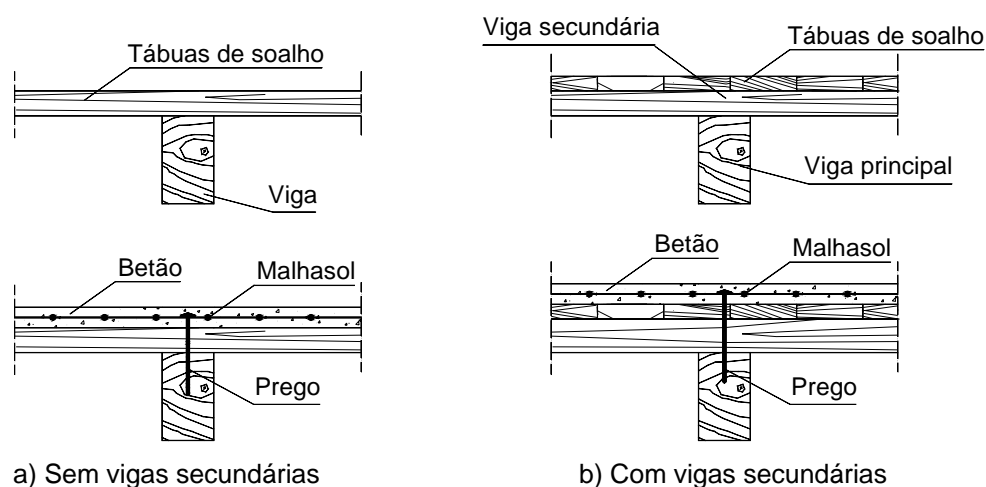


Figura 5.2 Tipologias mais frequentes e respectivas soluções de reabilitação

Nos últimos anos, foram propostas diversas soluções para a ligação entre os dois materiais. Estas distinguem-se pelo tipo de ligador utilizado, ou simplesmente, pelo ângulo formado por este com as vigas de madeira. Vários autores apresentaram e estudaram distintos tipos de ligadores os quais, no entanto, nem sempre resultavam numa fácil aplicação prática.

As tipologias que mais se distinguem referem-se às estruturas novas. Na Figura 5.3 apresenta-se uma solução que, obedecendo aos princípios das tipologias tradicionais, prevê a utilização de um ligador metálico em forma de perno, desenvolvido pela Tecnaria, ligado à madeira através de dois parafusos (Figura 5.4). Face ao desenvolvimento actual do sector dos derivados de madeira, esta solução prevê a utilização de placas de aglomerado em substituição das tradicionais tábuas de soalho. É uma solução que se distingue pelo ligador utilizado e destina-se a aplicações de reabilitação e a construções novas.

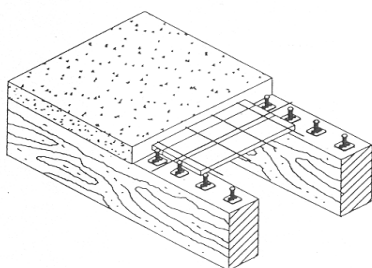


Figura 5.3 Organização dos elementos (Tecnaria, 1995)

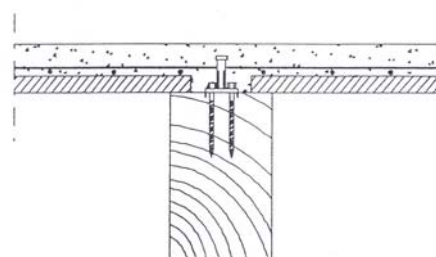


Figura 5.4 Fixação do ligador às vigas (Tecnaria, 1995)

Recentemente, foi apresentada uma solução que sendo destinada a construções novas, contraria os fundamentos das soluções anteriores, tanto na organização dos diversos elementos como no próprio sistema estrutural empregue (Figura 5.5).

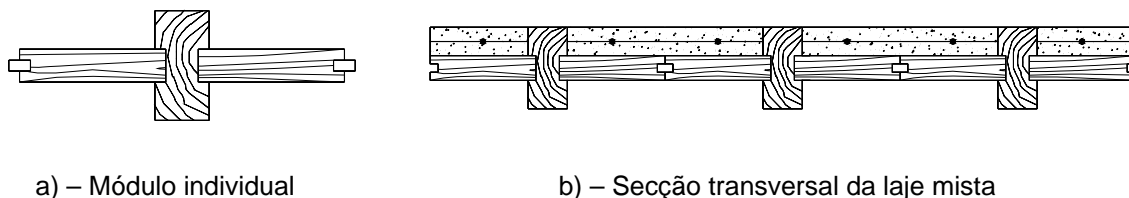


Figura 5.5 Esquema da solução proposta (Szucs, 2000)

Este é um processo semi-industrializado, onde as peças de madeira são pré-fabricadas permitindo uma fácil montagem em obra e funcionando como cofragem, que se espera que venha a ser comprovado com algumas realizações (Szucs, 2000).

Nos anos oitenta, na Europa Central, construíram-se diversas lajes em madeira, constituídas por tábuas orientadas na vertical, pregadas entre si (Figura 5.6). Para vãos elevados, por exemplo 12 metros, e para cargas correntes (5 kN/m^2) a largura exigida para as tábuas atingia os 280 mm, (Sandoz, 2000). A indústria da madeira não estava, nem está, preparada para fornecer madeira com estas características a preços competitivos. A solução, especialmente para vãos acima dos 10 metros, passa pela utilização de um sistema misto de madeira-betão, como é exemplo o sistema estrutural empregue nas lajes duma escola de Triesenberg, Finlândia (Figura 5.7). A ligação eficiente da secção transversal mista pode ser materializada por vários tipos de ligadores: pregos, parafusos, pernos, etc.

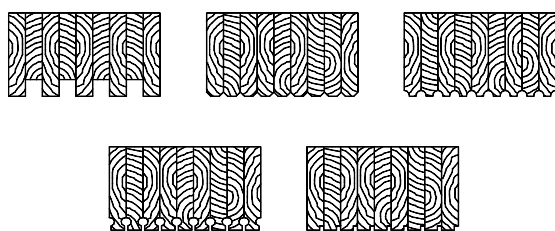


Figura 5.6 Secções transversais de lajes de madeira (Sandoz, 2000)

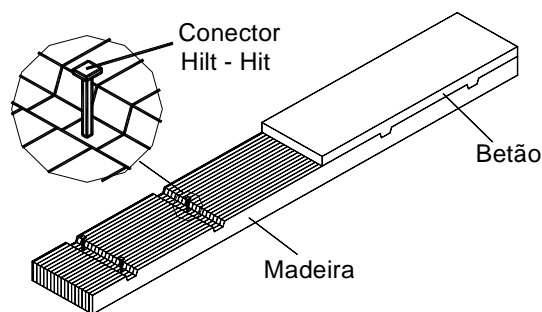


Figura 5.7 Esquema da solução mista (Sandoz, 2000)

5.3 SISTEMAS DE LIGAÇÃO

O comportamento da secção mista é assegurado pelo sistema de ligação, cuja função é garantir que os dois materiais trabalhem conjuntamente, bem como impedir a ocorrência de deslocamentos verticais entre os dois materiais.

É a eficácia desta ligação que caracteriza o comportamento global destas lajes. Esta pode ser rígida (Figura 5.8) impedindo qualquer deslizamento entre os dois materiais, conservando as secções planas na deformação. No entanto, esta solução exige um número elevado de ligadores, o que a torna uma opção antieconómica.

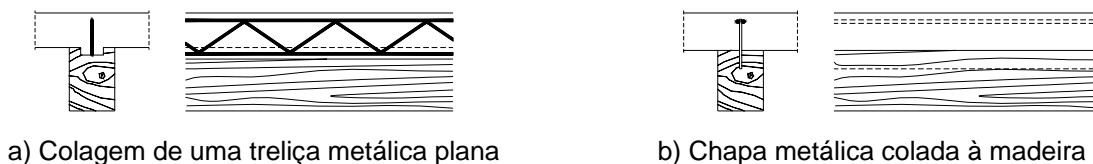


Figura 5.8 Ligações rígidas

Reduzindo o número de ligadores ou a sua rigidez, a rigidez da ligação vem diminuída, caso da Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11, permitindo pequenos deslizamentos horizontais entre a madeira e o betão.

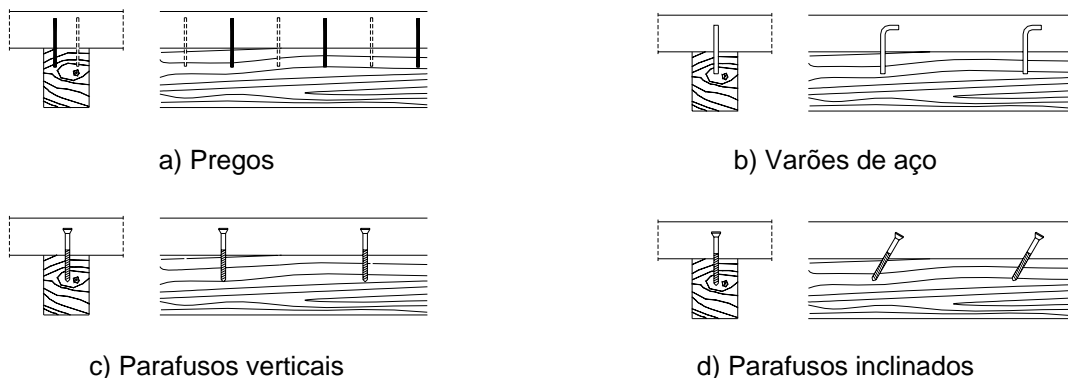


Figura 5.9 Ligações com pregos, parafusos ou varões

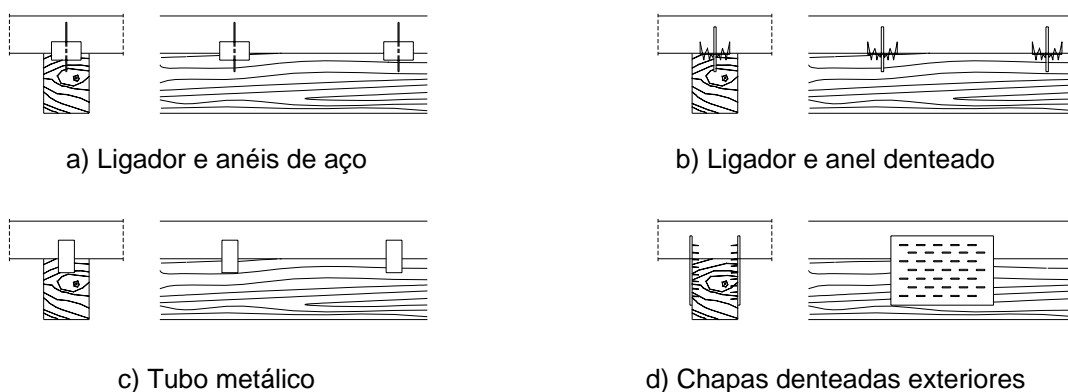


Figura 5.10 Ligações com anéis de aço, tubos metálicos ou chapas denteadas

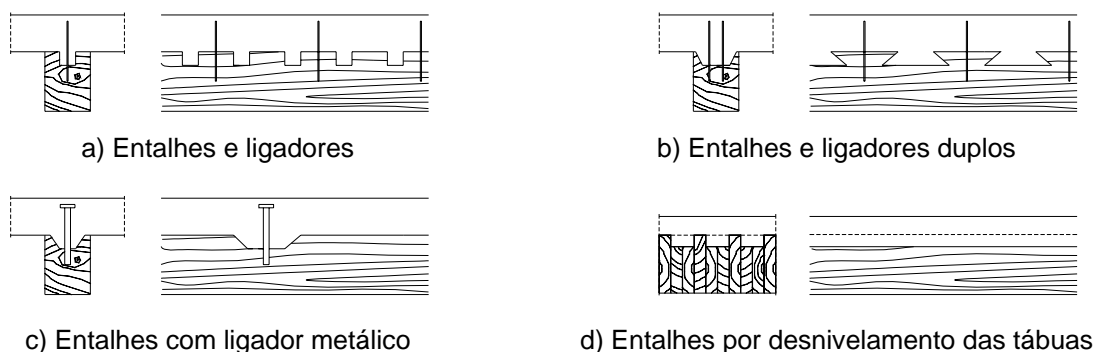


Figura 5.11 Ligações com entalhes e/ou ligadores

Por exemplo, aquando da utilização de pregos, parafusos ou varões (Figura 5.9) a rigidez é inferior comparativamente aos sistemas de ligação utilizando também chapas ou anéis (Figura 5.10) e ainda menos rígida que as soluções que prevêm cavidades na madeira (Figura 5.11). Pode-se afirmar que a rigidez efectiva à flexão (EI_{ef}) pode variar entre os 50%, para os casos da Figura 5.9, até aos 100%, para as soluções da Figura 5.8, dos valores da rigidez à flexão da correspondente secção mista com funcionamento conjunto perfeito.

5.4 CÁLCULO PELO EUROCÓDIGO 5

Os pavimentos mistos de madeira-betão são, tradicionalmente, dimensionados com equações simplificadas e aplicando coeficientes de segurança muito elevados, relativamente aos usados para outras estruturas (Cruz, 2000). Frequentemente o dimensionamento do pavimento é realizado desprezando a contribuição da estrutura de madeira.

Os métodos normalmente aplicados distinguem-se de acordo com a rigidez da ligação entre os dois materiais. Se a ligação for rígida a hipótese de Navier-Bernoulli pode ser aceite, tornando o cálculo extremamente simples. Basta homogeneizar a secção num só material, madeira ou betão, para obtermos os esforços e as deformações da secção, sendo suficiente a aplicação de equações básicas da resistência dos materiais. Quando a ligação deixa de ser rígida, passando a ter comportamento semi-rígido, a secção deixa de ser plana. O aparecimento de pequenos deslizamentos horizontais entre os dois materiais torna necessária a quantificação do escorregamento relativo entre os dois materiais. A relação entre o escorregamento e a força que o origina é traduzida pelo coeficiente de escorregamento.

A entrada em vigor do Eurocódigo 5, veio facilitar o dimensionamento das secções mistas madeira-betão ao sugerir a utilização de equações simplificadas baseadas no cálculo da rigidez efectiva à flexão e na distribuição de tensões apresentada na Figura 5.12, obtida em função da rigidez da ligação entre os dois materiais.

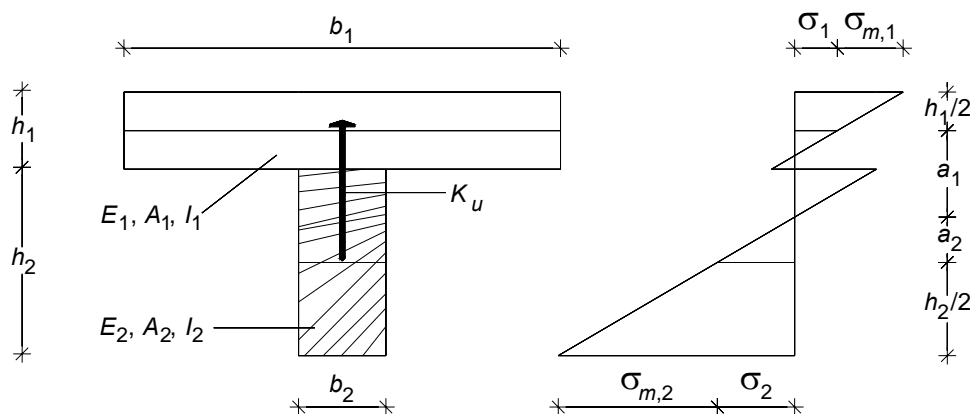


Figura 5.12 Esquema da secção mista madeira-betão

De seguida, apresentam-se os passos fundamentais da metodologia de dimensionamento de lajes mistas de madeira-betão, preconizada pelo Eurocódigo 5.

5.4.1 Rigidez efectiva à flexão

As equações de equilíbrio resultantes da distribuição das tensões de flexão, apresentada na Figura 5.12, permitem a definição da rigidez efectiva à flexão, $(EI)_{ef}$, dada pela equação 5.1:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (5.1)$$

sendo A_i a área do material i dada por:

$$A_i = b_i h_i \quad (5.2)$$

e I_i , a inércia desse material em relação ao seu eixo neutro:

$$I_i = b_i h_i^3 / 12 \quad (5.3)$$

Considerando que o γ_2 assume um valor unitário resulta para γ_1 o valor de:

$$\gamma_1 = \left[1 + \pi^2 E_1 A_1 s / (k_u l^2) \right]^{-1} \quad (5.4)$$

em que s é o valor do espaçamento entre ligadores, l o vão da viga, k_u o módulo de deslizamento para o Estado Limite Último, e $E_1 A_1$ o factor de rigidez axial do betão.

O termo numérico a_1 é dado por:

$$a_1 = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) - a_2 \quad (5.5)$$

em que h_1 é a espessura da lajeta de betão, h_2 a altura da viga de madeira e a_2 representa a relação entre a rigidez garantida apenas pelo betão e a rigidez conferida pelos dois materiais:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (a_1 + a_2)}{\sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \quad (5.6)$$

É de referir que a equação 5.6 introduz uma sugestão apresentada por Ceccotti (1995), ao substituir o termo $(h_1+h_2)/2$ por (a_1+a_2) , por forma a ser possível a aplicação desta metodologia a secções mistas que prevejam a colocação de tábuas de soalho, painéis de aglomerados ou de contraplacado entre o betão e as vigas de madeira.

O valor do espaçamento entre ligadores, s , a considerar deverá corresponder ao valor sugerido pelo EC5 para o espaçamento constante, s_{eq} :

$$s_{eq} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max} \quad (5.7)$$

em que os valores para os espaçamentos máximo, s_{max} , e mínimo, s_{min} , correspondentes ao meio vão central e aos quartos de vão externos, respectivamente. Estes valores podem ser fixados com base na sensibilidade do projectista, auxiliando-se de expressões empíricas, (equação 5.8) e (equação 5.9), devendo, no entanto, cumprir a desigualdade da equação 5.10, imposta pelo EC5.

$$s_{min} = (h_2 - 10)/2 \quad (5.8)$$

$$s_{max} = \frac{h_2}{l} \times 5000 - 10 \quad (5.9)$$

$$s_{max} \leq 4 \cdot s_{min} \quad (5.10)$$

5.4.2 Distribuição de tensões normais

Calculada a rigidez efectiva à flexão $(EI)_{ef}$, é possível a definição da distribuição das tensões normais, devidas à flexão, na secção composta (Figura 5.12). Ficam assim definidos os valores extremos das tensões actuantes nos dois materiais, quer axiais (equação 5.11) quer de flexão (equação 5.12):

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot M / (EI)_{ef} \quad (5.11)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot M / (EI)_{ef} \quad (5.12)$$

onde M é o valor de cálculo do momento flector.

5.4.2.1 Verificação da secção de betão

A verificação da tensão na secção de topo de betão é dada por:

$$\sigma_{c,topo} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} < f_{cd} \quad (5.13)$$

sendo $\sigma_{c,topo}$ a tensão actuante de cálculo na fibra de topo, σ_1 a tensão normal devida ao esforço axial, $\sigma_{m,1}$ a tensão normal devida à flexão e f_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão.

A tensão na base da secção de betão é obtida por:

$$\sigma_{c,base} = \sigma_1 - \sigma_{m,1} < f_{ctmd} \quad (5.14)$$

em que $\sigma_{c,base}$ é a tensão actuante de cálculo na fibra da base e f_{ctmd} o valor de cálculo da resistência à tracção.

5.4.2.2 Verificação da secção de madeira

A verificação da secção de madeira é dada pela seguinte inequação:

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.15)$$

onde σ_2 é a tensão normal devida ao esforço axial, $\sigma_{m,2}$ é a tensão normal devida à flexão, $f_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tracção na direcção das fibras e $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência à flexão.

5.4.3 Comportamento diferido

Os eurocódigos em vigor, relativos aos dois materiais, madeira (Eurocódigo 5) e betão (Eurocódigo 2), apresentam coeficientes que atendem a efeitos como fluência, duração de carregamento e idade dos materiais. Estes condicionam o comportamento a longo prazo dos dois materiais e, conseqüentemente, da estrutura mista resultante da sua associação. As verificações exigidas são iguais às contempladas numa análise do comportamento a curto prazo considerando o módulo de elasticidade corrigido apresentado nas equações 5.16 e 5.17:

$$E_{1fin} = E_1 \times \left[c_1 / (1 + \phi_{\infty,t_0}) + c_2 / (1 + \phi_{t,t_0}) \right] \quad (5.16)$$

onde E_{1fin} é o módulo de elasticidade a longo prazo do betão, E_1 é o módulo de elasticidade a curto prazo do betão, c_1 é a relação entre as cargas permanentes e a carga total, c_2 é a relação entre as cargas variáveis e a carga total, ϕ_{∞,t_0} é o coeficiente da fluência para cargas permanentes, ϕ_{t,t_0} é o coeficiente de fluência para cargas quase permanentes:

$$E_{2fin} = E_2 \times \left[c_1 / (1 + k_{def,g}) + c_2 / (1 + k_{def,q}) \right] \quad (5.17)$$

em que E_{2fin} é o módulo de elasticidade a longo prazo da madeira, E_2 é o módulo de elasticidade a curto prazo da madeira, $k_{def,g}$ é o factor de cálculo das deformações finais para cargas permanentes e $k_{def,q}$ é o factor de cálculo das deformações finais para cargas variáveis.

5.4.4 Verificação ao corte

Para além das tensões normais, também são controlados os valores das tensões tangenciais (equação 5.18), admitindo-se para isso, a hipótese de que apenas a madeira resiste ao esforço transversal (Dias, 1999).

A tensão tangencial é, assim, dada por:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{max}}{A_2} \quad (5.18)$$

em que V_{max} é o valor de cálculo para o esforço transversal máximo, τ_{max} é o valor de cálculo para a tensão tangencial actuante máxima e A_2 é a área da secção transversal correspondente à madeira, devendo verificar-se:

$$\tau_{max} \leq f_{v,d} \quad (5.19)$$

sendo $f_{v,d}$ o valor de cálculo da resistência de corte da madeira.

5.4.5 Verificação da ligação

Verificadas as tensões aplicadas na madeira e no betão, também é necessária a verificação da segurança do elemento de ligação entre os dois materiais. O valor de cálculo da força aplicada num ligador (F_d) pode ser obtido por:

$$F_d = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s \cdot V_{sd} / (EI)_{ef} \quad (5.20)$$

em que V_{sd} é o valor de cálculo do esforço transversal para a secção analisada e tendo as restantes variáveis o significado já descrito.

A tensão resistente a considerar deverá ser igual ao mínimo valor resultante da análise da compressão localizada tanto no betão (equação 5.21.a), como na madeira (equação 5.21.c) e do estudo da rotura do ligador por corte (equação 5.21.b).

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \frac{E_1}{\gamma_M}} \quad (5.21.a) \\ 0.8 \cdot f_{uk} \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_M} \quad (5.21.b) \\ 1.5 \sqrt{2 \cdot M \cdot f_{h,2,d} \cdot d} \quad (5.21.c) \end{array} \right.$$

em que d é o diâmetro do ligador, f_{ck} é o valor característico para a resistência à compressão do betão, E_1 é o módulo de elasticidade do betão, γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do ligador, f_{uk} é o valor característico da resistência à tracção do aço do ligador e $f_{h,2,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao esmagamento da madeira.

5.4.6 Verificação dos estados limite de utilização

O desempenho de uma estrutura não deve ser apenas avaliado em termos da sua capacidade resistente. É necessário aferir a capacidade do sistema estrutural e dos seus elementos de assegurar satisfatoriamente o seu uso. No caso de elementos horizontais de madeira, os Estados Limite de Utilização contemplam a verificação da deformação e o controlo da vibração que, em muitos casos, condicionam o seu dimensionamento.

Na filosofia de cálculo definida no Eurocódigo 5, a quantificação das deformações sofridas pelos vários elementos compreende contribuições instantâneas e diferidas e, dentro destas, subdivide-se nas provocadas pelas acções permanentes e nas resultantes das acções variáveis. A deformação instantânea (u_{inst}) causada por determinada acção é quantificada com base nas equações da resistência dos materiais (equação 5.22), utilizando o módulo de deslizamento instantâneo para o Estado Limite de Utilização (k_{ser}), no cálculo da correspondente rigidez à flexão. A flecha a meio vão é, assim, para um carregamento uniformemente distribuído, dada por:

$$u_{inst} = \frac{5 \cdot Q \cdot l^4}{384 \cdot (EI)_{serv}} \quad (5.22)$$

em que Q é o valor da acção, l é o valor do vão, $(EI)_{serv}$ é a rigidez à flexão da secção mista para Estado Limite de Utilização e (k_{ser}) o módulo de deslizamento instantâneo para Estados Limite de Utilização, obtido por ensaios de acordo com EN 26891 (1991), ou pelas expressões sugeridas pelo Eurocódigo 5, para o caso de parafusos, cavilhas e pregos com pré-furação como ligadores a equação 5.23.a, e a equação 5.23.b para pregos sem pré-furação (prEN 1995-1-1, 2001):

$$k_{ser} = \rho_m^{1,5} d/25 \quad (5.23.a)$$

$$k_{ser} = \rho_m^{1,5} d^{0,8}/30 \quad (5.23.b)$$

em que ρ_m é o valor médio da massa volúmica da madeira e d o diâmetro.

A determinação da deformação a longo prazo é em tudo idêntica ao cálculo da flecha inicial, sendo apenas necessário a actualização dos valores dos módulos de elasticidade dos materiais e do módulo de deslizamento:

$$k_{ser,\infty} = k_{ser} / (1 + k_{def}) \quad (5.24)$$

onde k_{def} é um factor que tem em conta o aumento da deformação ao longo do tempo em consequência do efeito combinado da fluência e do teor em água, que depende da natureza da acção (permanente ou variável) e da classe de serviço.

Os valores máximos aconselhados pelo Eurocódigo 5 para vigas simplesmente apoiadas, são expressas pelas seguintes equações:

$$u_{2,inst} < l/300 \quad (5.25)$$

$$u_{2,fin} < l/200 \quad (5.26)$$

$$u_{net,fin} < l/200 \quad (5.27)$$

em que $u_{2,inst}$ é o valor da deformação instantânea devida às cargas variáveis, $u_{2,fin}$ é a deformação

final devida às cargas variáveis e $u_{net,fin}$ é o valor da deformação final aparente, medida em relação à linha definida pelos apoios da viga, dada por:

$$u_{net,fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} - u_0 \quad (5.28)$$

em que $u_{1,fin}$ é a deformação final devida às cargas permanentes, u_0 é o valor da contraflecha, caso exista.

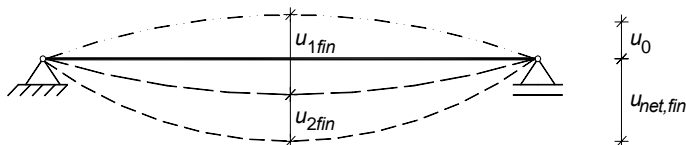


Figura 5.13 Componentes da deformação a longo prazo

Para pavimentos de habitações, segundo a metodologia apresentada no Eurocódigo 5, deve garantir-se que as acções susceptíveis de ocorrer frequentemente não causam vibrações que possam pôr em causa o funcionamento da estrutura nem provocam desconforto aos seus utilizadores. Contudo, esta metodologia é apenas aplicável, a pavimentos com frequências fundamentais superiores a 8 Hz, sendo para os restantes casos necessário efectuar uma análise específica. No caso de lajes mistas de madeira-betão, em resultado da maior rigidez proporcionada pela inclusão da lajeta de betão, normalmente, a frequência é superior a 8 Hz. A frequência fundamental f_1 pode ser calculada de forma aproximada por:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_{long}}{m}} \quad (5.29)$$

em que m é o valor da massa por unidade de área (kg/m^2), l é o vão do pavimento (m) e $(EI)_{long}$ é o factor de rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo perpendicular à direcção das vigas (Nm^2/m).

Verifica-se a flecha máxima provocada por uma força concentrada, dada pela equação 5.30:

$$u/F \leq 1.5 \quad (5.30)$$

onde u (mm) é o valor da flecha máxima provocada por uma força estática concentrada (F); e limita-se o valor inicial máximo da velocidade de vibração vertical do pavimento:

$$v \leq 100^{(f_1 \cdot \xi - 1)} \quad (5.31)$$

sendo ξ o coeficiente de amortecimento e v o valor inicial máximo da velocidade de vibração vertical do pavimento (m/s) calculado de forma aproximada por:

$$v = 4 \times (0.4 + 0.6n_{40}) / (m \cdot b \cdot l + 200) \quad (5.32)$$

em que b é a largura do pavimento em metros e n_{40} é o número de modos de vibração de 1ª ordem com frequências próprias inferiores a 40 Hz, dado por:

$$n_{40} = \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \times \left(\frac{b}{l} \right)^4 \times \frac{(EI)_{long}}{(EI)_b} \right]^{0.25} \quad (5.33)$$

onde $(EI)_b$ é o factor de rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo paralelo às vigas.

5.5 TRABALHO EXPERIMENTAL

5.5.1 Introdução e objectivos

Nos capítulos anteriores deste trabalho, analisou-se o comportamento das ligações tipo cavilha entre peças de madeira (Capítulo 3) e quando usadas em ligações mistas madeira-betão leve (Capítulo 4). Apresentou-se a metodologia estabelecida pela regulamentação vigente, verificando-se a sua aplicabilidade à realidade das estruturas em madeira do nosso País, através da realização de trabalhos experimentais para o efeito. Estes, tinham como objectivos a quantificação da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo, considerando o ângulo de cravação do ligador com a direcção do esforço de corte como principal parâmetro.

Feito um levantamento das soluções de lajes mistas madeira-betão disponíveis em Portugal, constatou-se que estas se distinguem principalmente pelo tipo de ligador. Era então necessário, efectuar uma análise do desempenho do tipo de ligador usado nestas soluções. Para tal, elaborou-se um plano de ensaios ao corte simples sobre quatro dos sistemas de ligação mais comuns em lajes mistas de madeira-betão. Como objectivos, assumiram-se o estudo do seu comportamento.

5.5.2 Materiais

Os materiais empregues neste trabalho experimental são idênticos aos já utilizados nos ensaios apresentados nos capítulos anteriores deste trabalho.

5.5.2.1 Madeira

A espécie utilizada, Pinho bravo, foi classificada visualmente como pertencente à classe E (Estruturas), de acordo com a NP 4305 (1995).

Pela grandeza das dimensões escolhidas para os modelos de ligações mistas a ensaiar, os provetes de madeira são compostos pela colagem de elementos de secções mais reduzidas. Assim, os provetes de madeira de secção transversal $120 \times 180 \text{ cm}^2$, são compostos pela colagem por sobreposição de três elementos com $120 \times 60 \text{ cm}^2$ de secção transversal. Desta forma, foi possível, para um período de tempo considerado útil, garantir uma adequada secagem da madeira.

Como cofragem perdida, foi usado um contraplacado existente no mercado assumindo-se como dispensável a realização da caracterização das suas propriedades mecânicas, dado não desempenhar qualquer função estrutural.

5.5.2.2 Ligadores

De acordo com os sistemas de ligação escolhidos, foram empregues três tipos de ligadores. Para além dos pregos, Figura 5.14a, cuja única diferença, relativamente aos considerados no capítulo anterior, é o aumento do diâmetro para 6 mm e do comprimento para 160 mm, utilizaram-se parafusos do tipo SFS VB-48-7.5x100 mm, Figura 5.14b, e conectores Tecnarria®, Figura 5.14c.

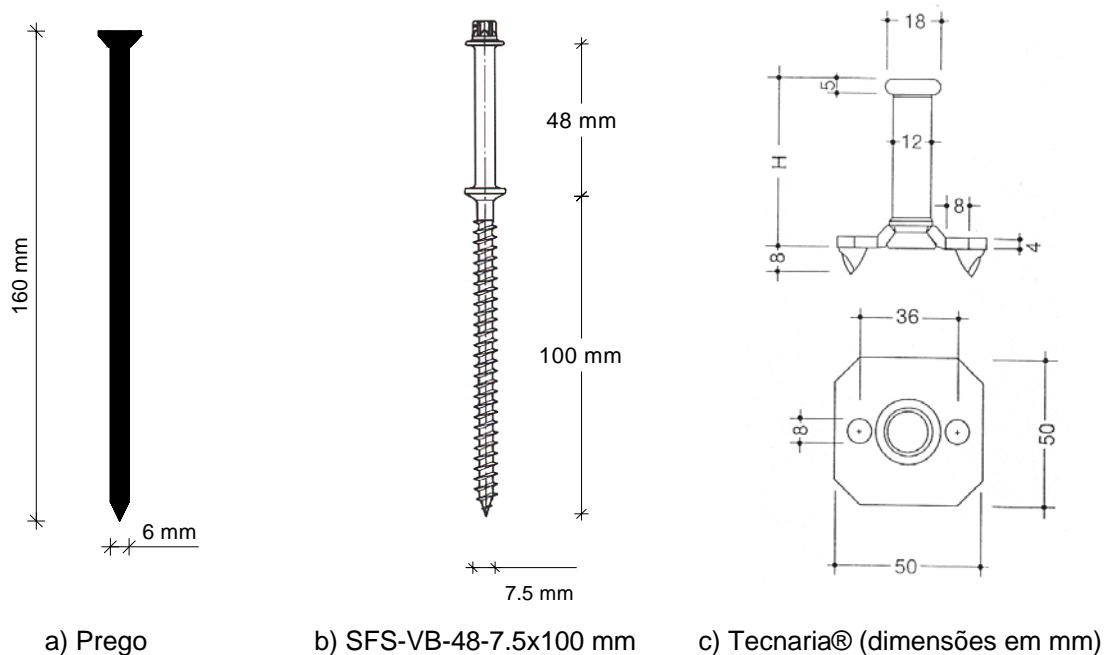


Figura 5.14 Os três tipos de ligadores utilizados

5.5.2.3 Betão leve

Também o betão leve utilizado, é semelhante ao já apresentado no capítulo anterior. Apenas se inseriu na sua composição uma pequena percentagem de superplastificante com o objectivo de melhorar a sua trabalhabilidade, face aos consideráveis volumes que cada betonagem apresentava (100m³).

Tabela 5.1 Composição do betão leve usado

Material	Quantidade
Areia (kg/m ³)	672.8
Cimento da classe 42.5 do tipo I (kg/m ³)	450.0
Leca Portuguesa 2/4 (kg/m ³)	215.1
Água (l/m ³) ^{a)}	150.0
Superplastificante (ml/m ³)	60.0

a) resultante de uma razão água/cimento igual a 0.3.

Para a caracterização do betão leve, foram efectuados à data da realização dos ensaios sobre os provetes das ligações consideradas (28 dias), ensaios conforme o estabelecido pela NP ENV 206 (1993). Para este efeito, em cada betonagem, constituíram-se três cubos com 15 cm de aresta sobre os quais se efectuaram ensaios à compressão, obtendo-se os respectivos valores da resistência à compressão para os 28 dias e que, segundo a prEN 1992-1 (2001), podem ser usados para a quantificação do módulo de elasticidade do betão leve.

Na Tabela 5.2 apresenta-se, para cada betonagem, as características médias do betão aos 28 dias, obtidas a partir do ensaio de três cubos, e a respectiva classe de resistência, de acordo com a prEN 1992-1 (2001).

Tabela 5.2 Caracterização experimental do betão leve aos 28 dias

Betonagem	Modelo	Densidade (kg/m ³)	f_{lcm} (MPa)	E_{lcm} (GPa)	Classe de Resistência
A	LM1	1767.9	35.90	17.00	LC20/25
B	LM2	1732.3	34.52	16.11	LC20/25
C	LM3	1701.1	33.40	15.37	LC20/25
	LM4				

LM1 refere-se às ligações mistas usando o prego como ligador;
 LM2 refere-se às ligações mistas usando o conector da Tecnarria como ligador;
 LM3 refere-se às ligações mistas usando o parafuso SFS-VB como ligador;
 LM4 refere-se às ligações mistas usando o prego como ligador sem cofragem perdida;
 f_{lcm} é o valor médio da tensão de rotura do betão leve à compressão;
 E_{lcm} é o módulo de elasticidade médio do betão leve.

5.5.3 Modelos e sistema de ensaios

Perante os objectivos propostos, os modelos de ligação considerados representam as soluções com maior potencial de utilização no sector da construção do nosso País. Sendo todas elas muito idênticas na organização dos distintos elementos que as compõem, distinguem-se pelo ligador utilizado: pregos, parafusos ou conectores.

Enquanto que os pregos usados foram escolhidos entre as várias hipóteses disponíveis no mercado, os restantes dois ligadores são responsabilidade de multinacionais, e são específicos para aplicação em lajes mistas madeira-betão. O grupo SFS, com sede na Suíça e representação em Lisboa, tem disponível no mercado um ligador (parafuso) específico para lajes mistas madeira-betão. Este parafuso, designado por SFS-VB, vem acompanhado de equipamento específico para a sua aplicação e conta já com várias aplicações na Suíça como referências: Museu Neuchâtel; Colégio de Grenet; Escola de Broc; Villa Florentine; etc.

Em Itália, a Universidade de Pádua tem liderado várias investigações, Tecnaria (1995), Amadio (2001) e Sonda (2001) são alguns exemplos, sobre a utilização de um conector desenvolvido pela Tecnaria®, e comercializado em Portugal pela BLEU LINE. As conclusões desses estudos revelam um grande potencial de utilização quer em acções de reabilitação quer em estruturas novas.

Tanto o parafuso SFS-VB como o conector Tecnaria, estão devidamente homologados nos seus países de origem, vindo acompanhados de uma vasta documentação técnica e de um muito útil software de dimensionamento.

Para além dos três modelos de ligação referentes a cada um dos ligadores escolhidos, considerou-se mais um modelo de ligação, utilizando pregos como ligadores, mas não prevendo o uso de cofragem perdida. Na Figura 5.15 apresenta-se a organização adoptada para os vários elementos constituintes do sistema de ligação, comum a todos os modelos considerados.

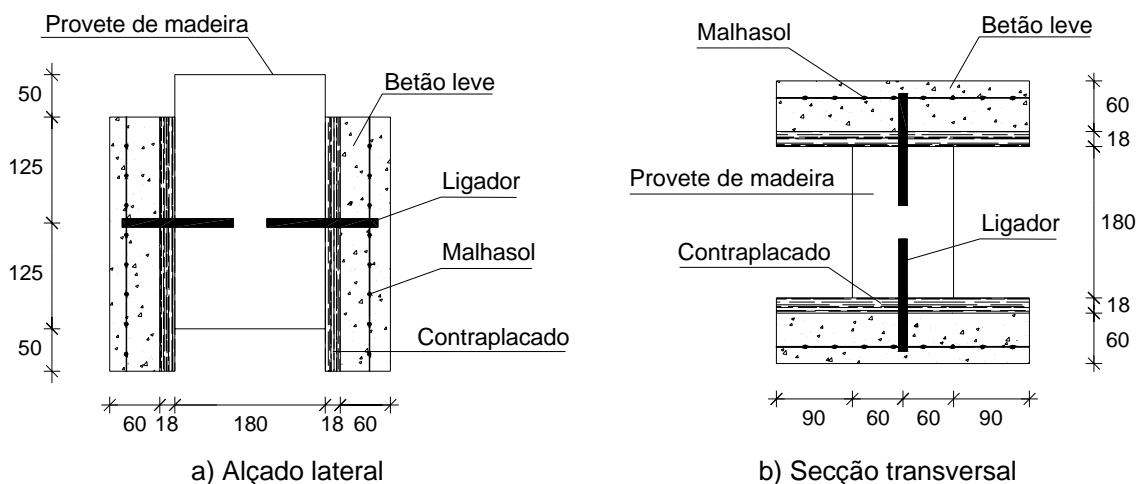


Figura 5.15 Alçado lateral a) e secção transversal b), do sistema representativo dos diferentes modelos de ligações mistas analisados no terceiro programa experimental (dimensões em milímetros)

Nas lajetas de betão considerou-se a existência de uma malhasol ($A_s = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$) representativa da armadura aconselhada nas lajes de betão, em resultado dos efeitos de retracção deste material.

Executadas as operações prévias de preparação da ligação: colocação da placa de contraplacado, do ligador e da malhasol, e tarefas inerentes à realização de uma betonagem (preparação de moldes; pesagem dos materiais, etc.) os provetes, no seu total de doze (consideraram-se três provetes para cada modelo analisado), foram executados segundo três betonagens (ver Tabela 5.2). Após a betonagem, os provetes foram armazenados sob condições ambientais ao longo de 28 dias, ao fim dos quais, se procedeu à realização dos ensaios e da respectiva caracterização do betão leve usado.

Também no que toca ao esquema de ensaio e à instrumentação adoptados, as opções tomadas na parte experimental dos capítulos anteriores se mantiveram (Figura 5.16 e Figura 5.17).

Contudo, pelos valores esperados para a capacidade resistente das ligações consideradas, foi necessário prever a utilização de uma célula de carga com uma capacidade máxima mais elevada, neste caso, de 200 kN.



Figura 5.16 Esquema de ensaios

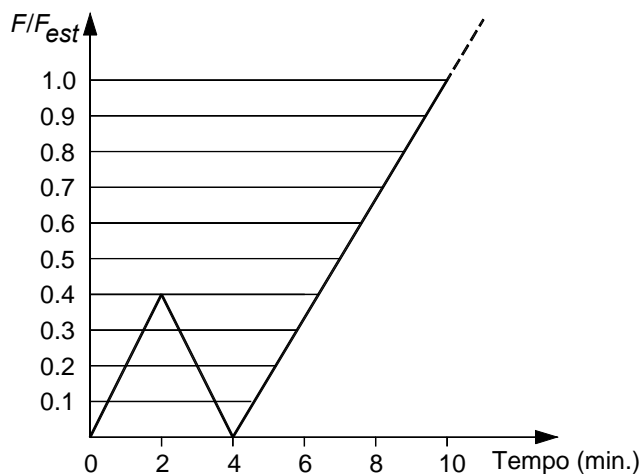


Figura 5.17 Procedimento de carga

Chama-se à atenção, que dada a geometria dos provetes, foi preciso prever a colocação de uma chapa metálica, na face do provete em que actua a célula de carga, de forma a que a superfície de corte se verificasse na zona desejada, entre a cofragem perdida e o betão leve (Figura 5.16).

Nos exemplos práticos de lajes mistas madeira-betão, ao se verificar uma adequada ligação da cofragem perdida às vigas de madeira, os esforços de corte aos quais o ligador terá que resistir, actuam na superfície entre a cofragem perdida e o betão leve e nunca, na superfície entre as vigas de madeira e a cofragem perdida.

5.5.4 Apresentação e análise dos resultados

De acordo com o procedimento de carga adoptado pela EN 26891 (1991), já utilizado nos trabalhos experimentais precedentes, com base nas respostas força-deslocamento evidenciadas por cada uma das ligações ensaiadas seria de esperar a quantificação de determinados parâmetros: a força máxima suportada pela ligação (valor máximo atingido para um deslocamento limite de 15 mm); F_{max} , o valor do deslocamento correspondente à força máxima, D_{max} , e o módulo de deslizamento instantâneo, k_{ser} . Contudo, não foi possível a quantificação daqueles parâmetros tal como a norma EN 26891 (1991) sugere.

Ao considerar-se a betonagem do betão leve directamente sobre a cofragem perdida, as forças de atrito que nessa superfície se desenvolvem impossibilitam a obtenção da curva força-deslocamento admitida pela referida Norma Europeia, e consequentemente, inviabilizaram a quantificação dos parâmetros acima referidos (F_{max} , D_{max} e k_{ser}), de acordo com a mesma norma.

Segundo a EN 26891 (1991), quando se submete a ligação a um carregamento F/F_{est} - tempo muito semelhante ao admitido no presente trabalho (ver Figura 5.17 e Figura 5.19), as diferenças

entre o procedimento de carga admitido e o estabelecido por aquela norma foram explicadas no Capítulo 3, é de prever a obtenção de um comportamento força-deslocamento como se expõe na Figura 5.18:

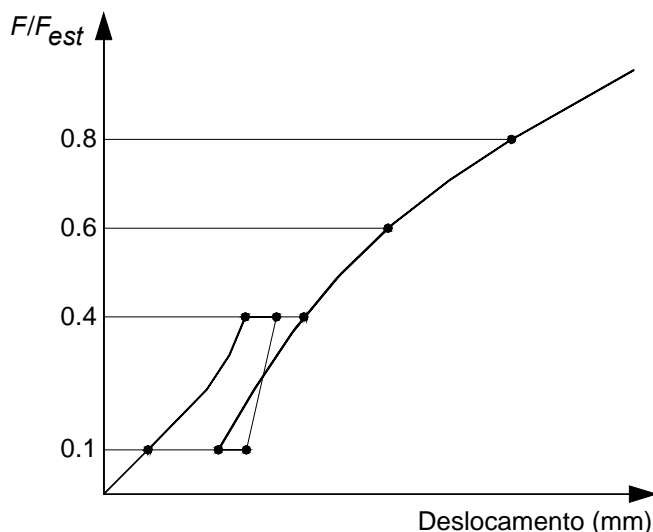


Figura 5.18 Curva força-deslocamento estabelecida pela EN 26891 (1991)

Refira-se que os dois patamares previstos para níveis de carga de 0.4 e $0.1F_{est}$, correspondem a períodos de 30 segundos referentes à manutenção do nível de carga considerada no procedimento de carga da EN 26891 (1991). Este procedimento é adoptado como garantia da inversão na actuação da força (Figura 5.19).

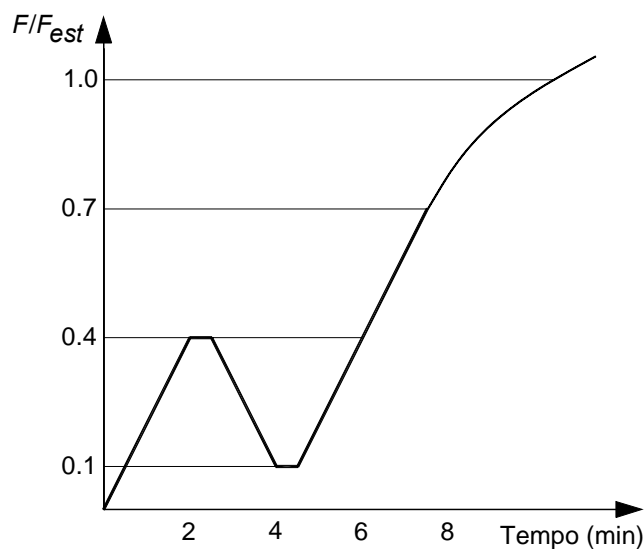


Figura 5.19 Procedimento de carga sugerido pela EN 26891 (1991)

Se é certo que não é possível a caracterização das ligações admitidas neste trabalho experimental de acordo com as normas, destes ensaios tiram-se importantes conclusões tal como mais adiante se vê e. O terceiro trabalho experimental aqui apresentado, serve essencialmente para analisar o comportamento de alguns sistemas de ligação disponíveis em lajes mistas madeira-betão.

5.5.4.1 Modelo LM1

Na Figura 5.20 apresenta-se o conjunto das respostas força-deslocamento obtido nos ensaios sobre os provetes correspondentes ao modelo LM1 (Ligação mista com cofragem perdida usando prego como ligador). É de referir que durante a realização dos primeiros ensaios (Provete 1 e Provete 2) surgiram alguns problemas com o sistema de instrumentação utilizado, que impossibilitaram a aquisição da resposta para um intervalo mais representativo de valores de deslocamento.

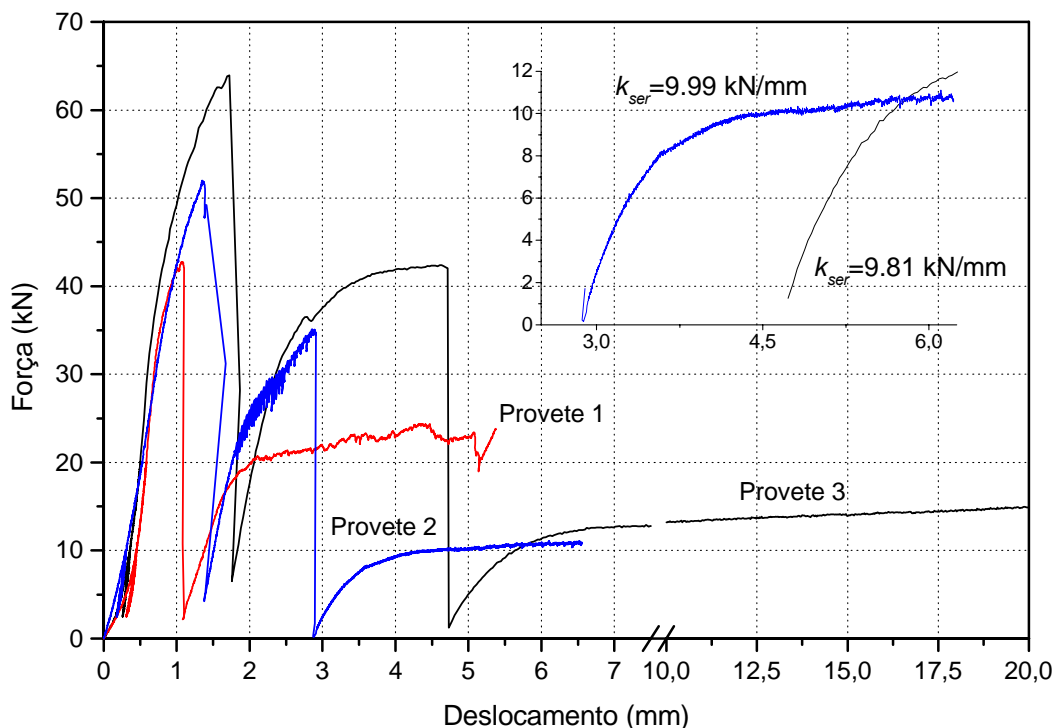


Figura 5.20 Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM1

Apesar da heterogeneidade que sobressai numa primeira observação da Figura 5.20, aquando de uma análise mais cuidada constata-se uma boa homogeneidade das respostas obtidas para o modelo LM1. A dispersão exibida corresponde aos deslocamentos mais baixos, onde ainda existe a aderência entre o betão e a cofragem perdida. Após a quebra desta aderência, as respostas evidenciadas pelos Provetes 2 e 3 são muito próximas, (desprezou-se a resposta do Provete 1 por não se ter ainda quebrado esta aderência aquando da interrupção na leitura de dados), apresentando valores tanto para a força como para o módulo de deslizamento bastante similares (Figura 5.20).

Numa primeira fase, é a aderência entre o betão e o contraplacado usado como cofragem perdida que condiciona o comportamento das ligações ensaiadas. Esta aderência, funcionando como uma ligação colada entre aqueles dois materiais, revela-se extremamente rígida. Assiste-se a um aumento da força registada até se verificar o desprendimento de uma das lajetas de betão, após o qual se regista uma queda rápida no valor da força, ao que novamente se segue um incremento da força, em consequência da aderência entre a outra lajeta de betão e o contraplacado. Somente,

após a quebra total da aderência betão-contraplacado é que o contributo do ligador na resposta força-deslocamento começa ser visível (Figura 5.21).

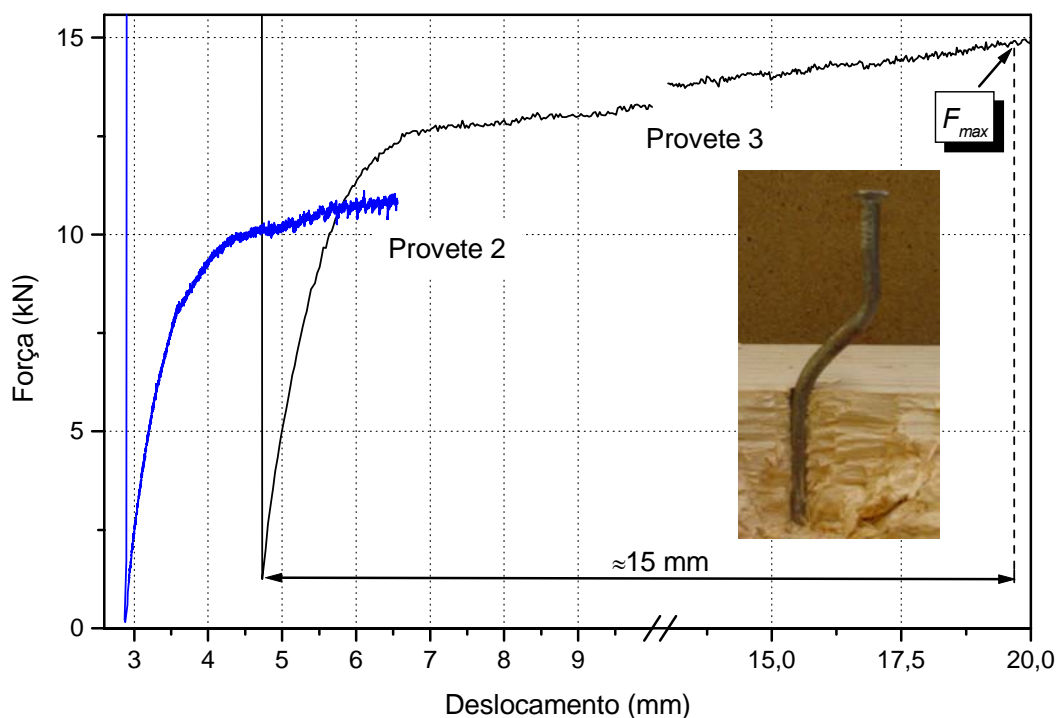


Figura 5.21 Resposta força-deslocamento correspondente apenas ao ligador

Após a quebra da aderência betão-contraplacado, o comportamento força-deslocamento revelado pelas ligações é aquele que é reconhecido às ligações do tipo cavilha: a transferência da carga é conseguida por flexão do ligador, por pressão diametral e corte da madeira ao longo do seu comprimento. A resposta vem assim associada à plastificação do ligador (Figura 5.21), neste caso, com a formação de duas rótulas plásticas (uma na interface contraplacado/lajeta de betão e outra na interface viga/contraplacado). É então possível, a aplicação das expressões referentes às ligações tipo cavilha.

Deste modo, na Tabela 5.3 apresenta-se a comparação entre os resultados experimentais obtidos para a capacidade resistente e para o módulo de deslizamento instantâneo pelo modelo LM1 e os valores indicados pelas expressões propostas no capítulo anterior.

Tabela 5.3 Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos da aplicação das expressões propostas no Capítulo 4

Provete	Capacidade resistente (kN)		Módulo de deslizamento instantâneo (kN/mm)	
	Experimental	Proposto	Experimental	Proposto
2	-	16.49	9.99	10.50
3	14.96		9.81	

Se atendermos a que o comportamento força-deslocamento elástico fortemente frágil na rotura evidenciado, afecta certamente a integridade física do ligador, diminuindo assim as suas propriedades mecânicas, pode concluir-se que as expressões propostas para análise do comportamento das ligações mistas madeira-betão revelam um bom desempenho.

5.5.4.2 Modelo LM2

No modelo aqui designado por LM2, utiliza-se como ligador um conector existente no mercado pertencente à Tecnaria. O conector é composto por uma estaca (altura igual a 40 mm e diâmetro igual a 12 mm) possuindo uma chapa-base (50x50 mm²) com 4 mm de espessura e a sua aplicação é realizada pela acção de dois parafusos (comprimento igual a 100 mm e diâmetro de 8 mm).

Pelo tipo de ligador usado, nomeadamente pelo diâmetro da estaca e pelas dimensões dos dois parafusos responsáveis pela sua cravação, da observação do conjunto das respostas obtidas para este modelo é evidente a elevada rigidez proporcionada por este género de ligação (Figura 5.22).

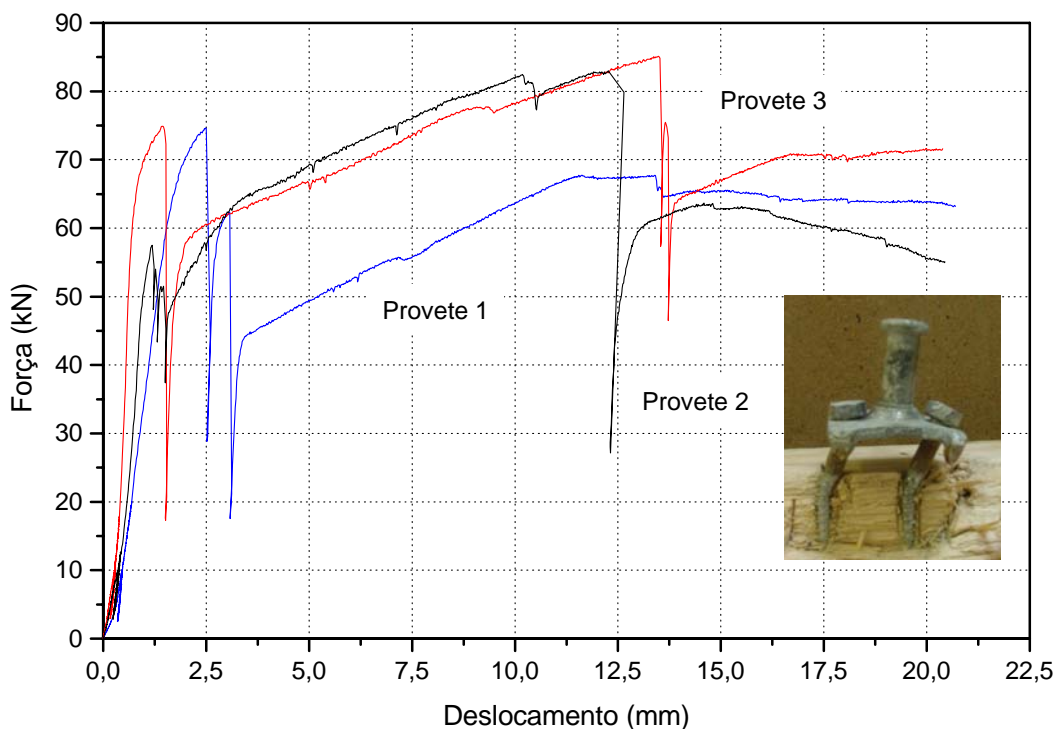


Figura 5.22 Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM2

É o desempenho dos parafusos usados como elementos de fixação que condicionam o comportamento deste ligador. No presente caso, em que o betão apresenta uma rigidez suficiente de modo a impedir que a rotura da ligação suceda pela seu esmagamento, são os parafusos de fixação que fazem a transferência da carga. A estaca (corpo principal do ligador) permanece indeformável pelo que a resposta força-deslocamento resulta da plastificação daqueles parafusos.

Também neste modelo, se analisarmos apenas o desenvolvimento das respostas após a quebra da aderência entre o betão e a cofragem, concluímos existir uma significativa homogeneidade nos resultados obtidos (Figura 5.23).

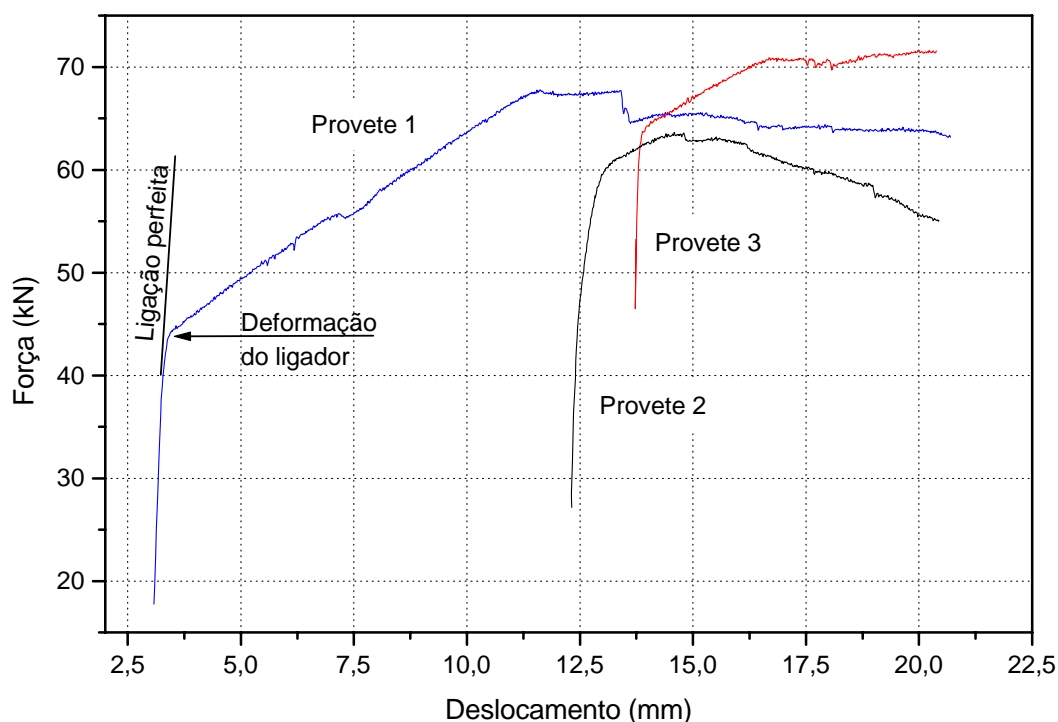


Figura 5.23 Comportamento força-deslocamento relativo ao ligador

Após o desprendimento do betão da cofragem, o comportamento é condicionado pelo desempenho do ligador. Pela sua geometria, nomeadamente, pelos diâmetros consideráveis tanto para a estaca como para os parafusos de fixação e pela existência de uma chapa metálica na base da estaca munida de quatro dentes nas suas extremidades, o comportamento do conector Tecnaria é extremamente rígido.

Verifica-se que a rigidez exibida pela ligação na fase posterior à quebra da aderência madeira-betão (Figura 5.23), se deve ao encastramento garantido pela cravação dos dentes existentes na chapa base do ligador.

Anulado o encastramento proporcionado pela cravação da chapa base, passa a ser a plastificação dos parafusos que rege a resposta do ligador. Dada a proximidade destes parafusos, o comportamento dúctil característico dos ligadores tipo cavilha é substituído por uma resposta mais frágil, própria daquele género de ligações possuindo elevadas concentrações de ligadores.

5.5.4.3 Modelo LM3

No modelo LM3 foi considerado como elemento ligador um parafuso desenvolvido pela SFS, designado comercialmente como SFS VB-48-7.5x100 mm. Sendo um parafuso, o seu comportamento enquanto ligador enquadra-se no das ligações tipo cavilha.

Na Figura 5.24 apresenta-se o conjunto das respostas obtidas para os três provetes considerados para este modelo de ligação LM3 (ligação mista madeira-betão leve com ligadores SFS VB-48-7.5x100 mm).

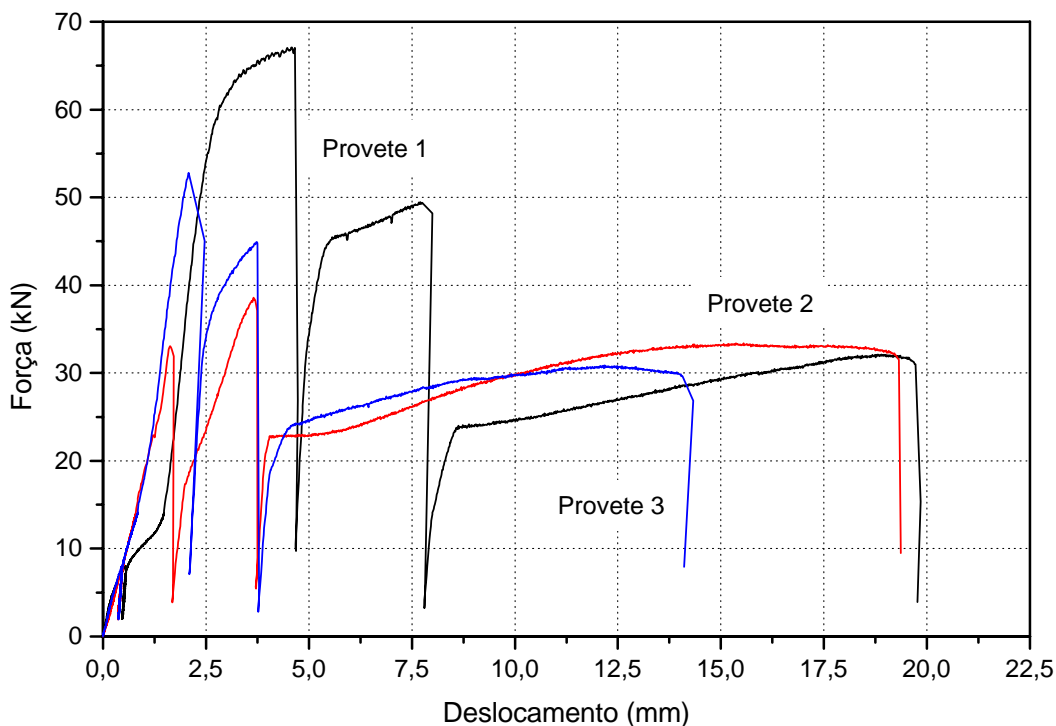


Figura 5.24 Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM3

Mais uma vez, a heterogeneidade evidenciada pelas respostas obtidas nos ensaios é consequência da aderência que se estabelece entre o betão e a cofragem perdida. O desenvolvimento inicial das respostas apresenta grande rigidez fruto da aderência betão-cofragem, levando ao aumento da força registada até se verificar o desprendimento de uma das lajetas laterais. Sucedido o desprendimento de uma das lajetas, a força volta a subir até se quebrar a aderência entre a outra lajeta e a respectiva cofragem perdida.

Após a fase correspondente ao desprendimento do betão da cofragem, a resposta é condicionada pelo comportamento do ligador. A partir deste momento, a resposta força-deslocamento assume características típicas das ligações tipo cavilha (Figura 5.25).

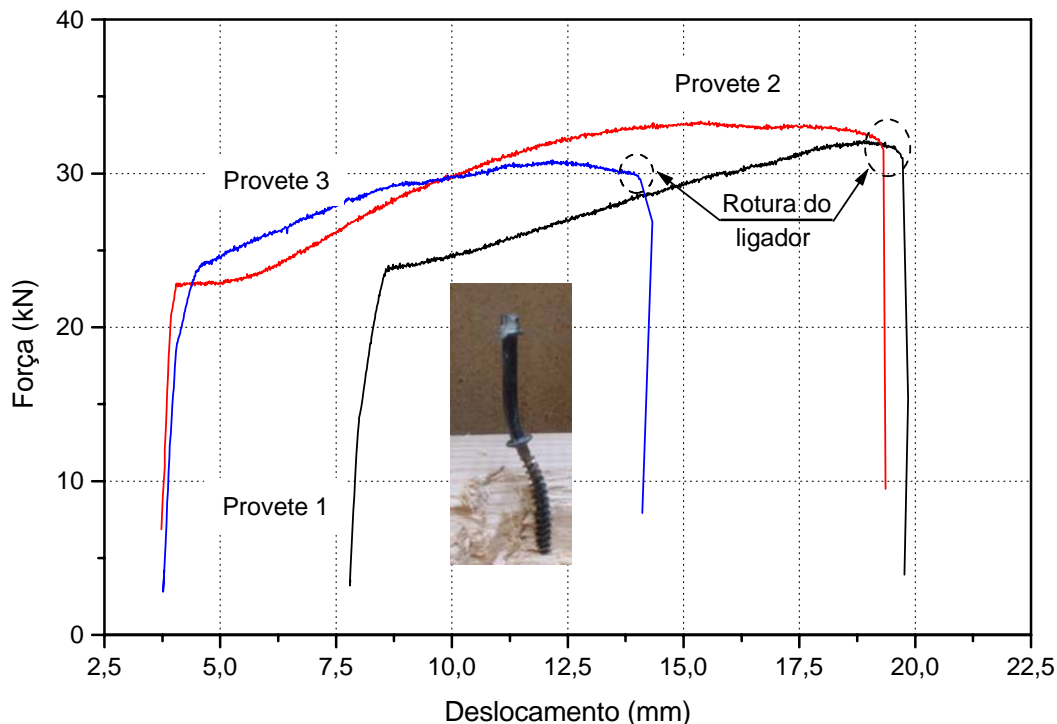


Figura 5.25 Comportamento do ligador após desprendimento do betão

Centrando a nossa análise na observação da figura anterior, constata-se uma considerável homogeneidade no conjunto das respostas obtidas nos ensaios. Quer a rigidez quer a força máxima registadas para os três provetes não variam muito.

As curvas são muito similares, apresentando um desenvolvimento único: numa primeira fase é bastante rígido ao que se segue um comportamento plástico não muito acentuado até à rotura frágil. Assim, pode concluir-se que o tipo de ligação mista aqui representado exhibe um comportamento plástico-frágil.

5.5.4.4 Modelo LM4

Por fim, procedeu-se ao ensaio de três provetes correspondentes ao modelo LM4, onde a ligação mista madeira-betão leve, efectuada com um prego comum, não prevê a colocação da cofragem perdida.

Refira-se que a organização dos distintos elementos é idêntica à considerada para os restantes modelos, sendo a única alteração traduzida pela necessidade de retirar a cofragem em torno do ligador. Para tal efeito, usou-se um berbequim munido de uma serra circular, retirando-se apenas a cofragem perdida em redor do ligador (diâmetro do círculo de corte igual a 60 mm).

Na Figura 5.26 apresenta-se o conjunto das respostas sobre as ligações assim obtidas.

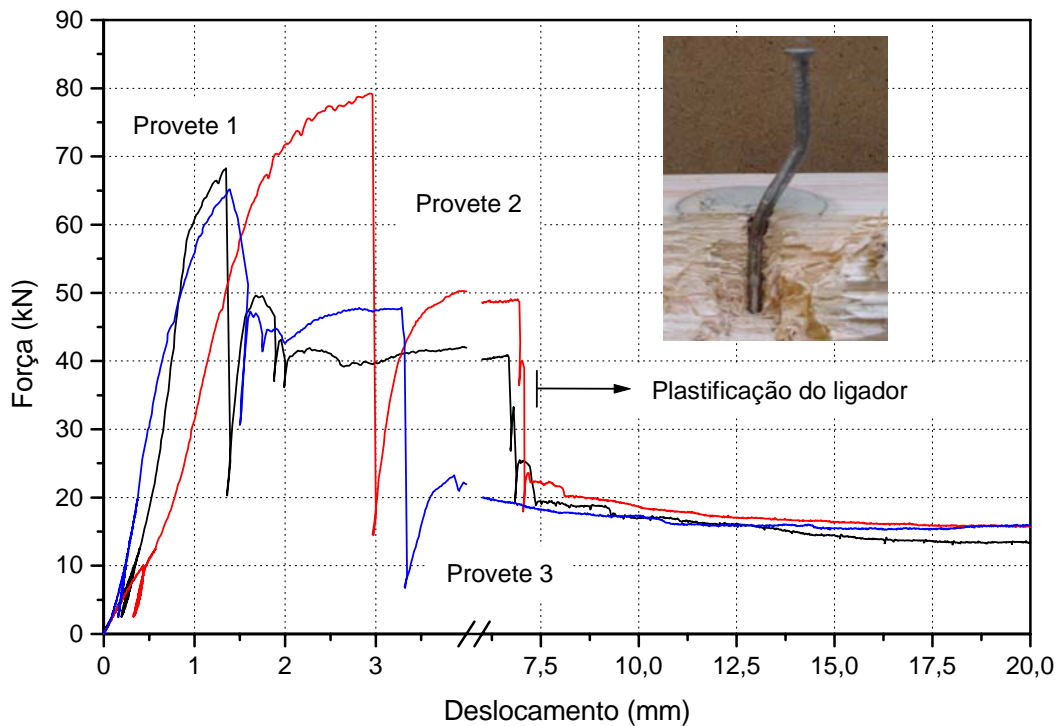


Figura 5.26 Conjunto das respostas força-deslocamento para o modelo LM4

O presente modelo de ligação mista madeira-betão apresenta um comportamento bastante curioso. A globalidade da resposta força-deslocamento resulta de vários micro-mecanismos que decorrem ao longo do ensaio. Se era previsível a elevada rigidez evidenciada pelo ramo inicial em virtude da aderência entre o betão e a cofragem, não se esperava o comportamento perfeitamente plástico que se segue.

Quebrada a aderência de uma das lajetas de betão laterais, verifica-se um novo aumento da força, sem atingir os valores iniciais, ao que se segue um ramo caracterizado pela acção frágil correspondente à aderência da outra lajeta de betão e pela plasticidade evidenciada pelo betão junto do ligador, do lado da lajeta já desprendida. Este ramo mantém-se até suceder a rotura da aderência ainda existente entre o betão e a cofragem na outra lajeta.

Quando se dá o último desprendimento do betão, a resistência da ligação é garantida pelo funcionamento conjunto do ligador e do betão ainda presente em seu redor, verificando-se uma nova subida da força (desta vez o aumento é reduzido).

Ocorre então, o esmagamento do betão circundante aos ligadores passando o ligador a suportar sozinho a transferência da carga. Daí para a frente é a plastificação do ligador que condiciona a resposta.

5.5.5 Conclusões do trabalho experimental

Com base nos resultados do programa experimental aqui exposto, podemos retirar as seguintes conclusões:

- Os sistemas de ligação propostos pela SFS e pela Tecnaria®, ao resultarem de estudos específicos, apresentam um comportamento mais adequado à sua utilização em lajes mistas madeira-betão;
- Dada a rigidez do ligador, o conector Tecnaria é sem dúvida aquele que apresenta uma maior capacidade resistente e o maior módulo de deslizamento instantâneo. Contudo, associada à sua elevada rigidez, apresenta a menor ductilidade;
- O ligador desenvolvido pela SFS, apresenta um significativo aumento da capacidade resistente relativamente ao prego (da ordem dos 100%) se tivermos em conta que o incremento de diâmetro é de apenas 25%. Apesar de revelar um comportamento frágil na rotura, apresenta uma elevada ductilidade;
- Para betões com gamas de resistências que salvaguardam a possibilidade da rotura suceder pelo esmagamento do betão, a utilização de cofragem perdida é aconselhável ao garantir um comportamento mais plástico (na ausência de cofragem perdida a curva força-deslocamento possui características de *softening*) e um pequeno incremento da capacidade resistente;
- Espera-se uma maior aposta nos ligadores desenvolvidos especificamente para utilização em lajes mistas madeira-betão em detrimento dos pregos ou mesmo de varões. O aparecimento destes novos ligadores afasta o empirismo que até então reinava, ao virem acompanhados de material específico de aplicação, documentação técnica da responsabilidade de entidades independentes e exemplos de aplicação.

5.6 CONCLUSÕES

A transformação dos pavimentos de madeira em lajes mistas de madeira-betão permite a utilização de edifícios antigos respeitando os níveis de exigência actuais com vantagens económicas muito importantes relativamente às soluções alternativas. Perante a necessidade subsistente nas intervenções de reabilitação em minimizar a introdução de cargas adicionais, mantendo as condições de serviço (isolamentos térmicos e acústico) e garantindo a resistência ao fogo, enquanto se processa ao aumento da capacidade resistente, o uso de betões leves nestas soluções revela-se uma vantagem.

Contudo, o campo de aplicação desta solução construtiva não se restringe à reabilitação. Esta solução tem enormes potencialidades, nomeadamente, na pré-fabricação de novos edifícios, em virtude do elevado grau de industrialização possível de atingir em todo o processo da sua execução.

Nos últimos anos, apresentaram-se diversas soluções para a ligação entre os dois materiais, contudo, as soluções mais frequentes utilizam pregos ou parafusos, distinguindo-se apenas pelo ângulo da cravação. A possibilidade da existência de uma camada não estrutural, normalmente materializada pela cofragem perdida, também tem sido analisada.

A existência de métodos de cálculo elásticos e lineares, de simples aplicação, e que têm em linha de conta os efeitos diferidos, facilita o dimensionamento de lajes mistas de madeira-betão.

De acordo com a metodologia de cálculo estabelecida pelo Eurocódigo 5, o dimensionamento de lajes mistas madeira-betão é função da rigidez da ligação entre os dois materiais. Na verdade, é o sistema de ligação que mais influencia o comportamento global desta solução construtiva. Pelo que têm sido vários os esforços das mais distintas entidades intervenientes no sector da construção, em apresentar novos sistemas de ligação para lajes mistas madeira betão. São já conhecidos no mercado internacional vários tipos de ligadores de aplicação específica nas lajes mistas madeira-betão.

Por todas estas razões espera-se um maior investimento nacional nesta técnica construtiva, não somente em acções de reabilitação mas também na pré-fabricação de edifícios novos.

Referências bibliográficas

- Amadio, Claudio; Ceccotti, Ario; Di Marco, Roberto; Fragiaco, Massimo (2001)**, Long-Term Behaviour of a Timber-concrete Connection System, In. Joints in Timber Structures, Proceedings of the International RILEM Symposium, Ed. By S. Aicher and H.-W. Reinhardt, Stuttgart, pp. 263-272.
- Ceccotti, A. (1995)**, Timber-Concrete Composite Structures, In Timber Engineering STEP 1, Ed. by Blass, H. J. et al., Lecture E13, 1995.
- Cruz, H. M. (2000)**, Pavimentos Mistos Madeira-Betão, Projecto de Investigação Científica e de Desenvolvimento Tecnológico. ECM/36039/99-00, FCT.
- Dias, A. G. (1999)**, Estruturas mistas madeira-betão, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 1999.
- EN 408 (1995)**, Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties, English version, CEN 1995
- EN 26891 (1991)**, Timber structures – Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics, ISO 6891-1991 (E).
- Natterer, J. et al. (1998)**, Construire en Bois 2, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2ª edição.
- NP ENV 206 (1993)**, Betão – comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade, IPQ. NP 4305 (1995), “Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual”.
- prEN 1992-1 (2001)**, Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 1st Draft.
- prEN 1995-1-1 (2001)**, Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings; CEN/TC 250/SC5, N.º 316.
- Redondo, G., Aroca, R. (2001)**: Study of the building systems used in domestic architecture of 17th – 19th centuries in Madrid. Historical Constructions 2001, p. 789-798.
- Sandoz, J. L., Duro, S. (2000)**, Offshore Timber Slab by Using Screwed Timber Planks. WCTE 2000, July 27 – Aug 3, Canada.
- Sonda, D. (2001)**, Experimental Verification of New Connector for Timber-Concrete-Composite, In Innovative Wooden Structures and Bridges, IABSE Conference, Lahti, Finland; August 29-31.
- Szucs, C. A., Da Silva, R. H. (2000)**, Lajes compostas por madeira e concreto armado. VII EBRAMEM (Madeiras e Estruturas de Madeira), S. Carlos, Brasil.
- Tecnaria (1995)**, Stud connector with crampons for timber structures, Tecnaria, Itália.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

As diferentes conclusões a extrair do trabalho de investigação exposto foram devidamente assinaladas nos capítulos anteriores, pelo que neste capítulo apenas serão registadas aquelas consideradas mais pertinentes.

O renascimento do interesse nas estruturas de madeira deve-se principalmente a três razões: Em primeiro, por razões ambientais, já que sendo este um material natural, renovável e transformável à custa de um baixo consumo de energia, a utilização da madeira é ecológica. Em segundo, o desenvolvimento das técnicas de classificação permitiu um melhor conhecimento das performances mecânicas da madeira. E por último, o desenvolvimento dos meios de execução das ligações, cuja melhoria na eficiência da sua materialização não só trouxe uma maior precisão dimensional como possibilitou uma maior liberdade nas formas arquitectónicas. Contudo, o valor da utilização da madeira como material de estruturas, só aumentará com o conhecimento das suas características resistentes e dos meios de realizar com ela ligações eficientes.

Em consequência do maior estudo realizado, têm sido publicadas várias normas europeias que tratam os mais diversos aspectos relacionados com a utilização da madeira como material de construção. Salienta-se a existência de um eurocódigo (Eurocódigo 5) onde são analisados os requisitos de resistência, aptidão ao uso e durabilidade das estruturas de madeira.

Neste trabalho, numa primeira análise verifica-se que o modelo numérico preconizado pelo Eurocódigo 5 para o cálculo de ligações tipo cavilha, valida os valores experimentais obtidos para a capacidade resistente, denotando uma plena concordância entre a rotura verificada durante os ensaios e o modo de rotura que condiciona a capacidade resistente da ligação, de acordo com aquele modelo. A validade deste modelo de cálculo da capacidade resistente é confirmada para as

ligações com Pinho bravo (*pinus pinaster*) ligadas com pregos de secção circular e quando se usam pregos de secção quadrada.

Quanto ao módulo de deslizamento instantâneo, medida da rigidez da ligação, existe um grande afastamento entre os resultados experimentais e os previstos pelo Eurocódigo 5. Este regulamento ao fazer depender o módulo de deslizamento instantâneo das ligações, da massa volúmica da madeira e do diâmetro dos ligadores, não traduz a influência da inclinação da pregagem, influência essa verificada no trabalho experimental.

Os resultados experimentais para a capacidade resistente e para o deslocamento máximo exibem uma boa homogeneidade. Estes dois parâmetros, apenas denotam grande dispersão para a Série 3 (pregagem a 45°), devido à natureza frágil evidenciada pelo modo de rotura dos seus provetes. Já, os valores obtidos para o módulo de deslizamento instantâneo são sempre muito heterogéneos (apresentam coeficientes de variação próximos dos 50%). A inclinação da pregagem resulta numa redução, da capacidade resistente e do módulo de deslizamento instantâneo.

Analisando os resultados do segundo programa experimental realizado, reafirma-se a necessidade de desenvolvimento de análises específicas para ligações mistas entre madeira e betão, abrangendo a utilização de betões leves. Confrontando os valores resultantes das expressões estabelecidas pela ENV 1995-2 (1997), com os resultados experimentais aqui apresentados e por outros autores, Dias (1999), Mascia (2000) e Soriano (2001), verifica-se uma discrepância preocupante. Usando as actuais expressões do Eurocódigo 5, a capacidade resistente das ligações mistas madeira-betão vem muito penalizada. No que se refere ao módulo de deslizamento instantâneo, a mesma ineficácia é verificada.

Com base nos resultados experimentais do presente trabalho, estabeleceram-se expressões de cálculo para a capacidade resistente e o módulo de deslizamento instantâneo de ligações mistas madeira-betão. Estas expressões simplificadas foram validadas com resultados experimentais obtidos por outras investigações.

A transformação dos pavimentos de madeira em lajes mistas de madeira-betão permite a utilização de edifícios antigos respeitando os níveis de exigência actuais com vantagens económicas muito importantes relativamente às soluções alternativas. Perante a necessidade subsistente nas intervenções de reabilitação em minimizar a introdução de cargas adicionais, mantendo as condições de serviço (isolamentos térmicos e acústico) e garantindo a resistência ao fogo, enquanto se processa ao aumento da capacidade resistente, o uso de betões leves nestas soluções revela-se uma vantagem. Contudo, o campo de aplicação desta solução construtiva não se restringe à reabilitação. Esta solução tem enormes potencialidades, nomeadamente, na pré-fabricação de novos edifícios, em virtude do elevado grau de industrialização possível de atingir em todo o processo da sua execução.

A existência de métodos de cálculo elásticos e lineares, de simples aplicação, e que têm em linha de conta os efeitos diferidos, facilita o dimensionamento de lajes mistas de madeira-betão. De

acordo com a metodologia de cálculo estabelecida pelo Eurocódigo 5, o dimensionamento de lajes mistas madeira-betão é função da rigidez da ligação entre os dois materiais.

Nos últimos anos, foram apresentadas diversas soluções para a ligação entre os dois materiais, usando os mais variados ligadores. As consequências da utilização de cofragem perdida neste tipo de lajes, também tem sido analisada, contudo, não se conhecem ainda modelos de cálculo específicos.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este trabalho não poderia estar concluído sem a apresentação de um conjunto de sugestões para futuros desenvolvimentos no âmbito da área das madeiras, com especial evidência para os sistemas de ligação madeira-betão. Assim, salientam-se aqueles que se consideram de especial actualidade e importância:

- Realização de todo um conjunto de acções destinadas à ampla divulgação da utilização da madeira como material estrutural, salientando as suas propriedades materiais e a existência de regulamentação própria com vista ao seu dimensionamento (Eurocódigo 5);
- Promover um maior conhecimento do comportamento das ligações nas estruturas de madeira, propondo regras de projecto fiáveis de fácil aplicação;
- Desenvolvimento de análises numéricas utilizando modelos de elementos finitos para um melhor esclarecimento dos micro-mecanismos que se desenvolvem nas ligações tipo cavilha (para as ligações madeira-madeira e madeira-betão);
- Revisão dos critérios da análise da deformabilidade das ligações do tipo cavilha com elementos de madeira;
- Propor expressões para o módulo de deslizamento instantâneo das ligações madeira-betão em função do módulo de elasticidade apresentado pelo betão, de forma a alargar o campo de aplicação da actual regulamentação às situações em que se utiliza betão leve;
- Abordar o comportamento a longo prazo, nomeadamente no que toca à verificação dos Estados Limite de Utilização e à durabilidade das lajes mistas madeira-betão, realizando para esse efeito análises específicas;
- Investigação de novas tipologias e técnicas construtivas.

Referências bibliográficas

Dias, A. G. (1999), Estruturas mistas madeira-betão, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 1999.

ENV 1995-2 (1997), Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 2: Bridges, CEN.

Mascia, N., Soriano, J. (2000), Comportamento mecânico de ligações flexíveis em vigas mistas de concreto-madeira, VII EBRAMEM (Madeiras e Estruturas de Madeira), S. Carlos, Brasil.

Soriano, J., Mascia, N. (2001), Mechanical Behavior of Flexible Connections in the Timber-Concrete Composite Beams, In. Joints in Timber Structures, Proceedings of the International RILEM Symposium, Ed. By S. Aicher and H.-W. Reinhardt, Stuttgart, Germany, pp. 291-300.

ANEXO

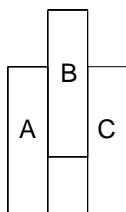


Tabela A.1 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 1 (Prego redondo a 90°)

Referência	Elemento	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
1858	A	356,23	11,02	585,83
	B	351,51	10,67	
	C	355,54	10,98	
1859	A	360,22	11,35	599,38
	B	365,11	11,62	
	C	362,54	11,23	
1860	A	357,36	11,56	592,73
	B	359,69	11,57	
	C	358,76	11,30	
1867	A	343,65	10,20	572,65
	B	346,30	10,34	
	C	349,40	10,87	
1868	A	349,93	10,74	574,51
	B	342,27	10,32	
	C	350,54	10,70	
1869	A	350,79	10,87	581,44
	B	353,41	11,40	
	C	351,13	11,22	
1870	A	353,91	11,43	588,13
	B	359,63	11,70	
	C	353,92	11,30	
1871	A	357,04	11,80	595,94
	B	364,01	11,71	
	C	360,58	11,65	
1913	A	358,43	11,53	586,90
	B	352,65	11,03	
	C	354,14	10,59	
1914	A	351,23	10,44	578,24
	B	349,88	10,36	
	C	348,40	10,54	
		Valores médios	11,06 %	585,58 kg/m ³

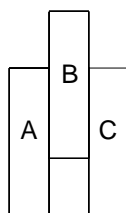


Tabela A.2 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 2 (Prego redondo a 135°)

Referência	Elemento	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
1901	A	350,59	11,77	577,78
	B	349,29	10,98	
	C	348,78	11,22	
1902	A	346,44	11,22	574,14
	B	346,99	11,88	
	C	348,64	11,04	
1903	A	360,18	10,36	592,26
	B	357,83	10,99	
	C	356,93	11,03	
1904	A	349,53	10,90	574,15
	B	346,99	10,75	
	C	345,56	10,71	
1905	A	353,59	10,11	581,53
	B	351,12	10,90	
	C	350,77	10,54	
1906	A	348,47	11,54	574,31
	B	346,36	11,11	
	C	347,54	10,03	
1907	A	347,81	10,98	587,72
	B	361,66	10,78	
	C	357,25	11,21	
1908	A	349,87	11,89	577,52
	B	347,90	11,34	
	C	350,42	11,51	
1909	A	352,93	10,52	584,09
	B	354,21	10,56	
	C	352,98	11,99	
1910	A	358,10	12,04	590,42
	B	358,27	11,96	
	C	355,23	11,54	
		Valores médios	11,11 %	581,39 kg/m ³

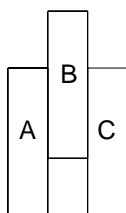


Tabela A.3 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 3 (Prego redondo a 45°)

Referência	Elemento	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
1872	A	361,29	10,21	595,74
	B	360,89	10,08	
	C	359,07	11,01	
1874	A	363,42	10,29	597,86
	B	360,27	11,48	
	C	361,43	10,32	
1875	A	359,04	10,21	589,62
	B	354,22	11,09	
	C	356,90	10,83	
1876	A	349,31	10,89	574,50
	B	346,90	11,47	
	C	346,51	10,98	
1877	A	353,85	11,10	584,25
	B	354,22	10,89	
	C	352,33	10,67	
1878	A	349,47	11,21	579,07
	B	352,63	11,56	
	C	348,91	10,53	
1879	A	357,21	11,89	594,02
	B	361,64	11,78	
	C	359,29	12,21	
1880	A	349,22	10,99	581,95
	B	352,74	10,22	
	C	354,27	10,51	
1881	A	349,90	11,25	580,74
	B	352,28	11,09	
	C	351,86	10,45	
1882	A	348,17	11,84	576,54
	B	348,75	10,64	
	C	349,49	11,05	
		Valores médios	10,61 %	585,43 kg/m ³

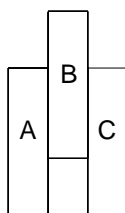


Tabela A.4 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 4 (Prego quadrado a 90°)

Referência	Elemento	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
1916	A	353,78	11,87	580,97
	B	349,65	10,47	
	C	351,03	10,71	
1917	A	347,44	10,12	578,19
	B	349,33	10,85	
	C	352,64	11,32	
1918	A	355,02	11,01	588,13
	B	354,54	11,39	
	C	357,89	11,34	
1919	A	360,02	12,09	593,61
	B	359,74	11,87	
	C	357,65	11,82	
1920	A	356,26	11,70	589,90
	B	354,00	11,23	
	C	360,41	11,67	
1921	A	359,23	12,21	596,18
	B	360,07	11,96	
	C	362,78	12,03	
1922	A	349,56	10,89	578,43
	B	350,28	10,76	
	C	350,01	10,43	
1923	A	349,68	10,29	574,46
	B	347,42	10,54	
	C	345,54	10,23	
1924	A	359,65	11,55	586,02
	B	352,31	11,69	
	C	351,67	11,85	
1925	A	348,48	11,24	577,49
	B	349,65	10,49	
	C	350,02	11,89	
		Valores médios	11,25 %	584,34 kg/m ³

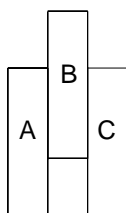


Tabela A.5 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série 5

Referência	Elemento	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
Desniv_1	A	352,54	11,35	583,12
	B	351,43	10,27	
	C	354,39	10,96	
Desniv_2	A	349,12	10,29	577,74
	B	350,03	11,75	
	C	349,45	9,32	
Desniv_3	A	350,05	11,81	576,73
	B	349,25	10,89	
	C	347,47	10,31	
Nivela_1	A	356,32	11,89	585,50
	B	353,68	11,75	
	C	352,68	10,34	
Nivela_2	A	353,97	11,65	580,74
	B	350,41	10,76	
	C	349,65	11,34	
Nivela_3	A	347,34	10,23	577,00
	B	350,45	10,76	
	C	349,46	10,08	
Valores médios			10,87 %	580.14 kg/m ³

Tabela A.6 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M90

Referência	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
M90_1	338,44	10,28	559,40
M90_2	351,39	11,42	580,81
M90_3	377,64	12,04	624,20
M90_4	363,15	11,65	600,25
M90_5	357,02	11,27	590,12
M90_6	357,06	11,87	590,18
Valores médios		11,42	590.83

Tabela A.7 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M90C

Referência	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
M90C_1	366,70	12,43	606,12
M90C_2	381,87	12,87	631,19
M90C_3	382,35	12,67	631,98
M90C_4	376,96	12,34	623,07
M90C_5	367,93	11,99	608,15
M90C_6	364,88	12,06	603,11
Valores médios		12,39	617,27

Tabela A.8 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M45

Referência	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
M45_1	363,98	11,99	601,62
M45_2	368,24	11,56	608,66
M45_3	373,19	11,76	616,84
M45_4	364,95	11,75	603,22
M45_5	372,47	11,98	615,65
M45_6	354,68	11,56	586,25
Valores médios		11,77	605,37

Tabela A.9 Teor em água e massa volúmica para os provetes da Série M45C

Referência	Peso inicial (g)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
M45C_1	352,75	11,45	583,06
M45C_2	352,18	11,67	582,12
M45C_3	354,01	11,99	585,14
M45C_4	373,71	12,74	617,70
M45C_5	386,44	12,98	638,74
M45C_6	375,54	12,35	620,73
Valores médios		12,20	604,58

Tabela A.10 Teor em água e massa volúmica para os provetes de madeira usados no terceiro programa experimental

Modelo	Provete	Peso inicial (kg)	Teor em água (%)	Massa volúmica (kg/m ³)
LM1	1	3,64	10,77	561,73
	2	3,28	10,21	506,17
	3	3,40	9,47	524,69
LM2	1	3,44	10,72	530,86
	2	3,66	11,09	564,81
	3	3,40	10,32	524,69
LM3	1	3,60	10,89	555,56
	2	3,24	9,37	500,00
	3	3,68	11,43	567,90
LM4	1	3,36	10,34	518,52
	2	3,40	10,79	524,69
	3	3,26	10,90	503,09
Valores médios			10,50	531,89

