



Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

**Estruturas mistas madeira-betão
com a utilização de betões de agregados leves**

Luís Filipe de Carvalho Jorge

Orientadores Científicos:

Professor Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes
Professor Associado com Agregação, DEC, FCTUC

Doutora Maria Helena Pires Cruz
Investigadora Principal do LNEC

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

Setembro de 2005

Agradecimentos

Ao Professor Doutor Sérgio Lopes e à Doutora Helena Cruz, orientadores científicos deste trabalho, o autor quer exprimir um agradecimento pelo encorajamento, pela disponibilidade e pela experiência transmitidas ao longo da orientação deste trabalho.

Ao responsável pelo Laboratório de Ensaio de Materiais, Professor Luís Cruz Simões, o autor deve o enorme e decisivo apoio dado no decurso da parte experimental da tese que possibilitou a concretização de toda a programação estabelecida. O agradecimento é alargado também a todos os técnicos do Laboratório de Ensaio de Materiais e demais funcionários do DEC da FCTUC, nomeadamente aos Srs. David Rodrigues, Paulo Santos, Olegário Antunes e Luís Gaspar na parte laboratorial e à Dra. Lurdes Rosa no secretariado.

A realização deste trabalho, que envolveu uma ampla campanha de ensaios laboratoriais e o consumo de uma enorme quantidade de materiais contou directa e indirectamente com a colaboração de diversas pessoas, entidades e empresas, a quem o autor deseja desta forma expressar o seu agradecimento, designadamente à Engenheira Ângela Nunes e à SECIL, à FLEXILAM, à SFS Portugal, à SIKA, ao Engenheiro Kim Rosenbom e à LECA Portugal e à BETECNA.

A todos os colegas do DEC da ESTCB e do DEC da FCTUC o autor expressa o seu agradecimento pelo companheirismo demonstrado ao longo deste período.

À família, o autor deve um agradecimento especial pelo estímulo e pela compreensão presente em todas as horas.

SUMÁRIO

A maioria dos edifícios antigos possui pavimentos em madeira que necessitam de intervenção correctiva. Uma das técnicas de reabilitação mais interessantes consiste na adição de uma lâmina de betão por cima da estrutura existente do pavimento, formando então uma estrutura mista madeira-betão.

Esta técnica pode ser aplicada sem grande perturbação do funcionamento normal do edifício existente. Após a operação, a nova estrutura oferece um aumento significativo da sua capacidade de carga e da sua rigidez de flexão. Para além destas, também as características de isolamento acústico e resistência ao fogo são melhoradas.

A utilização de betão de agregados leves em alternativa ao betão normal permite a obtenção de ganhos de desempenho consideráveis. O mais significativo advém precisamente da possibilidade de diminuição do peso próprio da estrutura do pavimento em cerca de 40%.

Com o intuito de analisar o comportamento das estruturas mistas madeira-betão com a utilização de betão leve estrutural fabricado a partir de agregados leves de argila expandida de origem nacional, foi estabelecido um programa experimental alargado. Os ensaios principais foram realizados em vigas mistas, com 5,4 m de vão, e em pequenos provetes de ligações mistas ($0,30 \times 0,16 \times 0,48 \text{ m}^3$), ambos em condições de carga de curta duração e longa duração. Os resultados obtidos na caracterização mecânica da ligação são utilizados em modelações de elementos finitos, com o objectivo de antecipar o comportamento em flexão das vigas mistas. Os valores assim obtidos são comparados com os resultados dos ensaios de flexão nas vigas mistas, permitindo a compreensão dos modos de rotura e a origem da capacidade dúctil da estrutura.

Os principais resultados indicam que a utilização de agregados leves na especificação de betão estrutural para estruturas mistas madeira-betão pode ser efectuada sem perda significativa de desempenho, obtendo até um balanço positivo em relação ao betão normal considerando, por exemplo, o comportamento diferido global da estrutura.

ABSTRACT

Many old buildings have timber floors that need renovation. From the possible renovating techniques, the one that consists on adding a top concrete layer, forming a timber-concrete composite slab, is very competitive.

This technique can be applied without disturbing too much the normal use of the building. It increases the load carrying capacity and the stiffness of the slab. Furthermore, the acoustic insulation and the fire safety are also improved.

If lightweight concrete is used, some further advantages can be identified by comparison with normal weight concrete. The self weight can be reduced up to 40% and this is a very important point.

An experimental programme on the behaviour of timber-concrete structures and connections was developed using lightweight concrete made with expanded clay aggregates manufactured in Portugal. The main tests were carried out on 5.4 m long beams and on small shear specimens (0.30x0.16x0.48 m), under short term and long term loading. The results from the shear tests were used in theoretical calculation of the beams using finite elements analysis to compute the values that reflect the behaviour of such beams. These values were compared with the values obtained from the tests and the comparison helped to understand the rupture modes and the ductile capacity of the structure.

The main results of this work have indicated that the use of lightweight aggregates instead of normal weight aggregate in concrete can be adopted without loss of structural performance and the balance could be in favour of lightweight aggregate for long term loading.

Índice Geral

1.	Introdução.....	1
1.1.	Enquadramento.....	1
1.2.	Objectivos.....	4
1.3.	Organização da Tese.....	5
2.	Betão de agregados leves.....	7
2.1.	Enquadramento regulamentar e propriedades.....	7
2.2.	Composição e fabrico.....	13
2.3.	Aplicações estruturais de referência.....	18
3.	Estruturas mistas madeira-betão.....	23
3.1.	Revisão bibliográfica.....	23
3.2.	Análise estrutural de estruturas mistas madeira-betão.....	27
3.3.	Enquadramento regulamentar e dimensionamento.....	34
3.4.	Aplicação em reabilitação e reforço de estruturas antigas de madeira.....	40
3.5.	Ligações mistas madeira-betão.....	44
3.6.	Utilização de betão leve nas estruturas mistas.....	52
4.	Caracterização mecânica de ligações mistas madeira-betão – curta duração.....	57
4.1.	Objectivos do ensaio de corte.....	57
4.2.	Descrição do ensaio de corte.....	62
4.3.	Apresentação de resultados e análise.....	64
4.3.1.	Ensaio de referência (de arrancamento).....	64
4.3.2.	Ensaio de corte com parafusos cruzados a 45°.....	69
4.3.3.	Ensaio de corte com parafusos cruzados a 45° com anilha.....	76
4.3.4.	Ensaio de corte com parafusos paralelos a 45°.....	81
4.3.5.	Ensaio de corte com tacos.....	84
4.3.6.	Ensaio de corte com placas denteadas.....	87
4.4.	Conclusões dos resultados dos ensaios de corte.....	89
4.4.1.	Resultados gerais.....	89
4.4.2.	Ligações mistas realizadas com parafusos.....	90
4.4.2.1	Influência do tipo de betão.....	90
4.4.2.2	Influência da existência de camada intermédia.....	98
4.4.2.3	Influência da anilha.....	100
4.4.2.4	Influência do ângulo de colocação dos parafusos.....	101
4.4.2.5	Modelo de comportamento de ligações mistas com parafusos.....	103
4.4.3.	Ligações com tacos colados.....	107
4.4.3.1	Influência do tipo de betão.....	107
4.4.3.2	Influência da espessura do taco e da qualidade da madeira utilizada.....	108
4.4.4.	Ligações com placas denteadas.....	109
4.4.5.	Discussão e conclusões.....	110

5.	Comportamento em flexão de vigas mistas.....	115
5.1.	Descrição do ensaio.....	115
5.2.	Preparação das vigas.....	121
5.3.	Caracterização mecânica da madeira e do betão.....	122
5.3.1.	Madeira.....	122
5.3.2.	Betão.....	126
5.4.	Apresentação e análise dos resultados dos ensaios de flexão.....	128
5.4.1.	Introdução.....	128
5.4.2.	Apresentação geral de resultados.....	130
5.4.3.	Modelo de elementos finitos.....	131
5.4.4.	Parafusos cruzados.....	134
5.4.5.	Parafusos paralelos.....	145
5.4.6.	Tacos.....	156
5.5.	Análises complementares dos ensaios de flexão.....	161
5.6.	Resumo das conclusões dos ensaios de flexão.....	164
6.	Efeitos diferidos em estruturas mistas madeira-betão.....	169
6.1.	Generalidades.....	169
6.2.	Ensaio de corte de longa duração.....	177
6.2.1.	Descrição do ensaio.....	177
6.2.2.	Apresentação e discussão de resultados.....	180
6.2.2.1	Parafusos cruzados sem camada intermédia.....	180
6.2.2.2	Parafusos cruzados com camada intermédia.....	185
6.2.2.3	Parafusos inclinados sem camada intermédia.....	186
6.2.3.	Conclusões.....	187
6.3.	Ensaio de flexão de longa duração.....	189
6.3.1.	Descrição do ensaio.....	189
6.3.2.	Apresentação e discussão de resultados.....	191
6.3.2.1	Tacos.....	191
6.3.2.2	Parafusos cruzados sem camada intermédia.....	194
6.3.2.3	Parafusos cruzados com camada intermédia.....	196
6.3.3.	Conclusões.....	197
7.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	201
7.1.	Aspectos gerais.....	201
7.2.	Conclusões.....	202
7.3.	Desenvolvimentos futuros.....	206
8.	Referências.....	209
ANEXO I -	Ensaio de corte.....	223
ANEXO II -	Ensaio de flexão.....	235

Índice de Figuras

Figura 1 – Diferencial entre os valores de massa volúmica aos 28 dias e após secagem.....	8
Figura 2 – Correlações da resistência à compressão em ensaio de provetes cilíndricos ($\varnothing 15 \times 30$ cm ³) e provetes cúbicos (15x15x15 cm ³) de betão leve. [28, 71, 156]	9
Figura 3 – Espectro de exequibilidade de betões leves [51].	9
Figura 4 – Evolução da resistência à compressão com a idade do ensaio (2 betões leves).....	10
Figura 5 – Coeficiente de fluência de betão de agregados leves [78].	12
Figura 6 – Diagrama bi-linear para o betão de agregados leves [78]......	12
Figura 7 – Evolução da absorção de água em agregados leves de LECA.....	14
Figura 8 – Imagem de um seccionamento de peças de betão leve.	17
Figura 9 – Pavilhão de Portugal da Expo98.	18
Figura 10 – Obras de referência utilizando betão de agregados leves.	19
Figura 11 – Ponte mista madeira-betão na Nova Zelândia, construída em 1970 [34, 121].	25
Figura 12 – Secção transversal da viga mista.....	27
Figura 13 – Troço infinitesimal da viga mista.	28
Figura 14 – Troço da viga mista com escorregamento relativo entre os dois elementos.	30
Figura 15 – Esboço de uma estrutura mista madeira-betão com manutenção de soalho.	41
Figura 16 – Perfis transversais tipo para situações de reabilitação e reforço de pavimentos antigos de madeira.....	44
Figura 17 – Equilíbrio esquemático de forças numa ligação por contacto.....	48
Figura 18 – Relação da força na ligação com o seu módulo de escorregamento.	49
Figura 19 – Esquema da ligação mista tipo cavilha.	50
Figura 20 – Modelo de comportamento de ligações mistas madeira-betão com parafusos [30].	51
Figura 21 – Soluções construtivas para execução de pavimentos.....	53
Figura 22 – Comparação de soluções construtivas para execução de um pavimento.	54
Figura 23 – Limiar das características que tornam o betão leve mais vantajoso que o betão normal.	56
Figura 24 – Parafuso SFS VB 48-7.5x100.....	58

Figura 25 – Parafusos SFS dispostos em paralelo ou cruzados.....	58
Figura 26 – Ligação mista madeira-betão realizada com taco de madeira de azinho colado.....	59
Figura 27 – Placa denteada, tipo WOLF 100 da Wolf Systems.....	60
Figura 28 – Esquema dos ensaios de corte.....	63
Figura 29 – História de carga nos ensaios de corte das ligações [31].....	63
Figura 30 – Esquema do ensaio de arrancamento do parafuso em madeira.....	65
Figura 31 – Esquema do ensaio de arrancamento de parafuso em betão.....	66
Figura 32 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em madeira com penetração parcial (70 mm).....	67
Figura 33 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em madeira com penetração total (100 mm).....	68
Figura 34 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em betão.....	69
Figura 35 – Diagramas força/escorregamento da Série H.....	72
Figura 36 – Diagramas força/escorregamento da Série B.....	73
Figura 37 – Modo de rotura por arrancamento.....	73
Figura 38 – Diagramas força/escorregamento da Série V.....	74
Figura 39 – Diagramas força/escorregamento da Série C.....	74
Figura 40 – Diagramas força/escorregamento da Série Q.....	75
Figura 41 – Diagramas força/escorregamento da Série I.....	76
Figura 42 – Parafusos SFS VB-48-7.5x100 com anilha junto da cabeça e comparação com o perfil original.....	77
Figura 43 – Diagramas força/escorregamento da Série A.....	78
Figura 44 – Diagramas força/escorregamento da Série G.....	79
Figura 45 – Diagramas força/escorregamento da Série D.....	79
Figura 46 – Diagramas força/escorregamento da Série J.....	80
Figura 47 – Diagramas de força/escorregamento em ligações madeira-madeira ensaiadas por Kevarinmaki [90].....	80
Figura 48 – Modo de rotura nos parafusos paralelos a 45°.....	81
Figura 49 – Diagramas força/escorregamento da Série T.....	82

Figura 50 – Diagramas força/escorregamento da Série P.	83
Figura 51 – Diagramas força/escorregamento da Série S.	83
Figura 52 – Diagramas força/escorregamento da Série U.	84
Figura 53 – Diagramas força/escorregamento da Série E.	85
Figura 54 – Diagramas força/escorregamento da Série F.	86
Figura 55 – Modos de rotura na ligação mista por tacos colados à madeira.	86
Figura 56 – Diagramas força/escorregamento da Série M.	88
Figura 57 – Provette misto com ligação em chapas metálicas denteadas.	88
Figura 58 – Diagrama comparativo dos resultados dos ensaios de corte feitos sobre ligações madeira-betão.	89
Figura 59 – Diagramas comparativos da influência da Classe do betão.	91
Figura 60 – Diagramas de força/escorregamento dos ensaios de corte realizados por Selle [52, 134, 142] (<i>ver correspondência na Legenda do Quadro 12</i>).	93
Figura 61 – Diagramas típicos de força/escorregamento dos ensaios de corte realizados por van der Linden [8] (<i>ver correspondência na Legenda do Quadro 13</i>).	96
Figura 62 – Diagrama comparativo entre os resultados de van der Linden e Meierhofer (betão normal) com os provenientes desta tese (betão leve).	97
Figura 63 – Diagramas comparativos dos resultados das séries com e sem camada intermédia.	99
Figura 64 – Diagrama comparativo dos resultados de provetes com ligação por parafusos com e sem anilha.	100
Figura 65 – Diagrama comparativo de resultados em provetes com ligação de parafusos cruzados e em paralelo.	102
Figura 66 – Diagrama comparativo dos resultados em provetes de ligação mista por tacos.	108
Figura 67 – Modos de rotura obtidos na configuração de tacos em ensaios preliminares.	109
Figura 68 – Secção transversal das vigas mistas.	115
Figura 69 – Aplicação da carga nos ensaios de flexão.	117
Figura 70 – Sistema estrutural do ensaio de flexão.	118
Figura 71 – Aparelho de apoio das vigas mistas nos ensaios de flexão de curta duração.	119
Figura 72 – Instrumentação da viga mista.	120

Figura 73 – Vista das vigas mistas com camada intermédia e ligação por parafusos cruzados, antes da betonagem.	121
Figura 74 – Preparação da ligação por tacos colados na viga mista.	122
Figura 75 – Comparação entre os valores do módulo de elasticidade local e global.	123
Figura 76 – Ensaio de módulo de elasticidade nas vigas de madeira lamelada-colada.....	123
Figura 77 – Módulo de elasticidade das vigas lameladas-coladas determinado experimentalmente.	125
Figura 78 – Comparação dos valores de módulo de elasticidade do betão determinados experimentalmente e com os previstos no Eurocódigo 2.	127
Figura 79 – Relação entre a resistência à tracção por ensaio de flexão e resistência à flexão via EC2.....	128
Figura 80 – Diagramas de força-flecha dos ensaios de flexão em vigas mistas.....	130
Figura 81 – Modelo de elementos finitos.....	131
Figura 82 – Comportamento-tipo da ligação para o MEF.....	132
Figura 83 – Diagramas de comportamento para a ligação mista e para a viga mista.....	133
Figura 84 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração H.	135
Figura 85 – Fotografias das vigas da configuração H, após o ensaio.....	137
Figura 86 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração B.	138
Figura 87 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga B24).....	139
Figura 88 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga B24).....	141
Figura 89 – Fotografias do ensaio das vigas da configuração B.	142
Figura 90 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração Q.	142
Figura 91 – Confrontação dos diagramas de deformação obtidos no ensaio e na réplica do modelo numérico com modelos elásticos simplificados.	143
Figura 92 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga Q6).	144
Figura 93 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração V.	145
Figura 94 – Disposição dos parafusos em paralelo numa série com camada intermédia.	146
Figura 95 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração P.....	147

Figura 96 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga P5).	148
Figura 97 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga P5).	149
Figura 98 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração T.	150
Figura 99 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga T17)	151
Figura 100 – Imagem da rotura por tracção e flexão nas Vigas P1, P5, T16 e T17.	152
Figura 101 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração U.	152
Figura 102 – Imagem da rotura da Viga U2 e do escorregamento no topo da Viga S13.	153
Figura 103 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (U11).	153
Figura 104 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração S.	154
Figura 105 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança da madeira (Viga S18).	155
Figura 106 – Modelação numérica da Série S com ajuste ao comportamento real.	156
Figura 107 – Diagramas de força / deformação para as vigas mistas da configuração F.	157
Figura 108 – Diagramas de força / deformação para as vigas mistas da configuração E.	157
Figura 109 – Modos de rotura nas vigas mistas com ligação por tacos colados.	158
Figura 110 – Definição da área de corte na madeira para a ligação mista por tacos colados. ..	159
Figura 111 – Diagramas de força/deslocamento e força/escorregamento na viga mista F35. ..	160
Figura 112 – Confronto de resultados do ensaio das vigas mistas com tacos com betões de diferente qualidade.	161
Figura 113 – Tensões máximas na fibra inferior da madeira na viga mista. Exemplo para dois tipos de ligação (vermelho – parafusos, preto – tacos).	162
Figura 114 – Resumo de resultados dos ensaios de flexão em cada uma das séries.	163
Figura 115 – Relação do módulo de escorregamento da ligação com o módulo de flexão da viga.	164
Figura 116 – Visualização dos efeitos da retracção do betão.	171
Figura 117 – Evolução da retracção e da fluência do betão e da fluência da madeira.	173
Figura 118 – Montagem dos ensaios de longa duração em ligações mistas madeira-betão.	177

Figura 119 – Aplicação de carga nos ensaios de longa duração em ligações mistas madeira-betão.	178
Figura 120 – Esquema de montagem do ensaio de longa duração para os provetes de ligações mistas.....	178
Figura 121 – Ensaios de longa duração em ligações mistas madeira-betão (fotos retiradas de [60, 93, 146]).	179
Figura 122 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série H.	182
Figura 123 - Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série Q.	182
Figura 124 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série I.	183
Figura 125 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista Série B. ...	185
Figura 126 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série P.	186
Figura 127 – Sistema de aplicação de carga nos ensaios de flexão de longa duração.	190
Figura 128 – Medição de deformações na viga mista em ensaio de flexão de longa duração..	191
Figura 129 – Curva experimental do coeficiente de fluência da viga mista F21.	192
Figura 130 – Curva experimental do coeficiente de fluência da viga mista F38.	192
Figura 131 – Curva experimental do escorregamento em cada topo da viga mista F21.....	193
Figura 132 – Curva experimental do escorregamento em cada topo da viga mista F38.....	193
Figura 133 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga H4, juntamente com a previsão obtida nos diversos modelos.	194
Figura 134 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga H10, juntamente com a previsão obtida nos diversos modelos.	195
Figura 135 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga B40, juntamente com a previsão obtida pelos diversos modelos.	196
Figura 136 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga B37, juntamente com a previsão obtida pelos diversos modelos.	197

Índice de Quadros

Quadro 1 – Composição dos betões leves utilizados (em massa).....	16
Quadro 2 – Valores dos coeficientes de redução das acções variáveis, ψ_0 e ψ_2 , segundo a EN1990 [18].....	37
Quadro 3 – Valores dos coeficientes de redução parcial das propriedades mecânicas e resistentes dos materiais, γ_M , segundo as Partes 1 e 2 do Eurocódigo 5.	38
Quadro 4 – Valores de k_{mod} e k_{def} válidos para madeira maciça e madeira lamelada-colada.....	39
Quadro 5 – Alguns tipos de ligações mistas madeira-betão.....	47
Quadro 6 – Sumário das configurações de ensaios de corte utilizadas.....	61
Quadro 7 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e módulo de escorregamento das ligações com parafusos cruzados a 45°.....	71
Quadro 8 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de parafusos com anilha colocados cruzados a 45°.	77
Quadro 9 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de parafusos colocados paralelos a 45°.....	82
Quadro 10 – Valores médios da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de tacos colados.....	85
Quadro 11 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento da ligação da Série M.....	87
Quadro 12 – Ligações mistas com parafusos SFS cruzados e parafusos TIMCO em paralelo [52, 134, 142].	93
Quadro 13 – Resultados obtidos por van der Linden [8, 98] e Meierhofer [146].	97
Quadro 14 – Capacidade de carga por aplicação dos modelos de comportamento.....	106
Quadro 15 – Comparação de custos entre três soluções de ligações mistas.	113
Quadro 16 – Descrição das configurações de ensaios de flexão.....	116
Quadro 17 – Resumo dos resultados dos ensaios de flexão nas vigas mistas.	165
Quadro 18 – Valor da retracção e coeficiente de fluência ao fim de 50 anos.	172
Quadro 19 – Coeficientes de afectação dos coeficientes de fluência efectivos e da retracção efectiva, de acordo com [131].	175

Quadro 20 – Descrição dos valores de coeficiente de fluência medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para as Séries H, Q e I.	184
Quadro 21 – Descrição dos valores de coeficiente de fluência medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para a Série B.	186
Quadro 22 – Descrição dos valores medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para a Série P.	187
Quadro I- 1 – Caracterização do betão leve e da madeira utilizados nos ensaios de corte de curta duração.	223
Quadro I- 2 – Resultados dos ensaios de corte na configuração M.	223
Quadro I- 3 – Resultados dos ensaios de corte na configuração H.	224
Quadro I- 4 – Resultados dos ensaios de corte na configuração U.	225
Quadro I- 5 – Resultados dos ensaios de corte na configuração V.	226
Quadro I- 6 – Resultados dos ensaios de corte na configuração T.	227
Quadro I- 7 – Resultados dos ensaios de corte na configuração S.	228
Quadro I- 8 – Resultados dos ensaios de corte na configuração B.	229
Quadro I- 9 – Resultados dos ensaios de corte na configuração Q.	230
Quadro I- 10 – Resultados dos ensaios de corte na configuração P.	230
Quadro I- 11 – Resultados dos ensaios de corte na configuração J.	231
Quadro I- 12 – Resultados dos ensaios de corte na configuração I.	232
Quadro I- 13 – Resultados dos ensaios de corte na configuração G.	232
Quadro I- 14 – Resultados dos ensaios de corte na configuração D.	233
Quadro I- 15 – Resultados dos ensaios de corte na configuração C.	233
Quadro I- 16 – Resultados dos ensaios de corte na configuração A.	234
Quadro I- 17 – Resultados dos ensaios de corte na configuração F.	234
Quadro I- 18 – Resultados dos ensaios de corte na configuração E.	234
Quadro II- 1 – Caracterização do betão leve e da madeira utilizados nos ensaios de flexão de curta duração.	235

Simbologia

C	esforço de contacto ao longo da interface madeira-betão
D	prefixo para a designação das Classes de Massa Volúmica do betão leve
EA_i	rigidez axial do componente, i
EI_i	módulo de flexão do componente, i
E_{lc}	módulo de elasticidade tangente do betão leve
E_{lcm}	módulo de elasticidade secante do betão leve
$E_{0,g,mean}$	é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo ao fio da madeira lamelada-colada;
$E_{0,l,mean}$	é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo ao fio das lamelas;
F_c	força de compressão
F_v	força de corte
G_k	valor característico das acções permanente
L	vão
LC	prefixo para a designação das Classes de Resistência do betão leve
M	momento flector
N	esforço axial
Q_k	valor característico das acções variáveis
T	esforço de escorregamento ao longo da interface madeira-betão
V	esforço transversal
γ	factor de eficiência da ligação
γ_G	coeficiente de majoração das acções permanentes
γ_M	coeficiente parcial de redução das propriedades do material
γ_Q	coeficiente de majoração das acções variáveis
ϵ_{ca}	retracção autogénea
ϵ_{cd}	retracção de secagem
ϵ_{cs}	retracção total
ϵ_{lc}	extensão de compressão no betão
ϵ_{lc3}	extensão de compressão no betão, num diagrama bi-linear, para uma tensão de f_c
ϵ_{lcu3}	extensão última de compressão no betão leve num diagrama bi-linear
η_E	factor de conversão para determinação do módulo de elasticidade do betão leve
μ	coeficiente de atrito

v	escorregamento
σ_i	tensão no componente, i
φ_i	coeficiente de fluência do componente, i
ψ_0	factor representativo do valor raro das acções variáveis
ψ_2	factor representativo do valor quase-permanente das acções variáveis
f_{ax}	resistência ao arrancamento
f_{lcm}	valor médio da resistência à compressão no betão
f_{lctm}	valor médio da resistência axial à tracção no betão
$f_{lctm,fl}$	valor médio da resistência por flexão à tracção no betão
$f_{t,0,g,k}$	é o valor característico da resistência à tracção paralela ao fio da madeira lamelada-colada;
$f_{t,0,l,k}$	é o valor característico da resistência à tracção paralela ao fio das lamelas;
$f_{m,g,k}$	é o valor característico da resistência à flexão de madeira lamelada-colada;
h_i	dimensão em altura do componente, i
k	rigidez
k_{def}	factor de deformação
k_{mod}	factor de correcção para as classes de serviço e duração das acções
k_s	módulo de escorregamento da ligação em estados limite de utilização
k_{ser}	módulo de escorregamento da ligação em estados limite de utilização
k_u	módulo de escorregamento da ligação em estados limite últimos
s	espaçamento dos ligadores
u	deformação
w	deslocamento vertical

1. Introdução

1.1. Enquadramento

A constante preocupação na procura de soluções construtivas cada vez mais sustentáveis faz prever uma maior utilização da madeira como material estrutural em construções futuras, uma vez que este material revela muitas vantagens de natureza ecológica, conseguindo também ser competitivo economicamente. A combinação da madeira com o betão (o qual tem a vantagem de se moldar no local) pode tornar-se numa solução muito interessante para um número significativo de estruturas.

Num edifício construído e gerido sob uma lógica de desenvolvimento sustentável deve considerar-se a madeira como material construtivo de importância primordial. A valorização da madeira como material de construção torna-se uma alavanca económica para a gestão da floresta e dos seus recursos, com benefícios para o meio ambiente que daí decorrem, nomeadamente na capacidade para a diminuição do efeito de estufa consequência da fixação do CO₂. Para melhor compreensão da importância deste fenómeno, reflecta-se que no crescimento de um 1 m³ de madeira é absorvida 1 tonelada de CO₂ [117].

Na transformação da madeira como material utilizável na construção, os consumos de energias fósseis são significativamente inferiores aos do betão, aço ou alumínio, repercutindo-se novamente numa melhor prestação ambiental e por outro lado implicando uma muito menor dependência dos custos de energia.

Consequentemente, em face dos benefícios deste material e com vista à sua preconização e implantação, torna-se fundamental o domínio das suas propriedades mecânicas e físicas. Do ponto de vista da utilização da madeira para estruturas, o desenvolvimento de novas técnicas constitui um ensejo para a sua valorização. A associação dos dois materiais, madeira e betão, surge como uma tecnologia bastante promissora.

Em Portugal, uma percentagem muito significativa do parque imobiliário tem mais de 50 anos e o seu estado aparente de degradação é evidente, acarretando custos de vária ordem, mormente por perda de funcionalidade e risco de ruína. Por outro lado, também pelo facto do território nacional se encontrar numa zona de risco sísmico elevado, a reabilitação e o reforço dessas estruturas é neste momento um imperativo nacional. Um

factor importante será o emprego de técnicas que permitam minimizar as perturbações introduzidas nos edifícios, preservando as estruturas existentes, conforme é preconizado pelas entidades que superintendem o património arquitectónico classificado português [99].

As estruturas mistas madeira-betão representam por isso uma técnica de construção aplicada em construções novas e existentes, tendo em vista o aumento da rigidez e da capacidade de carga da estrutura existente de madeira. Esta técnica consiste em ligar uma estrutura de madeira a uma lâmina de betão, através de um dispositivo de ligação (parafusos, cavilhas, entalhes, colagem directa, etc.). Ao ligar estes dois componentes, atinge-se um comportamento composto, aumentando o desempenho da utilização de cada um dos materiais caso trabalhassem isoladamente.

Este sistema estrutural recolhe inúmeros benefícios comparativamente à estrutura simples de madeira. Em primeiro lugar, a possibilidade de manter a estrutura original, com um significado já descrito atrás, e, por outro lado, capaz ainda de lhe introduzir maior capacidade de carga e diminuição das deformações e vibrações verticais. Ao dotar a nova estrutura de maior rigidez também no seu plano, permite-lhe actuar como diafragma rígido, o que assegurando uma eficiente ligação à estrutura de suporte lateral, aumenta significativamente a resistência ao sismo do edifício na globalidade. Outras vantagens ocorrem também pela diminuição das vibrações no pavimento, melhor comportamento sob a acção do fogo e melhoria das condições acústicas.

Em relação a uma estrutura tradicional de betão armado as vantagens têm enfoque na diminuição do peso próprio e na possibilidade de utilização do pavimento de madeira como cofragem perdida para a nova estrutura.

Não obstante os méritos indiscutíveis das estruturas mistas madeira-betão, existem ainda alguns problemas por resolver, os quais podem contribuir como limitação para a maior difusão desta tipologia estrutural. Desde logo, um maior domínio na previsão do comportamento da ligação mista, pois reside neste componente uma parcela significativa dos custos associados a esta técnica e a definição do grau de interacção entre a madeira e o betão no sistema misto.

A adopção de betão de agregados leves em estruturas mistas madeira-betão surge assim numa opção evidente como tópico de investigação e desenvolvimento de bastante interesse e actualidade em Engenharia de Estruturas.

A utilização de betão de agregados leves em alternativa ao betão normal permite a diminuição do peso próprio da estrutura e das cargas nos elementos de suporte, o que consequentemente, faz diminuir as respectivas dimensões, mas sobretudo diferencia esta técnica para utilização em edifícios em que as paredes de suporte não possuam adequada estabilidade ou capacidade de carga, como são exemplo, em Portugal, as construções antigas em alvenaria e na América do Norte, a tradicional construção em madeira (*light frame construction*). A diminuição da massa volúmica do betão com utilização de agregados leves requer algumas preocupações, sobretudo relativamente à experiência existente em estruturas mistas madeira-betão com betão normal, como sejam os modos de rotura nas ligações e o comportamento diferido nas vigas em flexão.

Para além das vantagens de índole estrutural, apresentam também um melhor desempenho face à acção do fogo e de comportamento acústico [158, 156]. Além disso, o seu menor peso em relação ao betão normal facilita o transporte e manuseamento das peças pré-fabricadas.

O programa de investigação levado a cabo no âmbito desta tese procurou avaliar diversos aspectos do comportamento da estrutura em flexão e da ligação ao corte, com solicitações de carga estática de curta duração e de longa duração, utilizando para tal dois tipos de betão caracterizados por uma resistência média à compressão de 20 e 30 MPa com massas volúmicas após estufa inferiores a 1400 e 1600 kg/m³, respectivamente. Na ligação mista foram adoptadas várias soluções que possibilitam a existência de comportamentos e funcionamentos distintos, como são os dispositivos metálicos (parafusos e placas denteadas) ou os tacos colados à viga de madeira. O perfil de secção transversal estudado corresponde a uma viga em T, incluindo como alternativa a presença de camada intermédia entre a madeira e o betão, simulando por exemplo, a situação de reabilitação de estrutura existente, com soalho.

Decorrente da necessidade de fabricar betão leve em Laboratório, surge a oportunidade de se estudar a utilização de um agregado produzido em Portugal a partir de argila expandida, a LECA[®], como agregado de base ao fabrico do betão estrutural de agregados leves. Apesar de existirem algumas obras em Portugal utilizando betão estrutural com agregados de LECA, na literatura não se encontram muitas referências a este respeito. Tão pouco parece haver nas empresas de construção experiência consolidada na sua produção e utilização. Consequentemente, este aspecto foi também tido em conta no programa experimental, para que a aplicação a casos reais pudesse ser

efectiva uma vez que os betões fabricados para o efeito atingem prestações mecânicas bastante interessantes à luz da experiência portuguesa.

A investigação em estruturas de madeira e em particular o tema das estruturas mistas madeira-betão tem no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra um enquadramento mais alargado, fruto da existência de mais investigadores na área, que tem permitido a participação em diversos projectos de investigação científica, desenvolvimento tecnológico e aplicação desta tecnologia em casos reais, proporcionando a cooperação também com Instituições e Indústrias ao nível nacional e internacional.

1.2. Objectivos

Face ao exposto, considerou-se pertinente o estabelecimento de um programa de investigação tendo por objectivo central a avaliação das condições de utilização de betões de agregados leves em estruturas mistas madeira-betão.

O estudo, aqui apresentado, foi produzido segundo uma abordagem essencialmente experimental, ao longo da qual foi realizado um número significativo de ensaios em laboratório. Porém, para além da componente experimental, recorreu-se ao desenvolvimento de alguns modelos numéricos com base em software comercial de elementos finitos, tendo em vista auxiliar e complementar a análise dos resultados e dos fenómenos observados nos ensaios efectuados.

Assim, esta tese visa aprofundar os conhecimentos existentes sobre estruturas mistas madeira-betão, com especial destaque para a utilização de betão de agregados leves, resumindo os objectivos, de uma forma sintética nos seguintes pontos:

- i) Caracterização mecânica de ligações mistas (resistência, módulo de escorregamento e capacidade de deformação);
- ii) Adequação dos modelos expostos no Eurocódigo 5, para previsão do comportamento global da estrutura mista e da capacidade de carga de ligações mistas com parafusos;
- iii) Influência da Classe do betão no desempenho da ligação mista, bem como da estrutura global;

- iv) Importância da presença de camada intermédia entre o betão e a madeira na estrutura mista e na respectiva ligação;
- v) Capacidade de redistribuição de esforços e plasticidade da estrutura mista;
- vi) Calibração de um modelo de elementos finitos para análise global de estruturas mistas;
- vii) Obtenção de coeficientes de fluência para ligações mistas;
- viii) Compreensão da importância dos efeitos da retracção e da fluência de cada componente no comportamento diferido global da estrutura.

Em consequência da extensão do programa experimental, muitas situações relevantes de carácter estrutural não foram abordadas, como por exemplo o comportamento dinâmico destas estruturas.

Na conclusão deste trabalho fica explícito o domínio de aplicação de betão de agregados leves em estruturas mistas madeira-betão, bem como as circunstâncias que podem diferenciar a sua utilização em relação à experiência existente com betão normal.

Complementarmente ao trabalho de fundo realizado em estruturas mistas madeira-betão, a adopção de betão de agregados leves implicou também a realização de estudos de composição desse tipo de betão, os quais representam, em face do tempo dispendido e dos resultados obtidos, um contributo interessante para a especificação do agregado de LECA em betão estrutural.

1.3. Organização da Tese

A estrutura da tese comporta 7 Capítulos, nos quais se inclui inicialmente uma fase descritiva e introdutória ao tema das estruturas mistas madeira-betão, dando algum ênfase ao material betão leve por ter sido, ele próprio, alvo de um desenvolvimento mais detalhado, como foi já referenciado. Numa segunda fase deste documento é apresentado o programa experimental, respectivos resultados e correspondentes análises. Por fim faz-se uma resenha do trabalho desenvolvido e uma exposição das respectivas conclusões.

Assim no primeiro capítulo da tese é feita uma introdução ao tema da tese através de um enquadramento temático e são clarificados os objectivos da tese.

No segundo capítulo, é dada especial atenção à descrição das propriedades do betão de agregados leves em consonância com a actual versão do regulamento europeu para estruturas de betão. A composição e a metodologia recomendada para o fabrico de betões de agregados leves é abordada neste capítulo, incluindo aqui as composições dos betões leves utilizados nas vigas e nas ligações mistas do programa experimental.

Ao terceiro capítulo reserva-se uma exposição mais detalhada sobre o tema das estruturas mistas madeira-betão, incluindo algumas referências ao estado da arte sobre este assunto e compilando alguns dos desenvolvimentos mais recentes ao nível das tipologias de ligação mista. Este capítulo inclui também a adaptação às equações conhecidas para a linha elástica de uma viga mista de interacção parcial, considerando agora a existência de camada intermédia.

O quarto capítulo refere-se aos ensaios de corte nas ligações mistas, descrevendo-se e analisando-se os resultados obtidos e tecendo-se comparações com resultados em ligações idênticas realizadas em betão normal.

No capítulo seguinte, apresentam-se os resultados dos ensaios de flexão, complementados com modelações numéricas de elementos finitos.

A última tarefa do programa de investigação, encontra-se descrita no sexto e penúltimo capítulo, onde são apresentados os ensaios e respectivos resultados para o comportamento diferido registado nas ligações e nas vigas mistas.

No sétimo e último capítulo sintetizam-se os principais desenvolvimentos obtidos com a tese para o estado da arte nas estruturas mistas madeira-betão, e tecem-se as conclusões finais do trabalho. Referem-se também alguns aspectos que se considera importantes para desenvolvimentos futuros.

Após as referências bibliográficas, podem encontrar-se dois anexos, onde se inclui o resultado dos ensaios de corte de todos os provetes em cada uma das séries, de acordo com a informação definida pela Norma EN 26891 [31], bem como as características dos materiais, madeira e betão, utilizados nos ensaios de corte e de flexão.

2. Betão de agregados leves

2.1. Enquadramento regulamentar e propriedades

Habitualmente, a designação de betão leve é utilizada para identificar betões com estrutura porosa e com massa volúmica inferior à dos betões normais, incluindo assim os betões de agregados leves, os betões celulares e alguns betões sem finos.

A definição de betão leve no âmbito da NP EN 206-1 [71], refere-se a um betão leve estrutural cuja massa volúmica, após secagem em estufa, está compreendida entre 800 kg/m³ e 2000 kg/m³ e que é produzido com agregados que são, pelo menos em parte, agregados leves.

A este propósito o Eurocódigo 2 e a NP EN 206-1 estabelecem um quadro de classes de resistência entre LC8/9 e LC80/88 e classes de massa volúmica entre D1,0 e D2,0.

A determinação da massa volúmica do betão para atribuição da respectiva classe é efectuada em referência à Norma EN 12390-7 [84], correspondendo a valores no betão após secagem, isto é, depois de subtrair ao betão toda a água excedente do processo de hidratação do cimento. De acordo com a experiência obtida ao longo deste trabalho, e de acordo com outros investigadores [155, 156], estima-se em 60 a 120 kg/m³ o diferencial entre a massa volúmica do betão fresco e a sua massa volúmica após secagem. A Figura 1 apresenta precisamente os resultados obtidos com alguns dos provetes analisados no âmbito deste programa de investigação.

Na resistência à compressão é possível a obtenção de betões com valores comparáveis aos do betão normal, geralmente recorrendo a um maior consumo de ligante [155], apesar de ser claro que a massa volúmica dos agregados é o factor de controlo da resistência à compressão do betão leve. Este facto relaciona-se com o mecanismo de resistência dos betões leves, o qual depende da resistência da matriz e do seu efeito de arco sobre os agregados [45]. Com a experiência obtida neste trabalho, utilizando agregados de LECA[®], é possível afirmar que a resistência à compressão fica limitada a valores na ordem dos 30 MPa. Contudo, será possível atingir valores muito superiores, recorrendo a outros agregados leves, como foi o caso, utilizando o agregado ARLITA F5[®], com o qual se atingiu uma resistência à compressão de 70 MPa com uma massa volúmica a rondar os 1800 kg/m³, num trabalho vencedor do Concurso PSI (concurso

para a construção de um pilar mais resistente ao sismo), realizado no âmbito do Encontro Nacional de Betão Estrutural 2002 (*resultado não publicado*).

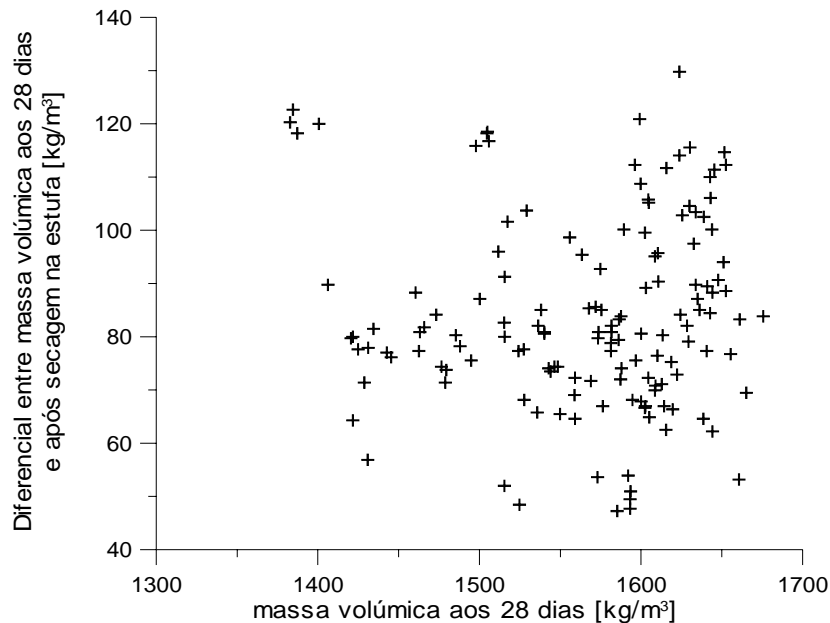


Figura 1 – Diferencial entre os valores de massa volúmica aos 28 dias e após secagem.

Na diversa bibliografia consultada não foi possível encontrar uma relação da resistência à compressão obtida em provetes cilíndricos e provetes cúbicos, específica para betões de agregados leves, uma vez que, como se pode apurar da NP EN 206-1 ou do próprio Eurocódigo 2, a relação existente para betões de massa volúmica normal não é aplicável. Somente Virlogeux [156] cita outro autor apontando uma relação constante de 0,92, referindo contudo que, aquela relação é inferior no caso dos betões de agregados leves. A Figura 2 ilustra essa relação, com base em Virlogeux e numa regressão partindo dos valores apresentados nas classes de resistência.

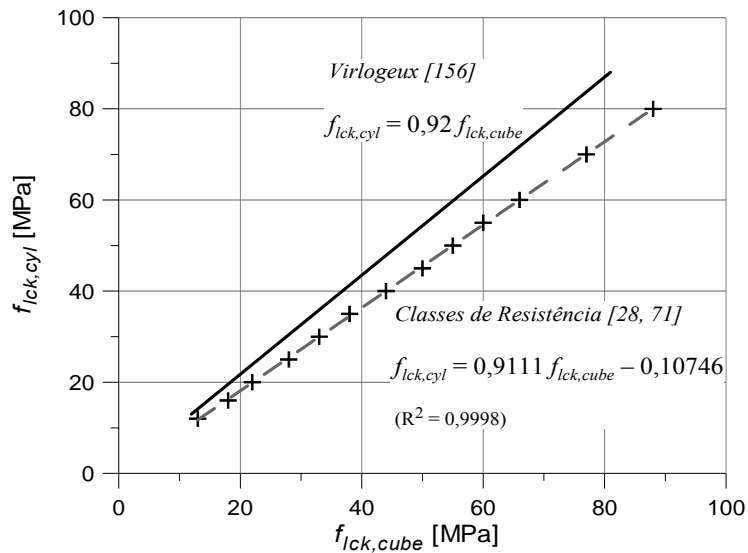


Figura 2 – Correlações da resistência à compressão em ensaio de provetes cilíndricos ($\phi 15 \times 30$ cm³) e provetes cúbicos (15x15x15 cm³) de betão leve. [28, 71, 156]

Como fica claro pela observação e compreensão da estrutura física dos betões de agregados leves, a sua resistência à compressão depende em grande medida das características físicas e mecânicas dos agregados. A Figura 3 apresenta uma ideia do espectro de betões leves executáveis em função das suas resistências e massa volúmica.

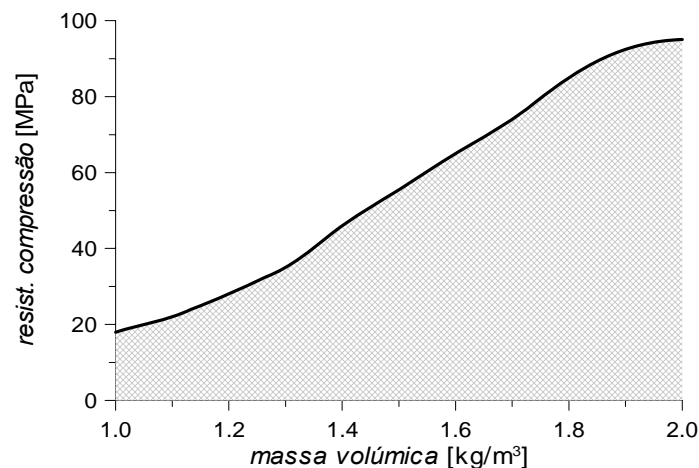


Figura 3 – Espectro de executabilidade de betões leves [51].

No que se refere à evolução da resistência no tempo, a Figura 4 reporta os resultados obtidos em dois tipos de betão de agregados leves de argila expandida de LECA. Através dos resultados obtidos foi possível confirmar algumas referências da bibliografia [46, 54] e observar que os betões leves têm um maior coeficiente de endurecimento nas primeiras idades relativamente aos betões normais, o que se explica pela importância das propriedades do cimento [133]. Com o tempo, este efeito é

esbatido e os betões leves apresentam então um gradiente inferior de endurecimento, uma vez que não conseguem mobilizar resistência através dos agregados.

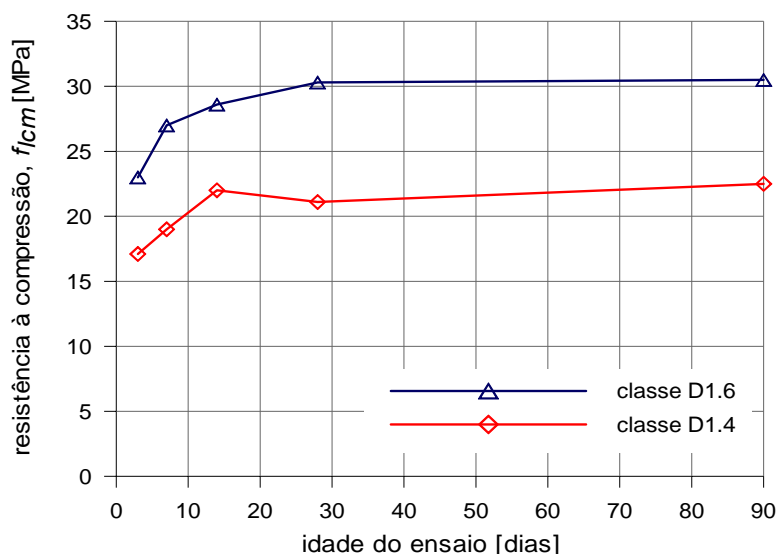


Figura 4 – Evolução da resistência à compressão com a idade do ensaio (2 betões leves).

Relativamente aos valores de resistência à tracção, em comparação com betões normais da mesma resistência à compressão, os betões leves apresentam segundo o Eurocódigo 2 [78] valores inferiores, com uma redução em função da massa volúmica de 64%, 72% e 80% para betões das classes de massa volúmica D1,2, D1,4 e D1,6 respectivamente.

Ensaio realizado sobre peças de betão armado com betão de agregados leves, mostram a necessidade de afectar a resistência à tracção do referido factor de redução.

Contudo, é referido por diversos autores [51] que a resistência à tracção, determinada por qualquer dos métodos de ensaio, apresenta valores idênticos, ou apenas ligeiramente inferiores, aos obtidos em betões de massa volúmica normal com a mesma resistência à compressão. A razão fundamental para a redução preconizada, a qual é partilhada por regulamentos mesmo fora do espaço europeu [53], assenta no facto da resistência à tracção ser usada como parâmetro de previsão em estados limite últimos da resistência de peças de betão armado.

O módulo de elasticidade do betão depende das quantidades relativas de pasta e agregados e dos respectivos módulos de elasticidade [1]. Por este motivo, o módulo de elasticidade em betões de agregados leves é inferior ao valor correspondente para betões normais com a mesma resistência à compressão, havendo um coeficiente, η_E , que permite relacionar os dois (Equação (1)):

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (1)$$

onde ρ é a massa volúmica do betão leve, em kg/m^3 .

Assim, assumindo a equação apresentada por Virlogeux (Figura 2), podemos traduzir as expressões propostas no Eurocódigo 2 para a determinação do módulo de elasticidade do betão leve, E_{lcm} , partindo directamente do valor médio da resistência à compressão do respectivo betão em provetes cúbicos, f_{lcm} , Equação (2).

$$E_{lcm} = 22(0,092f_{lcm})^{0,3} \eta_E \quad (2)$$

Os mecanismos de previsão dos efeitos diferidos no betão leve são ainda mais complexos do que os anteriores e carecem ainda de investigação, conforme se reconhece no desenvolvimento dos regulamentos [54].

A experiência actual parece indicar que o gradiente de retracção do betão leve é, numa primeira fase, inferior ao do betão normal, havendo posteriormente uma inversão nesta tendência. De qualquer forma, as extensões totais de retracção do betão leve, muito dependentes do tipo de agregado e do seu teor de água inicial, excedem normalmente as extensões de retracção de um betão normal da mesma resistência à compressão. Os valores podem ser até 50% superiores.

A abordagem do Eurocódigo 2 a este respeito divide a origem da retracção do betão em duas parcelas: retracção por secagem e retracção autogénea. A retracção por secagem é obtida multiplicando a extensão de retracção por secagem do betão normal, ε_{cd} , por um coeficiente de afectação, η_3 , que toma o valor de 1,5 para classes de resistência até LC16/20 e 1,2 para os betões das classes superiores. Em contrapartida, a retracção autogénea do betão normal é superior à obtida em betão de agregados leves. Esta diferença deve-se ao facto de os agregados leves, devido à sua capacidade de absorção de água durante o processo de fabrico, poderem dispensar posteriormente parte dessa água para o processo de endurecimento do betão. Nesta circunstância, os agregados de LECA devido à sua excessiva porosidade, desagravam os valores de retracção do betão leve.

O coeficiente de fluência em betões de diferentes tipos de agregados leves apresenta uma dispersão de cerca de 20% entre os resultados obtidos experimentalmente relativamente aos previstos nos regulamentos, dados os inúmeros factores que podem

influenciar a sua determinação. Não obstante, na Figura 5 pode observar-se as diferenças obtidas para betão de agregados leves em diversas condições em confronto ainda com o coeficiente de fluência previsto para um betão convencional.

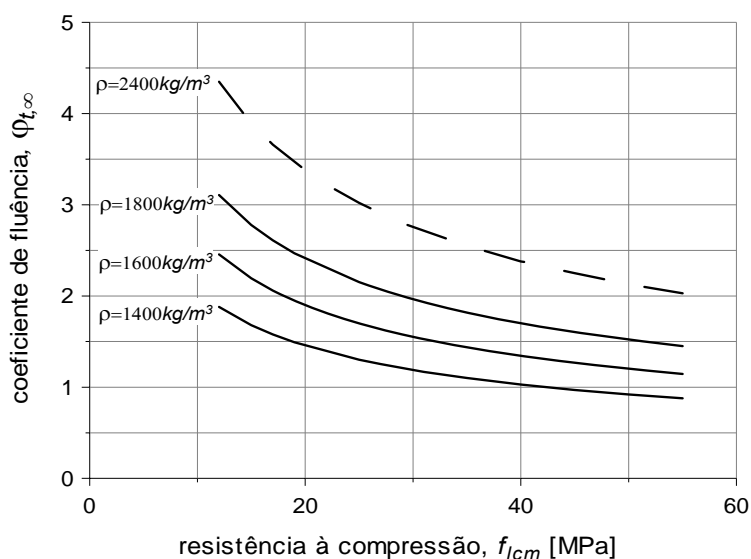


Figura 5 – Coeficiente de fluência de betão de agregados leves [78].

A curva tensão-extensão de um betão leve tende a possuir o mesmo andamento da curva homóloga para um betão normal, embora tendo um módulo de elasticidade e ductilidade após cedência inferiores. Estes dois parâmetros serão tanto mais influentes quanto menores forem a resistência à compressão e a massa volúmica, conforme se observa da Figura 6 para o diagrama bi-linear simplificado de tensão-extensão do betão em compressão.

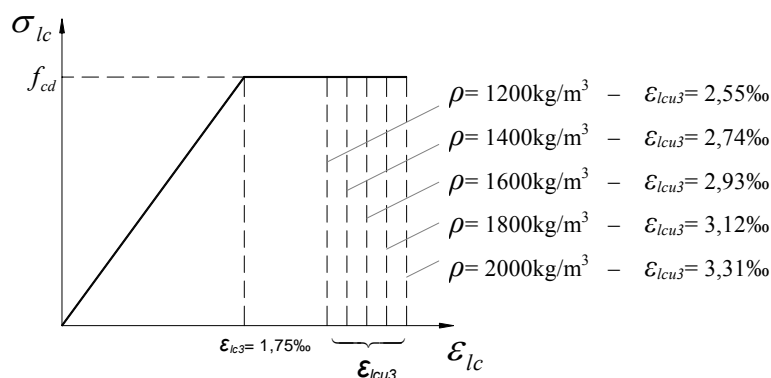


Figura 6 – Diagrama bi-linear para o betão de agregados leves [78].

Em termos de durabilidade, numerosos casos de sucesso de exposição a ambientes extremamente agressivos, como é o exemplo da localização em ambiente marítimo,

comprovam as suas excelentes características. Pese embora os agregados terem grande porosidade, a durabilidade do betão não é afectada quando a matriz envolvente aos agregados é de grande qualidade. Alguns estudos referem mesmo que, sendo a matriz de grande qualidade, a porosidade dos agregados pode influenciar positivamente a permeabilidade ao oxigénio e a absorção capilar [155].

De particular interesse para a adopção de betão leve nas estruturas mistas madeira-betão são as propriedades de isolamento acústico, bem como o seu comportamento face à acção do fogo.

O isolamento que um material assegura aos sons aéreos relaciona-se directamente com a sua massa volúmica. No entanto, relativamente ao isolamento de sons de impacto, o comportamento dos betões leves é superior, uma vez que a estrutura porosa dos agregados leves amortece as vibrações, conseguindo um isolamento efectivo.

Os betões leves estruturais são em geral mais resistentes ao fogo que a generalidade dos betões, devido à acção combinada de três factores importantes: menor condutibilidade térmica, menor coeficiente de dilatação térmica e grande estabilidade dos agregados para temperaturas até 1200° [46, 156].

2.2. Composição e fabrico

O estudo das composições com vista à produção de betão leve, teve como princípios orientadores a necessidade de obter diversos betões leves estruturais de características físicas e mecânicas distintas, inserindo-os em diferentes classes de resistência à compressão e classes de massa volúmica, de tal forma que fosse possível cumprir os objectivos do programa experimental.

Os materiais adoptados para a produção dos betões neste estudo foram, para além da água, agregados leves de argila expandida, uma areia siliciosa, um ligante hidráulico (cimento Tipo I 52,5R) e um adjuvante super plastificante.

Como agregados leves de argila expandida, usou-se o agregado de produção nacional com a designação comercial de LECA[®]. Num contexto de inexistência de experiência consolidada no fabrico de betões estruturais com este agregado, a opção pela utilização do agregado nacional de LECA teve em vista a produção de informação técnica e científica, nomeadamente sobre o seu potencial relativamente às características físicas e

mecânicas, composição e métodos de fabrico. Esta escolha, em detrimento de outro agregado disponível comercialmente em Portugal, de origem espanhola, com a designação comercial de ARLITA[®] veio precisamente no sentido de colmatar o relativo desconhecimento dos betões de LECA[®]. Efectivamente, a informação disponível na bibliografia e comprovada em ensaios realizados no âmbito deste trabalho, permitiram concluir que os agregados de ARLITA, por via essencialmente da sua maior resistência à compressão, conduziam a valores de resistência à compressão superiores aos valores possíveis pela utilização do agregado de LECA.

As propriedades intrínsecas mais relevantes dos agregados leves de argila expandida, são a baixa resistência à compressão, a baixa massa volúmica e a alta permeabilidade.

No que respeita aos estudos de composição, para além da análise granulométrica e massa volúmica, a propriedade mais relevante é a sua capacidade de absorção de água. A Figura 7 apresenta a evolução da quantidade de água absorvida ao longo do tempo, nas primeiras 24 horas, pela realização de ensaio em laboratório pela imersão em água à temperatura ambiente.

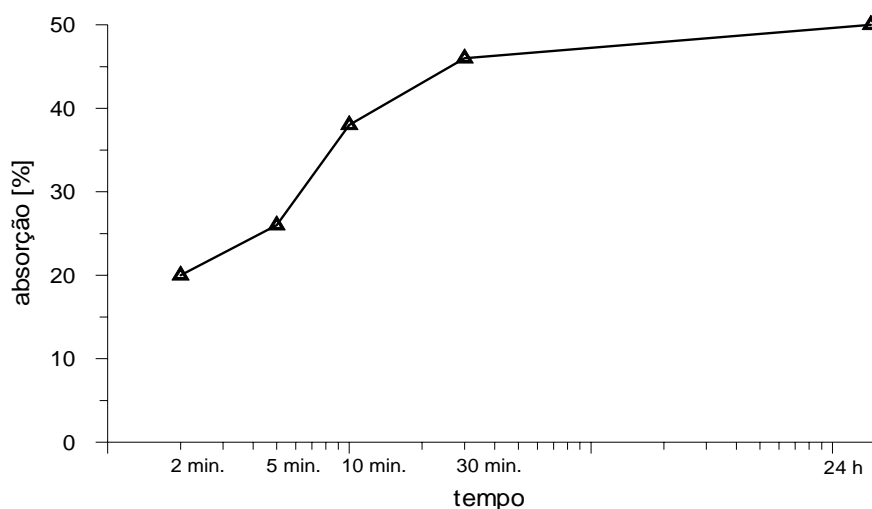


Figura 7 – Evolução da absorção de água em agregados leves de LECA.

O cimento utilizado, Tipo I 52,5 R, da SECIL (fábrica do Outão) foi escolhido pelo facto da sua classe de resistência permitir o fabrico de um betão de elevada resistência à compressão e, além disso, se encontrar disponível no mercado nacional [133].

O adjuvante adoptado, um super plastificante de terceira geração, VISCOCRETE[®]-3000 fabricado pela SIKA [137], permitiu a redução da relação A/C, mantendo uma

consistência suficientemente fluida para que não exista uma segregação demasiadamente pronunciada dos agregados leves.

Os métodos de formulação das composições de betões de agregados de massa volúmica normal podem ser utilizados no caso dos betões de agregados leves, tendo somente em consideração as especificidades do tipo de agregados e a sua influência em algumas características do betão, nomeadamente a consistência, a massa volúmica e a resistência.

Assim sendo, o método utilizado foi o das curvas de referência de Faury, o qual está amplamente difundido na bibliografia e experiência portuguesa [35, 102, 103].

O cálculo das composições foi efectuado considerando os agregados leves com teor de água igual a zero, tendo sido, contudo, realizadas as amassaduras com os agregados quase saturados, considerando para tal um acréscimo de água suficiente para ser absorvida pelos agregados em 30 minutos. Esta opção, resulta da necessidade de controlar a quantidade de água na amassadura, por via da grande capacidade de absorção dos agregados, os quais, após a mistura e durante o processo de endurecimento do betão fresco, vão reter água necessária a uma melhor hidratação do cimento. A definição do valor de 30 minutos decorre da análise ao diagrama da Figura 7, observando-se que existe como que uma inflexão ao fim desse período, tornando-o um valor razoável.

Refira-se, a este propósito, que este facto se traduz em benefício do aumento das resistências do betão, uma vez que, criando-se as condições para a existência de água no interior do betão, permite-se uma cura mais eficiente [155].

Após a realização de numerosas amassaduras experimentais foi decidida a adopção de 3 composições de base para a prossecução do trabalho experimental, expostas no Quadro 1. Neste Quadro 1, a quantidade de água apresentada corresponde ao somatório da água que os agregados absorvem em 30 minutos com a água que reage com o cimento.

Quadro 1 – Composição dos betões leves utilizados (em massa).

	BAL I	BAL II	BAL III
Cimento	500	500	500
Areia	586	326	472
LECA 3/8F	–	185	152
LECA 2/4	234	63	67
LECA 0/2	49	49	49
Adjuvante	12,5	12,5	12,5
Água	204	209	204

As amassaduras experimentais para definição das composições base, bem como as restantes para fabrico dos provetes de ligações mistas e vigas mistas, foram efectuadas em misturadoras de eixo horizontal. Esta opção justifica-se dado que, nas misturadoras de eixo vertical, os agregados leves são esmagados pelas pás contra a parede do tambor.

A trabalhabilidade do betão foi medida pelo abaixamento no cone de Abrams [71], tendo-se verificado sempre um abaixamento superior a 18 cm, o qual corresponde às exigências iniciais, por se tratar de uma consistência usual na produção de betão pronto para bombagem.

Na fabricação de provetes e de protótipos de vigas mistas foi usado o vibrador de agulha, o qual se mostrou eficiente, como prova a excelente homogeneidade na distribuição dos agregados leves na Figura 8. Este aspecto é de primordial importância na produção de betão de agregados leves, uma vez que, pela sua baixa massa volúmica, estes são bastante susceptíveis à segregação. Este problema foi controlado em duas fases: na composição e na vibração. Na composição, as dosagens mais elevadas do que o normal em finos (cimento) e em super plastificante, conduzem a uma mistura que, para a mesma trabalhabilidade que um betão normal, apresenta uma maior viscosidade. Relativamente ao processo de vibração, este foi calibrado em diversas amassaduras experimentais, de forma a decorrer com uma duração e frequência de vibração compatíveis com o tipo de betão em causa.

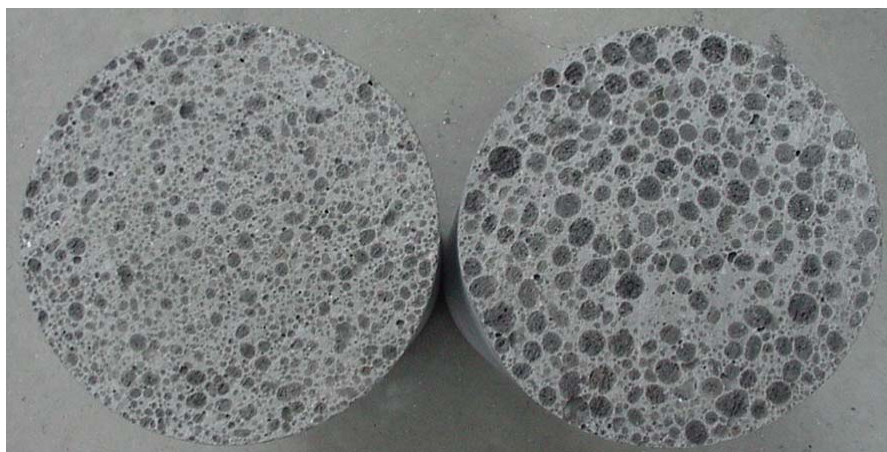


Figura 8 – Imagem de um seccionamento de peças de betão leve.

As características físicas e mecânicas dos tipos de betão apresentados no Quadro 1 têm (sem prejuízo de informação mais detalhada fornecida para cada amassadura) os seguintes valores de referência: BAL I – $f_{cm}=30\text{MPa}$, D1,6; BAL II – $f_{cm}=20\text{MPa}$, D1,4; BAL III – $f_{cm}=20\text{MPa}$, D1,6.

No que se refere à colocação em obra de betão leve através de bombagem, a norma ENV 13670-1 [85] estabelece que este tipo de operação deve ser precedido de análise específica da influência da bombagem na resistência final do betão endurecido, isto é, deve verificar-se se a resistência do betão fornecido através de bombagem tem uma resistência à compressão não inferior a 90% dos valores esperados sem bombagem. O caso português correspondente à obra do Pavilhão de Portugal na Expo98, realizada em 1997 em Lisboa, é referido internacionalmente como um caso de sucesso a este respeito [47]. Refira-se que se utilizou precisamente agregados de LECA.

A utilização de uma maior quantidade de finos, maior dosagem de cimento e recurso ao agregado fino de LECA (LECA 0/3[®]), bem como uma maior dosagem de adjuvante super plastificante, favorece uma maior lubrificação na operação de bombagem do betão leve para colocação em obra. As elevadas pressões, consequência da operação de bombagem, induzem a uma ainda maior absorção de água por parte dos agregados leves, razão pela qual dois factores devem ser tidos em conta na composição e fabrico do betão: molhagem prévia dos agregados e adopção de agregados menos grossos, de forma a reduzir a quantidade de água absorvida durante o processo de bombagem.

Desta forma, podemos dizer que o betão, aqui designado por BAL I, cumpre todos os requisitos prévios para um bom desempenho numa colocação em obra por bombagem,

sem prejuízo evidentemente de uma análise mais cuidada a este respeito em consonância com o exposto na norma ENV 13670-1.

2.3. Aplicações estruturais de referência

Os exemplos de aplicação de betões leves, nomeadamente de alta resistência, ocorrem nos mais diversos tipos de estruturas, tais como: plataformas petrolíferas, pontes cais flutuantes, pontes, edifícios de grande altura e reforço de estruturas existentes, dando relevo ao potencial deste tipo de betão estrutural para o desempenho da estrutura nas fases de projecto, de construção e durante a vida útil da estrutura.

Genericamente, as propriedades mais relevantes dos betões leves são a durabilidade e a massa volúmica, ou até, em situações mais particulares, as propriedades térmicas, como sejam a condutibilidade térmica e a dilatação térmica.

Em Portugal, a obra emblemática na utilização de betão leve, foi o já referido Pavilhão de Portugal na Expo98 em Lisboa (Figura 9). A estrutura em betão leve era composta por uma membrana parabólica com 20 cm de espessura e uma dimensão em planta de 65x50 m², suspensa por cabos de aço ancorados lateralmente em paredes de contraforte. O betão utilizado, 750 m³, possuía uma resistência característica à compressão de 30 MPa e uma massa volúmica de 1835 kg/m³ antes da bombagem [47, 144].



composição [kg/m ³]	
cimento, 42.5R	420
silica de fumo	15
cinzas volantes	100
areia (1,5-2,5mm)	587
areia (0-1,5mm)	251
LECA 2-4	234
água	218
superplastificante	8

Figura 9 – Pavilhão de Portugal da Expo98.

A Figura 10 apresenta um mosaico de fotografias de aplicações práticas relevantes de betão leve.

Na construção de edifícios de grande altura, outra obra com aspectos inovadores decorrentes da utilização de betão leve sucedeu na África do Sul na construção da sede

do Standard Bank (Figura 10-1), na qual foi possível realizar um projecto em que os pisos se encontram em consola sobre um núcleo resistente central e suspensos por tirantes nas extremidades. Esta solução permitiu a abolição de pilares, não só nos pisos, mas sobretudo ao nível do rés-do-chão, que era o grande objectivo do projecto.

Outra aplicação semelhante à pala do Pavilhão de Portugal da Expo98 ocorreu na estrutura da cobertura da aerogare do Aeroporto Internacional de Washington (EUA), a qual constituiu à época uma das estruturas mais marcantes do betão estrutural arquitectónico, com um vão livre de 195 metros (Figura 10 – 2 e 3). O betão possuía uma massa volúmica de 1760 kg/m^3 para uma resistência à compressão de 28 MPa, tendo sido colocado em painéis pré-fabricados suspensos em cabos de pré-esforço ancorados nos pilares laterais em betão armado normal.

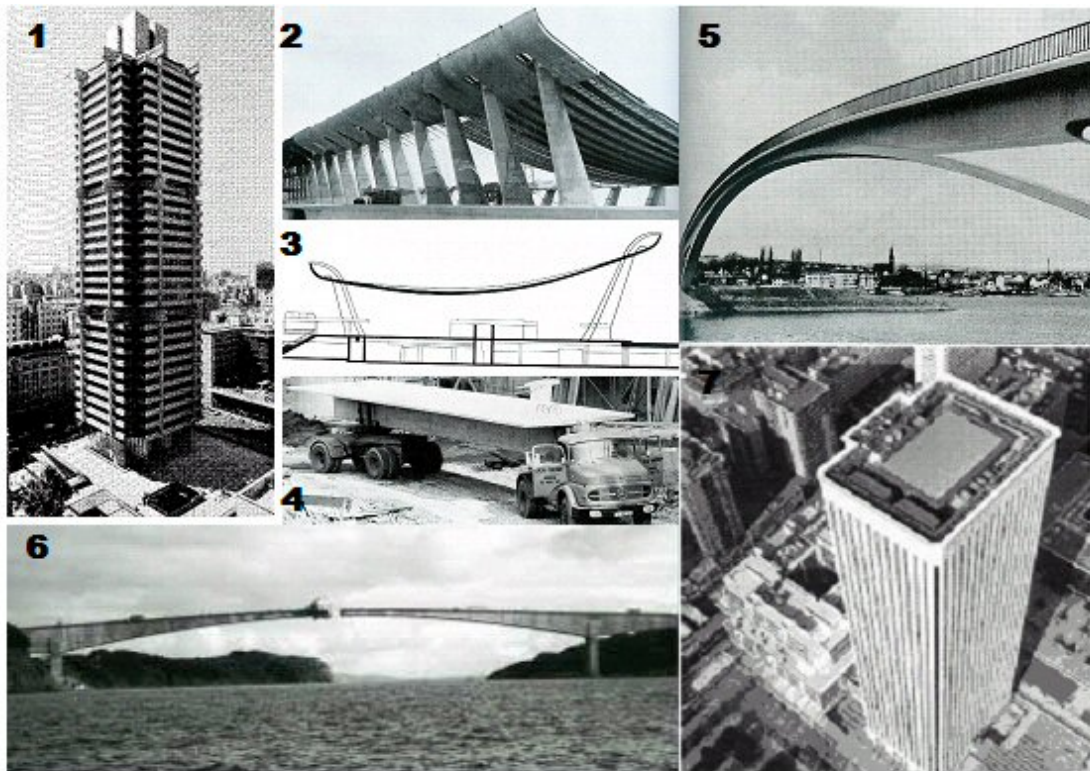


Figura 10 – Obras de referência utilizando betão de agregados leves.

Na construção de pontes, existem inúmeras referências de sucesso na utilização de betão leve, devido aos mais variados aspectos. Em dimensionamento, tirando partido da redução da massa volúmica do betão, é possível reduzir as forças sísmicas e as fundações bem como aumentar a altura das secções (aumento da rigidez) e os vãos. Na Figura 10-5, referente a uma obra localizada na entrada do Porto Alemão de Wiesbaden-

-Schierstein, encontra-se ilustrada a primeira ponte do mundo executada em betão leve utilizando o método construtivo por avanços sucessivos (estrutura em consola), alcançando um vão livre de 96,4 m. Um outro caso de sucesso é o da Ponte de Stolma na Noruega (Figura 10-6), construída em 1998, constituindo um recorde mundial no vão livre de pontes em caixão, com 301 metros. Curiosamente, nesta estrutura o betão leve foi utilizado somente no vão central, sendo da Classe LC 60.

Um caso de sucesso, utilizando os agregados leves de ARLITA, foi o realizado em Espanha na construção da Torre Picasso em 1989 (Figura 10-7), onde foram produzidos cerca de 10000 m³ de betão e o qual foi bombeado até uma altura de 145 m, tendo sido utilizado nas lajes.

Durante a obra, a redução do peso próprio facilita enormemente a mobilidade de elementos pré-fabricados e outros aspectos ligados ao sistema construtivo por avanços sucessivos. Em reforço ou reabilitação da estrutura da ponte, a possibilidade de utilizar um betão leve em detrimento de um betão normal, permite o aumento das secções existentes sem necessidade de reforço de pilares ou fundações. Além disso, desempenho superior relativamente a acções térmicas, pode revelar-se decisivo em climas mais exigentes.

Em termos económicos, o elevado custo de produção de betão de agregados leves deve ser ponderado face aos benefícios recolhidos pelos elementos atrás mencionados.

Para além destas, outra vantagem decorre da possibilidade de produção de agregados a partir de desperdícios industriais ou reciclagem de materiais de construção. Em alguns países, esta é já uma alternativa real, uma vez que os respectivos governos taxam fortemente a extracção de agregados e subsidiam soluções alternativas. Parece portanto uma questão de tempo até que legislações semelhantes passem a vigorar em muitos mais países, levando a que a solução de produção de betão leve seja ainda mais competitiva.

Na perspectiva ecológica e ambiental, o benefício de reduzir as extracções de agregados, reciclando desperdícios de diversas indústrias para a produção de agregados para betão é claro e deverá constituir uma preocupação na investigação e desenvolvimento na área dos materiais de construção.

Outro factor, normalmente esquecido na avaliação de um material de construção, é a facilidade em transportar manualmente betão de agregados leves, em oposição ao betão

normal. Este é seguramente um factor de importância para os trabalhadores da construção civil, seus empregadores e respectivas companhias de seguros, que vêm assim diminuir os riscos de problemas de saúde (por exemplo relacionados com a coluna).

3. Estruturas mistas madeira-betão

3.1. Revisão bibliográfica

As estruturas mistas madeira-betão combinam diversas vantagens e qualidades dos materiais madeira e betão e suscitam, hoje em dia, um enorme interesse por parte da indústria da construção. Este interesse tem sido acompanhado pela comunidade científica, de que são prova os inúmeros trabalhos publicados nos últimos anos, com destaque para um *State of the Art Report* publicado em 1989 por uma comissão internacional, RILEM TC 111 [125]. Depois desse trabalho, muitos outros foram produzidos no formato de teses de doutoramento, abordando os mais diversos aspectos relacionados com as estruturas mistas madeira-betão [41, 42, 60, 61, 98, 131, 132]. Além destas teses, outras publicações e normas constituem hoje referências importantes na abordagem a esta tipologia estrutural [14, 16, 62, 64, 145], emergindo destas o Eurocódigo 5 (Partes 1.1 e 2) [30, 71] e o STEP [9, 10].

As estruturas mistas madeira-betão resultam do uso combinado dos dois materiais, a madeira e o betão, tirando-se o máximo partido das vantagens de cada um, enquanto se tenta evitar os respectivos pontos fracos. Em lajes, adiciona-se ao vigamento de madeira uma lajeta de compressão de betão. Fazendo uma analogia com o betão armado, podemos imaginar os elementos de madeira, de alguma forma, como a armadura de tracção do elemento de betão.

O desempenho da estrutura compósita será tanto mais eficiente quanto maior for o comportamento de conjunto (tracção na madeira e compressão no betão), para o qual as características da ligação entre os dois materiais têm uma importância decisiva. Esta ligação tem a função de transmitir as necessárias forças de equilíbrio entre os dois elementos longitudinais, madeira e betão, produzindo então esforços axiais (compressão no betão e tracção na madeira) resultando numa solicitação de flexão composta. Pelo contrário, caso os materiais se estivessem a deformar de uma forma independente, isto é, sem ligação entre eles, as respectivas secções transversais teriam somente flexão simples.

O comportamento de estruturas mistas é estabelecido entre dois limites. O limite superior – *comportamento misto de interacção perfeita*, no qual a estrutura tem um só eixo neutro, sendo as extensões nos dois materiais na zona de interface idênticas. Nesta

circunstância, a análise da estrutura pode ser feita pela simples transformação da secção [138]. No extremo oposto a este tipo de comportamento, encontra-se o *comportamento misto sem interacção*, no qual não existe qualquer transmissão de forças horizontais entre os dois materiais (nem mesmo por meio do atrito). Não existindo qualquer ligação entre os dois materiais, cada um deles possui o seu eixo neutro, não havendo continuidade de extensões na interface entre eles. A existência de alguma resistência ao deslizamento entre os dois materiais na interface permite que a viga mista, quando flectida, beneficie de uma acção conjunta dos dois materiais, ainda que haja algum escorregamento relativo entre eles. Este comportamento é designado por *comportamento misto de interacção parcial*. O referido escorregamento reduz portanto a eficiência do conjunto, pela diminuição da rigidez de flexão da viga mista.

O comportamento misto de interacção parcial reflecte o comportamento deste tipo de estruturas, não obstante as diversas tipologias de ligação existentes. Contudo, a ligação por colagem directa dos dois materiais já se comporta como estrutura mista perfeita. Os esforços suportados pela ligação são proporcionais ao nível de interacção existente entre os dois materiais.

O interesse em estruturas mistas madeira-betão advém de um conjunto de características interessantes, das quais se destacam as seguintes:

- i) Redução do peso próprio da estrutura quando comparada com soluções similares em betão armado (redução das solicitações das estruturas de suporte);
- ii) Aumento significativo da capacidade de carga e rigidez de flexão da solução mista quando comparada com soluções de pavimento simples de madeira;
- iii) Melhoria da resistência ao fogo do pavimento, quando comparada com o de madeira;
- iv) Aumento significativo do isolamento acústico do pavimento em relação a uma solução em madeira simples;
- v) Rapidez de construção, em especial quando se usa a estrutura de madeira existente para cofragem da camada de betão;
- vi) Potencialidade como paredes pré-fabricadas, pela capacidade de carga no plano da lamina de betão e contraventamento pelos elementos de betão;

- vii) Rigidez no plano (efeito de diafragma) suficiente para produzir um possível contraventamento nas paredes e assim melhorar resistência sísmica do edifício;
- viii) Estética agradável devido à presença visual da madeira na estrutura.

A utilização de elementos mistos madeira-betão com funções estruturais é já bastante antiga, existindo registos de aplicações e patentes que remontam aos anos 30 do século passado [97]. Apesar disso, só mais tarde, a partir da década de 70, é que começaram a aparecer, de uma forma mais frequente, relatos de realizações técnicas e estudos sobre o assunto. Desde então, o número de aplicações, desenvolvimento e investigação desta técnica tem aumentado de uma forma significativa.

A aplicabilidade desta técnica é geralmente associada a intervenções de reabilitação e reforço de pavimentos de madeira [16, 151, 152]. Contudo, o seu uso é igualmente possível noutras condições, como sejam a construção de estruturas novas *in situ* [111] ou pré-fabricadas [135]. Também em termos de funcionalidade, este sistema é aplicado não só em edifícios do tipo residencial ou comercial [111] mas também em estruturas de pontes [66, 116, 128, 147] o que de facto comprova um enorme potencial deste sistema construtivo.

Em 1970, por exemplo, um relatório Neo-Zelandês [34, 121] apresentava, já de uma forma algo consistente, alguns resultados experimentais sobre ligações mistas madeira-betão para a construção de pontes rodoviárias, com soluções para a ligação bastante semelhantes às hoje utilizadas. Na Figura 11 apresenta-se um exemplo de uma ponte construída em 1970.

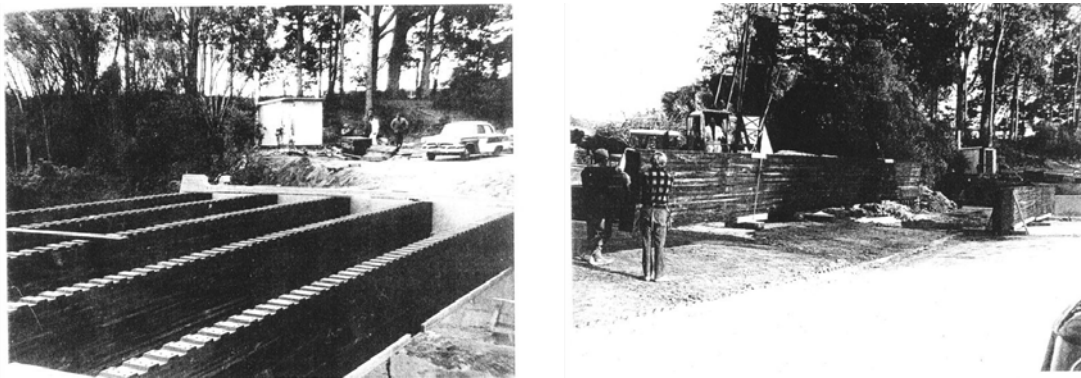


Figura 11 – Ponte mista madeira-betão na Nova Zelândia, construída em 1970 [34, 121].

Ao nível da reabilitação de pavimentos antigos, área onde porventura esta técnica tem despertado maior interesse e aplicação, existem várias referências à utilização desta técnica por toda a Europa [122, 151], sendo talvez a mais significativa a de Postulka [120], referindo-se a mais de 10000 m² de pavimento na antiga URSS desde 1960.

Também em pré-fabricação, este conceito poderá ser utilizado com sucesso, existindo já alguns exemplos de aplicação de soluções de pavimentos madeira-betão pré-fabricados [135]. No relatório produzido pela RILEM – TC111 [125] é referida a existência de 9 unidades industriais com uma produção superior a 400000 m² no ano de 1990. Mais recentemente, foi publicado um trabalho onde se apresentam resultados de diferentes ensaios experimentais que foram realizados sobre elementos pré-fabricados [148]. Também a empresa Finlandesa SEPA Oy, disponibiliza on-line um documento técnico promocional sobre esta solução [135].

Outra aplicação menos comum, mas com alguma experiência em países com risco sísmico significativo com construção tradicional em madeira, consiste na utilização deste sistema estrutural em paredes (*shear walls*) [14], tirando partido da grande rigidez no plano produzida pela lâmina de betão conjuntamente com o efeito de contraventamento dado pelos elementos de madeira. Neste tipo de estrutura, as solicitações são sobretudo no plano da parede, isto é, permitem a transmissão dos esforços horizontais dos pisos até ao nível inferior da fundação, de uma forma mais eficiente.

Como consequência da diversificada aplicação das estruturas mistas madeira-betão, a maioria dos trabalhos de investigação referidos centra-se na avaliação das propriedades mecânicas do sistema, com especial ênfase na caracterização mecânica da ligação. Contudo, outros aspectos são também alvo de estudo, como sejam o comportamento e resistência ao fogo [58, 61], fluência [131], efeito das diferenças de comportamento higrométrico dos dois materiais [60], o desempenho acústico com diferentes condições [139, 148, 159] e efeitos dinâmicos [59, 96], como exemplos.

Apesar dos vários estudos já efectuados, muitos aspectos de grande importância continuam por abordar ou estão ainda insuficientemente estudados. Como exemplos, podem referir-se o comportamento a longo prazo, os efeitos da diferença de comportamento higrométrico dos dois materiais em condições de serviço muito severas, a utilização de betão de agregados leves ou os aspectos construtivos.

3.2. Análise estrutural de estruturas mistas madeira-betão

A análise de estruturas mistas de interacção parcial não pode ser efectuada através da teoria clássica da flexão de vigas, uma vez que, devido ao escorregamento relativo entre os dois materiais, não é aplicável a hipótese de Bernoulli da conservação das secções planas em flexão.

Desde há muito que são conhecidas demonstrações, nas quais se fundamenta o modelo simplificado apresentado no Anexo B do Eurocódigo 5 – Parte 1, para a solução elástica de uma viga mista de interacção parcial de rigidez constante [65, 107, 110].

A dedução apresentada em seguida, implementa nas soluções existentes uma camada intermédia, a qual de facto constitui uma solução bastante interessante do ponto de vista construtivo e estrutural (Figura 12).

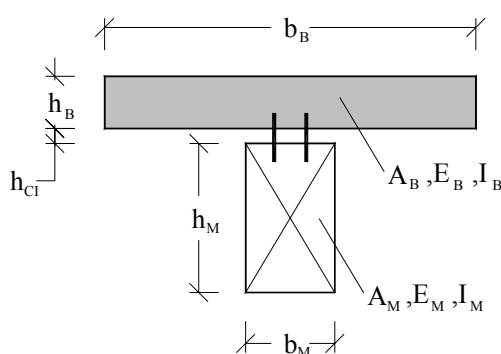


Figura 12 – Secção transversal da viga mista.

A validade das equações, a seguir apresentadas, assenta nos seguintes pressupostos:

- i) O carregamento $q(x)$ é unidireccional e actua no plano perpendicular ao eixo da viga;
- ii) A ligação madeira-betão tem rigidez constante, k , ao longo do vão;
- iii) A curvatura, w'' , é igual na lâmina de betão e na viga de madeira;
- iv) O comportamento dos componentes (betão, madeira e ligador) é elástico-linear;
- v) A estrutura permanece no domínio das pequenas deformações;
- vi) A deformação por esforço transversal é desprezável;

vii) Não existe atrito entre os dois componentes, betão e madeira.

A camada intermédia, identificada na Figura 12 pela espessura h_{CI} , será desprezável em termos de contribuição estrutural, admitindo-se portanto uma rigidez de flexão nula na dedução aqui apresentada. Na prática, esta suposição é real quando a camada intermédia é materializada por um soalho (por exemplo, tábuas de solho). Contudo, em muitas construções, a opção passa pela adopção de elementos contínuos de contraplacado, e, de facto, muitos dos contraplacados existentes no mercado têm uma rigidez de flexão não desprezável.

A Figura 13 apresenta um troço infinitesimal da viga mista com a representação das forças pressupostas e necessárias para o estabelecimento de equilíbrio na secção e, no qual, os esforços T_i e C_i representam, respectivamente, as forças de escorregamento e de contacto, por unidade de comprimento, entre os dois componentes do sistema misto madeira-betão.

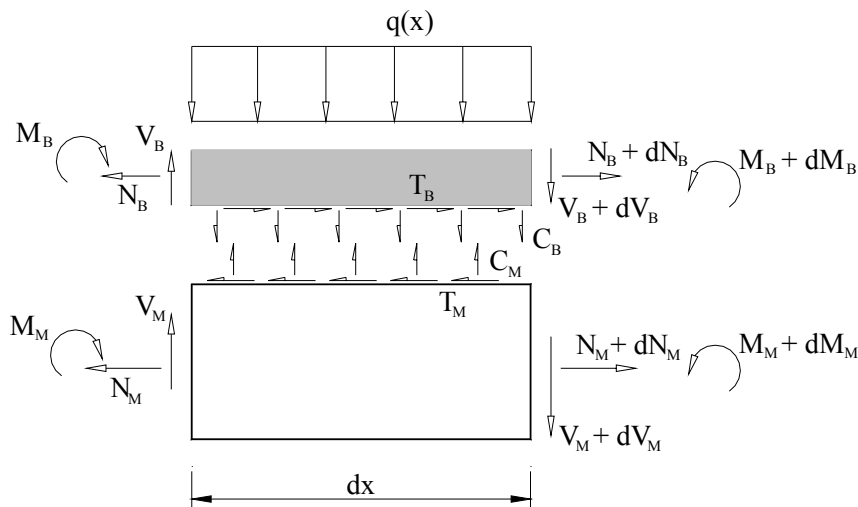


Figura 13 – Troço infinitesimal da viga mista.

Considerando o equilíbrio de forças internas e externas de um dos lados do troço da viga mista (e não esquecendo que a viga está sujeita somente a carregamento na direcção perpendicular ao seu eixo axial), obtemos (equilíbrio do lado esquerdo):

$$0 = N_B + N_M \quad (3)$$

$$V = V_B + V_M \quad (4)$$

$$M = M_B + M_M - N_B \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl} \right) \quad (5)$$

Efectuando o equilíbrio de forças horizontais em cada um dos elementos (betão e madeira), temos:

$$\begin{cases} N_B = N_B + dN_B + T_B dx \\ N_M + T_M dx = N_M + dN_M \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} dN_B = -T_B dx \\ dN_M = T_M dx \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} N'_B = -T_B \\ N'_M = T_M \end{cases} \quad (6)$$

Para o equilíbrio de forças verticais em cada um dos elementos (betão e madeira), fica:

$$\begin{cases} V_B - C_B dx - q \cdot dx - V_B - dV_B = 0 \\ V_M + C_M dx - V_M - dV_M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \frac{dV_B}{dx} = -q - C_B \\ \frac{dV_M}{dx} = C_M \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} V'_B = -C_B - q \\ V'_M = C_M \end{cases} \quad (7)$$

O equilíbrio de momentos em cada um dos elementos (betão e madeira), traduz-se em:

$$\begin{cases} M_B - C_B \frac{dx^2}{2} - q \frac{dx^2}{2} + V_B dx - T_B \frac{h_B}{2} dx - M_B - dM_B = 0 \\ M_M + C_M \frac{dx^2}{2} + V_M dx - T_M \frac{h_M}{2} dx - M_M - dM_M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} V_B = T_B \frac{h_B}{2} + M'_B \\ V_M = T_M \frac{h_M}{2} + M'_M \end{cases} \quad (8)$$

no qual foram desprezados os termos $\frac{C_B \cdot dx}{2}$ e $\frac{q \cdot dx}{2}$.

Sabendo ainda que:

$$T = k \cdot \Delta u \quad (9)$$

onde Δu representa o escorregamento entre as superfícies de madeira e de betão, teremos então,

$$N'_B = -k \cdot \Delta u \quad (10)$$

Analisando a compatibilidade de deslocamentos na interface entre os dois elementos (Figura 14) e assumindo a mesma curvatura, podemos obter o escorregamento, Δu , da seguinte forma:

$$\Delta u = u_M - u_B + w' \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl} \right) \quad (11)$$

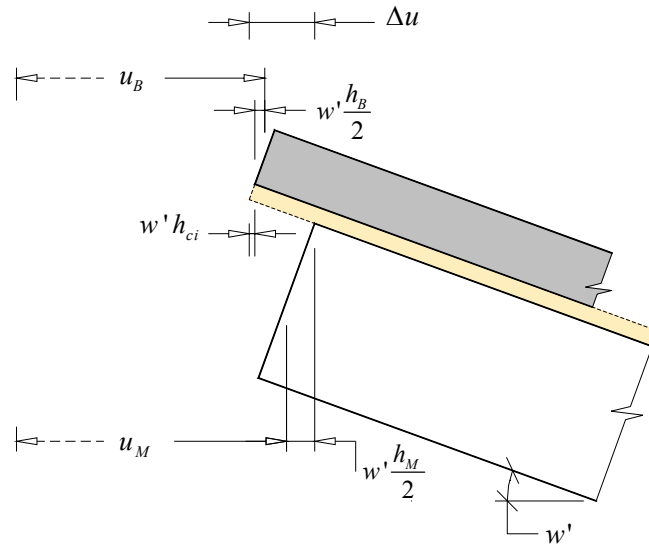


Figura 14 – Troço da viga mista com escorregamento relativo entre os dois elementos.

Diferenciando a Equação (11) chega-se a

$$\Delta u' = \varepsilon_M - \varepsilon_B + w'' \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{CI} \right)$$

e tendo em conta que $\varepsilon_B = \frac{N_B}{EA_B}$ e $\varepsilon_M = \frac{N_M}{EA_M}$ vem:

$$\Delta u' = \frac{N_M}{EA_M} - \frac{N_B}{EA_B} + w'' \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{CI} \right) \quad (12)$$

Partindo agora das seguintes expressões para a curvatura:

$$w'' = -\frac{M_B}{EI_B} = -\frac{M_M}{EI_M} \quad (13)$$

e substituindo essas relações na Equação (5) temos:

$$M = -w'' \cdot EI_B - w'' \cdot EI_M - N_B \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{CI} \right) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow w'' = -\frac{M + N_B \cdot \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{CI} \right)}{EI_B + EI_M} \quad (14)$$

Reunindo as relações expostas nas Equações (3), (10) e (14) na Equação (12) obtém-se a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
-\frac{N_B''}{k} &= -\left(\frac{EA_B + EA_M}{EA_B EA_M} + \frac{\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl}}{EI_B + EI_M} \frac{h_B + h_M + 2h_{Cl}}{2} \right) N_B - \frac{\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl}}{EI_B + EI_M} M \Leftrightarrow \\
\Leftrightarrow N_B'' - k \left(\frac{EA_B + EA_M}{EA_B EA_M} + \frac{\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl}}{EI_B + EI_M} \frac{h_B + h_M + 2h_{Cl}}{2} \right) N_B &= k \frac{\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl}}{EI_B + EI_M} M \quad (15)
\end{aligned}$$

Conhecendo N_B a partir da expressão (14) é possível obter por substituição na Equação (15) a seguinte Equação:

$$w'''' - w'' k \left(\frac{EA_B + EA_M}{EA_B EA_M} + \frac{\left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{Cl} \right)^2}{EI_B + EI_M} \right) = k \frac{EA_B + EA_M}{EA_B EA_M} \frac{1}{EI_B + EI_M} M - \frac{1}{EI_B + EI_M} M'' \quad (16)$$

A Equação (16) constitui portanto a equação diferencial da linha elástica para vigas mistas de interacção parcial de rigidez constante.

Após o conhecimento de uma solução para a linha elástica, w , a determinação do esforço de escorregamento, T , é efectuada partindo das Equações (4), (8) e (13) resultando então na Equação (17):

$$\begin{aligned}
\begin{cases} V_B = T \cdot \frac{h_B}{2} + M'_B \\ V_M = T \cdot \frac{h_M}{2} + M'_M \end{cases} &\Rightarrow V_M + V_B = T \cdot \left(\frac{h_M}{2} + \frac{h_B}{2} \right) + M'_M + M'_B \Leftrightarrow \\
\Leftrightarrow V = T \cdot \left(\frac{h_M}{2} + \frac{h_B}{2} \right) - w'''' \cdot (EI_B + EI_M) &\Leftrightarrow \\
\Leftrightarrow T = \frac{V + w'''' \cdot (EI_B + EI_M)}{\left(\frac{h_M}{2} + \frac{h_B}{2} \right)} &\quad (17)
\end{aligned}$$

A solução geral da Equação (16) será dada por,

$$w = a_1 \sinh(\alpha x) + a_2 \cosh(\alpha x) + a_3 + a_4 + w_{PS} \quad (18)$$

onde a_1 , a_2 , a_3 e a_4 são as 4 constantes de integração e a solução particular, w_{PS} , da equação diferencial homogénea (16) vem dada por,

$$w_{PS} = \int_0^x [\sinh(\alpha(x-s)) - (x-s)] \left[\frac{M(s)}{EI_\infty} - \frac{M''(s)}{\alpha^2 EI_0} \right] ds \quad (19)$$

Na situação mais corrente, de viga simplesmente apoiada com vão L , sujeita a carregamento uniformemente distribuído $q(x)$, podemos apresentar as expressões anteriores da seguinte forma:

$$w(x) = \frac{8M}{b_3} \left(b_1 \left(\frac{xL - x^2}{2b_2^2} + \frac{L^2 \left(\cosh \left[\left(\frac{x}{L} - 0.5 \right) b_2 \right] \sinh \left[\frac{b_2}{2} \right] - 1 \right)}{b_2^4} \right) + \frac{xL^3 - 2x^3L + x^4}{24L^2} \right) \quad (20)$$

onde b_1 , b_2 e b_3 têm o seguinte significado

$$b_1 = \frac{EA_M EA_B \left(\frac{h_M + h_B}{2} + h_{CI} \right)^2}{(EA_M + EA_B)(EI_M + EI_B)}$$

$$b_2 = L \sqrt{\frac{(EA_M + EA_B)k}{EA_M EA_B} + \frac{\left(\frac{h_M + h_B}{2} + h_{CI} \right)^2 k}{EI_M + EI_B}}$$

$$b_3 = \frac{EA_M EA_B \left(\frac{h_M + h_B}{2} + h_{CI} \right)^2}{EA_M + EA_B} + EI_M + EI_B$$

Para o caso de uma carga concentrada e aplicada a uma distância de, a , do apoio, a resolução das Equações (18) e (19) é dada pelas Equações (21) e (22) respectivamente à esquerda e à direita da carga aplicada.

$$w(x) = \frac{M.L^4}{a.b_3} \left(b_1 \left(\frac{x(L-a)}{L^2.b_2^2} - \frac{\sinh \left[\frac{xb_2}{L} \right] \cdot \sinh \left[b_2 \frac{L-a}{L} \right]}{b_2^3 \sinh[b_2]} \right) + \frac{1}{6} \frac{x}{L^2} (L-a) \left(2 \frac{a}{L} - \left(\frac{a}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right) \right) \quad (21)$$

$$w(x) = \frac{M.L^4}{a.b_3} \left(b_1 \left(\frac{a(L-x)}{L^2.b_2^2} - \frac{\sinh \left[\frac{x}{L^2} a \right] \cdot \sinh \left[b_2 \left(\frac{L-x}{L} \right) \right]}{b_2^3 \sinh[b_2]} \right) + \frac{a}{6L} \left(\left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \left(2 + \left(\frac{a}{L} \right)^2 \right) \frac{x}{L} - \left(\frac{a}{L} \right)^2 \right) \right) \quad (22)$$

No Anexo B da Parte 1 do Eurocódigo 5 [71], existe uma metodologia simplificada para determinação de uma rigidez efectiva de flexão da viga mista. Fundamenta-se em

inúmeros trabalhos [14, 107] e é designada em alguma literatura não normativa por γ -*method* [62]. Esta metodologia baseia-se na relação entre as deformações de uma viga mista com interacção total e a de uma viga mista de interacção parcial. Essa relação nas condições das Equações (21) e (22) não apresenta um valor constante ao longo do eixo da viga. No entanto, para um carregamento de andamento sinusoidal é então possível obter uma relação constante dada precisamente pelo coeficiente γ , Equação (24). Assim, podemos obter a expressão da rigidez efectiva de flexão, EI_{ef} , em função dos valores da rigidez de flexão máxima e mínima, correspondentes respectivamente a interacção total e interacção nula.

Segundo vários autores [41, 60, 62, 98, 108] esta simplificação é válida. Conforme referido por Ceccotti [145], os erros cometidos na sua utilização para cargas distribuídas ou mesmo concentradas são perfeitamente admissíveis do ponto de vista de projecto.

A rigidez da viga mista como propõe o Eurocódigo 5 é então calculada em termos de um módulo de flexão efectivo, EI_{ef} obtido por:

$$EI_{ef} = EI_M + EA_M a_2^2 + EI_B + \gamma EA_B a_1^2 \quad (23)$$

com os parâmetros γ , a_1 e a_2 obtidos nas Equações seguintes

$$\gamma = \left(1 + \frac{\pi^2 EA_B s}{kl^2} \right)^{-1} \quad (24)$$

$$a_1 = \frac{\gamma EA_B \left(\frac{h_B + h_M}{2} + h_{CI} \right)}{EA_M + \gamma EA_B} \quad (25)$$

$$a_2 = \frac{h_M + h_B}{2} + h_{CI} - a_1 \quad (26)$$

onde,

s representa o espaçamento dos ligadores, que, não sendo constante, deverá admitir a relação $s_{\max} \leq 4s_{\min}$ sendo então o valor do espaçamento determinado por $s = 0.25s_{\max} + 0.75s_{\min}$ [64, 92];

k representa a rigidez da ligação (o tipo de rigidez a considerar deverá ser consentâneo com o tipo de estados limite a analisar);

L é o vão da viga mista;

h_i é a dimensão do elemento de madeira, betão ou espessura da camada intermédia (Figura 12);

EI_i é o módulo de flexão de cada material;

EA_i é a rigidez axial de cada material.

O coeficiente γ , que varia entre 0 e 1, representa uma medida da eficiência da ligação, atingindo portanto o valor unitário para um comportamento misto perfeito (interacção total) e o valor zero para um funcionamento totalmente independente de cada um dos componentes, madeira e betão.

As tensões normais, nos materiais madeira e betão, são calculadas respectivamente pelas expressões seguintes, consequência da soma das componentes axial e de flexão:

$$\sigma_M = \frac{Ea_2M(x)}{EI_{ef}} \pm \frac{Eh_M M(x)}{2EI_{ef}} \quad (27)$$

$$\sigma_B = \frac{\gamma Ea_1 M(x)}{EI_{ef}} \pm \frac{Eh_B M(x)}{2EI_{ef}} \quad (28)$$

onde $M(x)$ representa o momento flector actuante na viga mista.

A força no ligador é dada pela expressão:

$$F = \frac{\gamma EA_B a_1 s(x)}{EI_{ef}} V(x) \quad (29)$$

onde $V(x)$ representa o esforço transversal actuante na viga mista e $s(x)$, o espaçamento dos ligadores.

3.3. Enquadramento regulamentar e dimensionamento

O Eurocódigo 5 apresenta, como foi descrito anteriormente, modelos de análise para estruturas mistas madeira-betão, sendo que o dimensionamento dos respectivos componentes deve respeitar agora também as prescrições do Eurocódigo 2 para a verificação de segurança relativa ao elemento de betão.

A descrição que se segue pretende elucidar, de forma relativamente exaustiva, as verificações regulamentares necessárias ao dimensionamento estrutural de uma estrutura mista madeira-betão, descrevendo-se igualmente as propriedades elásticas dos materiais a utilizar para as respectivas análises de esforços e deformações.

Na análise estrutural do sistema, as propriedades elásticas dos componentes, módulo de elasticidade da madeira e do betão e módulo de escorregamento da ligação, devem ser consideradas através dos seus valores médios, conforme orientação dos respectivos Eurocódigos. Desta forma, mesmo que as propriedades da ligação tenham uma base experimental que permita a determinação do percentil 5% de rigidez, a consideração desses valores implicaria uma análise fora do enquadramento legal. Todavia, as verificações de segurança aos estados limite de segurança já devem ser efectuadas com base em valores característicos de resistência de qualquer um dos elementos.

Antecipando a consequência para a resposta global da estrutura de um comportamento não-linear da ligação mista, a qual, segundo a metodologia de análise prevista no Anexo B do Eurocódigo 5–Parte 1 não é contemplada, é feita distinção para o valor do módulo de escorregamento a considerar em cada um dos estados limite. O módulo de escorregamento da ligação numa análise de estados limite de utilização (ELS), k_{ser} , deve assumir, em referência à Norma de ensaio EN 26891 31, o valor de k_s , conforme a Equação (30). Em relação aos estados limite últimos (ELU), o módulo de escorregamento pode ser estimado pela Equação (31). Com menção à mesma norma de ensaio [31], alguns autores [15, 16] apontam um valor de k_u dado pela Equação (32).

$$k_s = 0.4F_{max} / v_{0,4} \quad (30)$$

$$k_u = 2/3k_{ser} \quad (31)$$

$$k_u = 0.6F_{max} / v_{0,6} \quad (32)$$

A EN 1990 [18] designa os princípios e as regras de base a qualquer dimensionamento estrutural, prescrevendo claramente ambos os estados limite últimos de Resistência (ELU) e estados limite de utilização (ELS) como devendo ser alvo de verificação, estabelecendo consequentemente as respectivas combinações de acções a empregar. Assim, para ELU a combinação de acções a considerar deve ser a obtida pela Combinação de Acções Fundamental e traduzida na Expressão (33).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (33)$$

Em relação aos estados limite de utilização é introduzida a distinção entre análises de curto prazo e de longo prazo, motivando então, respectivamente, a Combinação de Acções Característica (Equação (34)) e a Combinação de Acções Quase-Permanente (Equação (35))

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (34)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (35)$$

Nas Expressões (33), (34) e (35) a simbologia tem o seguinte significado:

$G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente, j ;

$Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável, i ;

$\gamma_{G,i}$ é o factor de segurança parcial da acção permanente, i , que toma o valor de 1,35 segundo a EN1990 [18];

$\gamma_{Q,i}$ é o factor de segurança parcial da acção variável, i , que toma o valor de 1,5 segundo a EN1990 [18];

$\psi_{0,i}$ é o coeficiente de redução para a determinação do valor raro da acção variável, i , (Quadro 2);

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente de redução para a determinação do valor quase-permanente da acção variável, i , (Quadro 2).

Quadro 2 – Valores dos coeficientes de redução das acções variáveis, ψ_0 e ψ_2 , segundo a EN1990 [18].

tipo de acção variável (EN1991-1-1 [27])	ψ_0	ψ_2
Categoria A: utilização residencial e doméstica	0,7	0,3
Categoria B: escritórios	0,7	0,3
Categoria C: áreas com concentração especial de pessoas	0,7	0,6
Categoria D: centros comerciais	0,7	0,6
Categoria E: armazéns ou indústrias	1,0	0,8

Da observação do Quadro 2, realça-se o facto do Eurocódigo 1 apresentar valores bastante diferentes dos apresentados no RSA [70] para os respectivos coeficientes.

Deve notar-se ainda que, segundo a EN 1990 [18], existe uma distinção entre ELS irreversíveis e ELS reversíveis, consoante o critério de dimensionamento considere ou não, respectivamente, a possibilidade dos efeitos das acções persistirem após a remoção dessa acção.

Desta forma, a deformação final na estrutura resulta do somatório da componente de fluência traduzida pela combinação quase-permanente de acções, com a parcela de deformações instantâneas. Para não permitir a dupla contabilização de efeitos, a parcela de deformação instantânea decorre da diferença entre a combinação rara e a combinação quase-permanente, Expressão (36).

$$(1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} - \psi_{2,i}) Q_{k,i} \quad (36)$$

A determinação do efeito da componente de fluência é calculada modificando as propriedades elásticas pelo *Método do Módulo Efectivo*, conforme descrito adiante no Capítulo 6.1 (Equações (49), (50) e (51)). A segunda parcela é determinada usando as propriedades elásticas sem alteração. Refira-se a este propósito que na nova versão do Eurocódigo 5, o factor de deformação, k_{def} (Quadro 4), não depende da duração da acção.

De uma forma semelhante, na verificação de longo prazo para os ELU, os efeitos a considerar são os provenientes da actuação da combinação de acções quase-permanente

assumindo os valores finais para ($t = t_\infty$) das propriedades elásticas das componentes pelo *Método do Módulo Efectivo*, subtraindo a estes a parcela devida aos efeitos de curto prazo dada pela Expressão (33), que corresponde à diferença entre a combinação de acções fundamental e a combinação de acções quase-permanente (Expressão (37))

$$\sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} - 1) G_{k,j} + (\gamma_{Q,1} - \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} - \psi_{2,i}) Q_{k,i} \quad (37)$$

Para o componente madeira, as verificações de segurança em ELU referem-se geralmente à resistência ao corte e à resistência à flexão composta com tracção. Para isso, o valor de cálculo da propriedade resistente, X_d , é definido genericamente a partir do valor característico da propriedade, X_k , afectada pelos coeficientes k_{mod} e γ_M , de acordo com a Expressão (38):

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (38)$$

Os possíveis valores de γ_M encontram-se resumidos no Quadro 3. O coeficiente k_{mod} procura traduzir a influência, nas propriedades da madeira, da duração da acção e do teor de água (traduzido na classe de serviço), sendo definido na Parte 1 do Eurocódigo 5. No Quadro 4 encontra-se um resumo dos valores de k_{mod} , para as situações correntes de projecto, sendo que o valor a considerar a respeito de uma determinada combinação de acções corresponde à acção de menor duração integrada nessa combinação.

Quadro 3 – Valores dos coeficientes de redução parcial das propriedades mecânicas e resistentes dos materiais, γ_M , segundo as Partes 1 e 2 do Eurocódigo 5.

material	γ_M
madeira maciça	1,30
madeira lamelada-colada	1,25
betão	1,50
ligadores	1,25

A Expressão (38), de acordo com o Eurocódigo 5, pode ainda ser alterada para acrescentar o efeito favorável, na resistência à tracção e na resistência à flexão, de secções transversais com dimensão real inferior à dimensão de referência.

Quadro 4 – Valores de k_{mod} e k_{def} válidos para madeira maciça e madeira lamelada-colada.

	classe de serviço, (Eurocódigo 5) [24]	tipo de acção		
		peso próprio	revestimentos e equipamentos fixos	sobrecargas
k_{mod}	1	0,60	0,70	0,80
	2	0,60	0,70	0,80
	3	0,50	0,55	0,65
k_{def}	1	0,60		
	2	0,80		
	3	2,00		

Para a ligação mista, depois de determinado o valor característico de resistência, o que recorrendo a ensaios laboratoriais pode ser efectuado com base no Anexo D da EN1990 [18], obtém-se o valor de cálculo da resistência aplicando o coeficiente de redução, γ_M , indicado no Quadro 3.

No betão, a verificação da resistência à tracção permite comprovar a efectividade de toda a secção para a rigidez de flexão. Caso se verifique fendilhação no betão, toda a distribuição de tensões na secção mista é alterada, necessitando-se de uma nova análise de esforços onde a secção efectiva de betão é inferior à anterior. Este processo apresenta-se assim como iterativo, até que seja possível a avaliação correcta da posição do eixo neutro em cada um dos materiais.

É necessário efectuar esta verificação em cada Estado Limite. O Eurocódigo 2, na última versão [28], permite, no ponto 7.4.3(4), a utilização dos valores de resistência à tracção por flexão para verificação da resistência à tracção da secção, em alternativa aos valores de resistência à tracção por esforço axial. Esta consideração é permitida nos casos em que os esforços de tracção não têm componente axial, mas sim de flexão, como é o caso presente nas estruturas mistas madeira-betão em que o elemento de betão é solicitado por flexão composta com compressão.

Esta consideração torna-se relevante, porquanto a resistência à tracção por flexão nunca é inferior aos valores obtidos em tracção axial, como se pode interpretar da expressão (39), que relaciona os dois tipos de resistência à tracção. A título de exemplo,

verificamos que para uma secção com uma altura de betão de 75 mm, existe uma diferença superior a 50% entre elas.

$$f_{ctm,fl} = \max. \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (39)$$

onde,

$f_{ctm,fl}$ é a resistência à tracção por flexão;

f_{ctm} é a resistência à tracção axial;

h é a altura da peça de betão

3.4. Aplicação em reabilitação e reforço de estruturas antigas de madeira

O potencial de aplicação na construção civil do sistema das estruturas mistas madeira-betão é bastante alargado, enquadrando-se tanto em situações de construção de pavimentos novos, como na reabilitação e reforço de pavimentos antigos de madeira. Outras aplicações, como por exemplo na pré-fabricação, na construção de elementos de fachada e ou parede e em tabuleiros de pontes, são também algo frequentes. De entre as aplicações referidas, a reabilitação e reforço de pavimentos antigos de madeira merecem ser salientados. Esta solução é particularmente relevante no caso português devido à necessidade de recuperação de muitos edifícios antigos, nos quais os soalhos e vigamentos necessitam frequentemente de intervenção parcial ou total.

Estes pavimentos em madeira, ainda que não apresentem fenómenos de degradação (biológica, na maioria dos casos) podem apresentar insuficiências do ponto de vista estrutural, nomeadamente pela alteração funcional do edifício, com aumento de sobrecargas, e a consequente necessidade de verificação de segurança segundo os conceitos e regulamentos actualmente existentes.

Do ponto de vista estrutural, para além da importância das propriedades de resistência e rigidez que o pavimento deverá possuir em flexão, outra característica importante será a sua capacidade de dotar o piso de um comportamento tipo diafragma, capaz ainda de ligar o pavimento à estrutura vertical de paredes, as quais em edifícios antigos carecem normalmente de sistemas de contraventamento, que lhes confirmam adequado comportamento sísmico.

Se um projectista se confronta com a verificação de segurança de um pavimento antigo de madeira segundo os critérios actuais de segurança, depara-se frequentemente com a falta de resistência e sobretudo de rigidez à flexão aceitáveis. A inexistência de rigidez no plano do pavimento é também uma deficiência comum.

Diante de um problema deste tipo não resta outra solução senão a sua reabilitação, tornando-a numa estrutura mais ‘moderna’. Portanto, em face da necessidade de verificar os padrões de segurança actuais, uma via possível seria a reabilitação através da substituição da tipologia estrutural, perdendo-se assim irremediavelmente a estrutura antiga de madeira.

O conceito de estruturas mistas madeira-betão constitui uma técnica que possibilita a reabilitação do património existente sem recurso à substituição pura e simples do existente, introduzindo-lhe suficientes níveis de segurança e conforto (Figura 15).

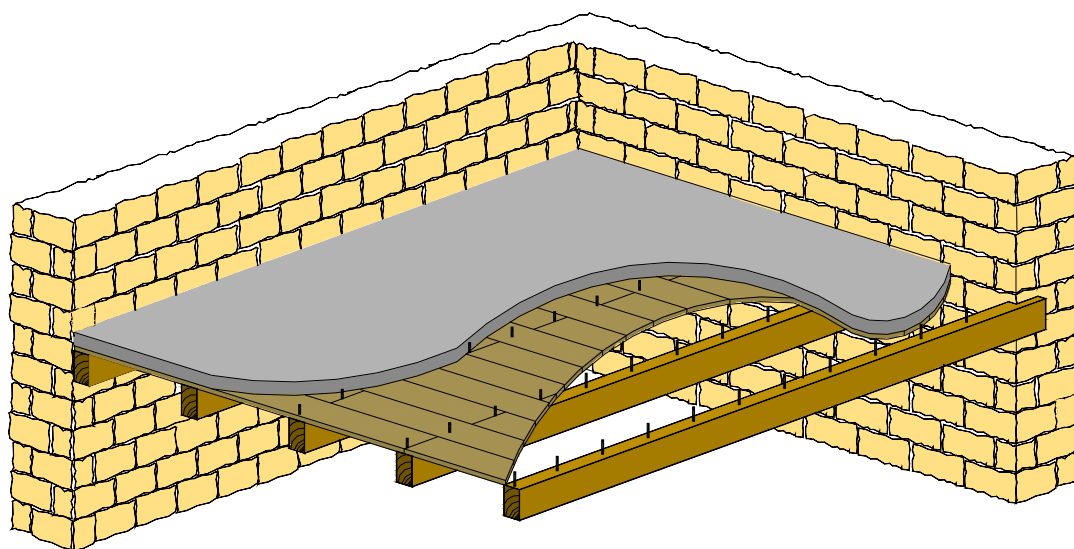


Figura 15 – Esboço de uma estrutura mista madeira-betão com manutenção de soalho.

Esta técnica consiste essencialmente em fazer colaborar com a estrutura existente de madeira uma lajeta de betão, através de dispositivos de ligação, conferindo-lhe assim um aumento da capacidade mecânica do conjunto. A madeira passa a ser solicitada em flexão composta com tração, funcionando o betão em flexão composta com compressão.

O potencial da técnica será tanto mais interessante quanto mais eficiente for a ligação entre os dois materiais. No caso dessa ligação ser inexistente, a intervenção não constitui um reforço mas antes uma sobrecarga na estrutura existente.

Naturalmente será também essencial garantir um bom estado de conservação ou o reforço pontual das entregas das vigas nas paredes, garante da ligação da estrutura mista às paredes.

A lâmina de betão, embora de pequena espessura, confere, para além do efeito de estrutura mista, duas importantes propriedades: capacidade de repartição transversal de cargas e capacidade resistente a acções no seu plano.

A capacidade de repartição de cargas é uma característica interessante, pois confere ao novo pavimento um comportamento muito mais eficiente a respeito de cargas verticais não uniformes (cargas concentradas em zonas do pavimento) em comparação com a situação original caracterizada por elementos de soalho em madeira.

A resistência e a rigidez que a lâmina possui no seu plano permitem também a realização de uma ligação mais eficiente aos elementos verticais de suporte (paredes) através do prolongamento de uma armadura através de roços abertos nas paredes.

Outros dois aspectos de enorme relevo são melhorados com este tipo de intervenção: resistência ao fogo e conforto acústico.

A resistência ao fogo de um pavimento é melhorada com a introdução da camada de betão, de tal forma que estudos realizados com o propósito de analisar o comportamento face à acção do fogo em pavimentos mistos madeira-betão revelaram resistências ao fogo de 90 minutos [58, 61]. Este facto vem alterar significativamente a viabilidade de utilização de pavimentos de madeira em edifícios, uma vez que os pavimentos de madeira (sem betão) apenas conseguiam resistir cerca de 30 minutos ao fogo, o que é insuficiente face aos regulamentos [88, 119].

O conforto acústico, em relação a um pavimento simples de madeira, é igualmente melhorado pela existência da camada de betão, por via do aumento da massa da estrutura. Ensaios realizados na Finlândia, no Laboratório do VTT Building and Transport, revelam valores de isolamento acústico para sons aéreos de 60 dB e 51 dB para sons de impacto. Este trabalho conclui ainda que este tipo de solução tem um desempenho muito superior, em termos de conforto relativo às vibrações induzidas pelo caminhar de pessoas, ao dos tradicionais pavimentos simples de madeira [149].

Para ilustrar esta técnica de reabilitação e reforço, imaginemos uma estrutura de madeira, constituída por um vigamento apoiado em paredes laterais ou em vigas principais, e solidarizado transversalmente por tábuas de soalho (soalho).

Este tipo de intervenção deve ser iniciado com uma inspecção à estrutura, com o objectivo último de se avaliar a capacidade resistente das secções existentes. Nesse sentido devem ser cumpridas as seguintes análises: estado de conservação das vigas de madeira, espécie de madeira utilizada e respectiva qualidade e dimensões efectivas da secção.

A análise do estado de conservação do vigamento de madeira deve observar os aspectos de natureza estrutural, como são as deformações excessivas ou existência de roturas, bem como as patologias não estruturais relacionadas fundamentalmente com a degradação biológica (ataque de insectos e fungos) e degradação por variação de teor de água e ainda a existência de teor de água elevado em algumas zonas das peças, nomeadamente nas entregas. Consoante o tipo de patologia existente, assim se deverá estabelecer um programa de recuperação específico, sabendo que muitos desses problemas não são reversíveis. Deve ser salientado que o sistema de estruturas mistas madeira-betão não representa de forma alguma uma solução para reabilitação local de peças ou estruturas de madeira, devendo sim ser encarado como uma solução global para o problema.

A inspecção visual para a avaliação da espécie de madeira existente e a inventariação dos defeitos existentes (classe de qualidade) devem permitir a atribuição de correspondência a uma determinada Classe de Resistência, que, conjuntamente com a estimativa das secções resistentes efectivas, permitem proceder no projecto à concepção e ao dimensionamento da estrutura.

Referem-se seguidamente aspectos relevantes no caso de intervenções em que é mantida a totalidade da estrutura, incluindo o soalho existente, o qual actuará como cofragem perdida para a betonagem da lâmina de betão.

Devemos salientar algumas preocupações construtivas, como sejam: impermeabilização do soalho para recepção da camada de betão, escoramento da estrutura de madeira com possível aplicação de contra-flecha, além de atenção especial na observação do estado de conservação dos apoios.

A impermeabilização do soalho visa ultrapassar duas situações: humedificação da madeira, com conseqüente perda de água do betão, e escoamento da goma do betão pelas frestas do soalho. A estratégia mais comum consiste em aplicar uma película plástica em toda a superfície do pavimento. Em alternativa, e caso a face inferior do

soalho não seja visível, poder-se-á efectuar esta impermeabilização com uma pintura adequada.

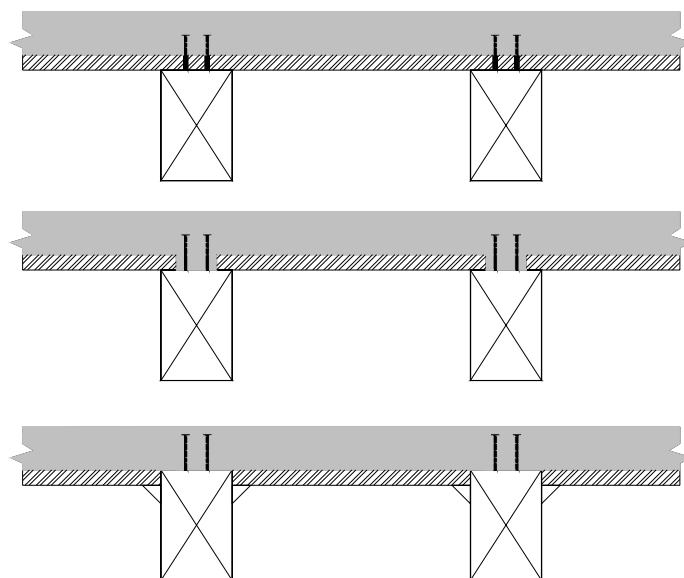


Figura 16 – Perfis transversais tipo para situações de reabilitação e reforço de pavimentos antigos de madeira.

O escoramento do pavimento decorre do facto deste poder adquirir uma deformação indesejável por acção do peso próprio do betão fresco. A contra-flecha permite anular as posteriores deformações devidas ao peso próprio.

A zona do apoio das vigas na parede será aquela que ficará mais fragilizada após esta intervenção, devido ao acréscimo de peso próprio sem conseqüente ganho de resistência. Para além desta razão de ordem estrutural, a zona do apoio era e continuará a ser a mais exposta à ocorrência de degradação biológica associada a humidade elevada.

3.5. Ligações mistas madeira-betão

As soluções estruturais de tipologia mista madeira-betão remontam aos anos 30 e, desde então, são conhecidas diversas alternativas para a ligação madeira-betão, com grande número de aplicações práticas. O desenvolvimento e a investigação desta técnica têm aumentado de uma forma significativa desde as estruturas pioneiras que ainda permitiam grandes escorregamentos. No sentido de minorar esses escorregamentos procuraram-se novas formas de ligação entre a madeira e o betão. Naturalmente, as

primeiras tentativas recorreram ao uso dos tradicionais ligadores mecânicos para madeira, nomeadamente, pregos, parafusos, cavilhas e placas denteadas.

Para melhorar o desempenho estrutural desta técnica construtiva, surgiram mais tarde novas formas de ligação, as quais constituem hoje as soluções mais preconizadas. Os desenvolvimentos mais recentes de ligações madeira-betão procuram aliar a eficiência estrutural aos aspectos económicos. Os custos das ligações terão de ser avaliados tendo em conta a facilidade de aplicação em série e também o preço do ligador propriamente dito.

A inclusão destas estruturas no acervo normativo implicou a caracterização de diversos aspectos que têm a ver com o comportamento a curto e longo prazo, com o efeito de condições higrométricas adversas, com os efeitos dinâmicos e com o comportamento ao fogo.

O Quadro 5 mostra alguns tipos de ligações, correspondendo a um leque alargado de características, que abrangem desempenhos estruturais desde o comportamento misto perfeito até às soluções com vários níveis de escorregamento na ligação, as quais podem conduzir a valores de resistência e rigidez algo modestos.

As características expostas servem somente de referência, pois para uma adequada análise comparativa deveriam ser consideradas as condições de ensaio e as características do betão e da madeira.

Quanto ao modo de funcionamento, a ligação mista poder-se-á classificar em quatro categorias, embora possam coexistir mais do que um tipo:

- i) Ligação por atrito;
- ii) Ligação colada;
- iii) Ligação por contacto directo entre a madeira e o betão;
- iv) Ligação por interposição de elemento metálico.

Nas ligações por atrito, distinguem-se dois mecanismos, o atrito propriamente dito e a adesão ou aderência natural (química) que é possível estabelecer entre os dois materiais. No que respeita a este último, trabalhos recentes procuram analisar este fenómeno, imputando-lhe propriedades importantes, referindo mesmo que poderá ser possível a execução de uma estrutura mista madeira-betão com comportamento misto sem recurso




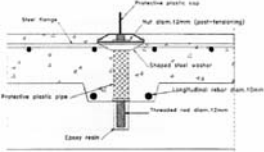





a qualquer outro mecanismo ou dispositivo de ligação [94, 95]. Ainda que em conjunto com qualquer outro modo de funcionamento, este mecanismo de atrito deverá representar uma parcela importante, a qual poderá ser ainda incrementada através da realização de um tratamento apropriado de rugosidade da superfície de madeira [95]. Os desenvolvimentos recentes apontam para a análise deste efeito a longo prazo e a sua relação com a espécie de madeira utilizada.

No que respeita ao atrito entre as superfícies da madeira e do betão, ensaios realizados por Dias [39] concluem que o valor do coeficiente de atrito é de 0,57 numa interface sem qualquer tipo de tratamento especial e na qual a peça de madeira se encontra envolvida por uma película plástica. Este trabalho, realizado por aplicação de vários níveis de força normal às superfícies dos materiais em contacto, não registou uma grande dispersão entre as séries ensaiadas, o que de facto permite aferir da importância e da efectividade deste fenómeno. Contudo, como se verificará posteriormente neste trabalho, a existência das forças de atrito na interface entre os dois materiais estará obviamente condicionada à existência de contacto entre ambas, que por si só não está garantida, dependendo do tipo de ligação madeira-betão utilizada.

Apesar da importância deste tipo de mecanismo de transferência de forças, o Eurocódigo 5 restringe a sua contabilização à existência de ensaios específicos.

As ligações coladas conduzem a soluções de comportamento misto perfeito, através da colagem directa dos dois materiais [143, 12]. Os desenvolvimentos recentes deste tipo de solução centram-se na análise da durabilidade da colagem e no comportamento sob acções de longo prazo e variações das condições higrométricas. Para além das vantagens evidentes no comportamento estrutural, a possibilidade de utilização de colagem com betão fresco conduz a um racionamento de custos bastante interessante.

Quadro 5 – Alguns tipos de ligações mistas madeira-betão.

	imagem	características mecânicas	descrição
1		$F_{max} = 111 \text{ kN}$ $k_s = 415 \text{ kN/mm}$ (Bathon, 2004)	Ligador contínuo, conseguido através de uma malha de aço colada à viga de madeira. Solução muito resistente e rígida conduzindo a um comportamento perfeitamente rígido.
2		$F_{max} = 8,7 \text{ kN}$ $k_s = 20,8 \text{ kN/mm}$ (Tecnaria, 2003)	Ligador Tecnaria [®] , em que o elemento que fica embutido no betão possui grande rigidez e é também cravado na madeira através dos seus dentes visíveis. Os parafusos poderão ser especificados de acordo com as necessidades particulares.
3		$F_{max} = 22 \text{ kN}$ $k_s = 29,2 \text{ kN/mm}$ (Blass, 1995)	Ligador de parafusos SFS [®] , fabricados com aço de alta resistência, possuem uma cabeça com dimensões suficientes para ancorar a força de arrancamento a que ficam sujeitos, podendo no entanto trabalhar também ao corte.
4	 	$F_{max} = 112 \text{ kN}$ $k_s = 350 \text{ kN/mm}$ (Ballerini, 2002)	Entalhe com cavilha pré-esforçada por pós-tensão. A força é transmitida por contacto directo entre as superfícies de madeira e betão e por tracção nas cavilhas. A pós-tensão beneficia esta solução ao contrabalançar os efeitos negativos da retracção do betão e ao mobilizar também alguma força de atrito.
5		$F_{max} = 16,2 \text{ kN}$ $k_s = 4,1 \text{ kN/mm}$ (Dias, 1999)	Pregos a 90° são uma solução de baixa resistência e rigidez, porém são baratos e fáceis de instalar. A sua colocação a 45° constituirá um erro de projecto.
6		$F_{max} = 11,3 \text{ kN}$ $k_s = 7,6 \text{ kN/mm}$ (Dias, 2005)	Varões de aço nervurado cravados no elemento de madeira a 90° (ligação tipo cavilha). Ligação simples de executar. Existência de modelos de previsão do comportamento.
7		$F_{max} = 921 \text{ kN}$ $k_s = 1920 \text{ kN/mm}$ (Tommola, 1999)	Entalhe no elemento de madeira e varões de aço nervurado colados ao elemento de madeira a 45°.
8		$F_{max} = 125 \text{ kN}$ $k_s = 193 \text{ kN/mm}$ (Dias, 2005)	Taco de madeira densa colado à viga de madeira. A transmissão dos esforços de escorregamento é efectuada por contacto entre os materiais, determinando uma ligação com bastante rigidez.

Neste grupo de ligações pode ser também inserida a ligação desenvolvida por Leander Bathon (n.º 1 do Quadro 5), na qual uma malha de aço é colada ao elemento de madeira, sobre a qual é efectuada posteriormente a betonagem [33, 45]. Nesta ligação, o limite das propriedades mecânicas é estabelecido pelas características da malha metálica. Esta solução apresenta-se efectivamente bastante versátil, podendo inclusive ser preconizada em situações de reabilitação com manutenção do soalho, uma vez que com um simples corte longitudinal nos elementos de madeira será possível colocar a malha metálica.

Outro tipo de ligação, cuja característica fundamental é a colagem, é a executada através da colagem de tacos de madeira à viga principal (n.º 8 do Quadro 5). Nesta ligação, o elevado módulo de escorregamento é conseguido através da forma de funcionamento por contacto. Contudo, o aspecto condicionante das propriedades mecânicas da ligação tem a ver com a colagem entre o taco e a viga de madeira, no que respeita à capacidade de carga e ao comportamento a longo prazo. Uma parte do trabalho experimental realizado no âmbito desta tese consistiu em ensaios deste tipo de ligação.

As ligações mistas com mecanismo de funcionamento por contacto sucedem quando uma ou várias porções de um dos materiais se encontra embutido no outro, transferindo os esforços de corte precisamente por contacto directo entre os dois materiais (Figura 17). Este tipo de ligação apresenta em geral propriedades mecânicas bastante elevadas (capacidade de carga e módulo de escorregamento), estando por esta razão na base das soluções utilizadas em estruturas de maior exigência estrutural [34, 116, 128, 130].

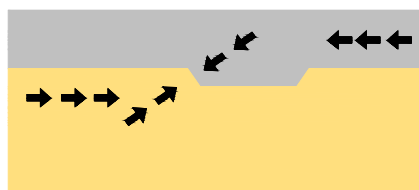


Figura 17 – Equilíbrio esquemático de forças numa ligação por contacto.

Nesta categoria de ligações, para além da ligação já descrita (n.º 8 do Quadro 5), destacam-se duas outras n.º 4 e n.º 7 do Quadro 5, cujo princípio de funcionamento assenta fortemente na resistência e o módulo de escorregamento produzido pelo contacto directo entre as superfícies de madeira e de betão, os quais conseguem atingir os valores mais elevados de entre todas as ligações madeira-betão conhecidas neste momento.

As ligações com funcionamento por colagem ou por contacto podem, para efeito de projecto e dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão, ser consideradas com comportamento misto perfeito, isto é, permitem uma análise global da estrutura através da homogeneização da secção mista em um só material. Contudo, e apesar deste comportamento, a capacidade de carga do sistema de ligação é limitada, razão pela qual a adopção destes tipos de ligação deve ser bastante criteriosa, assentando essencialmente portanto nos níveis de resistência e no controlo de qualidade da colagem.

De facto, reside na relação capacidade de carga – módulo de escorregamento, um dos factores de maior importância na concepção e adopção de ligações mistas madeira-betão, uma vez que o desenvolvimento ‘desequilibrado’ de uma das propriedades em relação à outra pode tornar-se inútil. O aumento da rigidez da ligação implica o correspondente aumento dos esforços da respectiva ligação, como se pode observar da Figura 18.

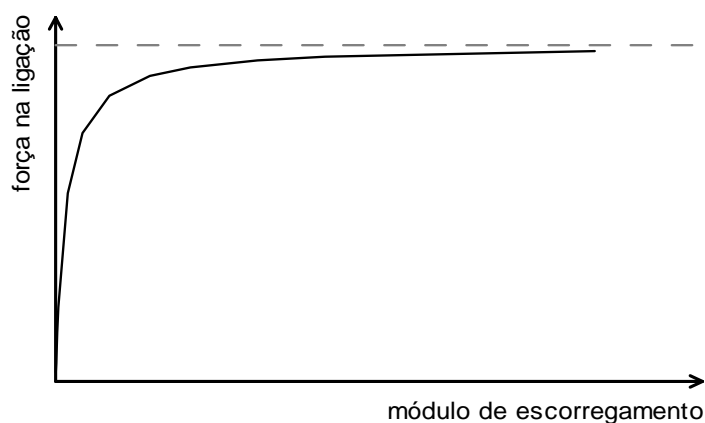


Figura 18 – Relação da força na ligação com o seu módulo de escorregamento.

Por outro lado, também o incremento da capacidade de força da ligação em detrimento da sua rigidez se torna infrutífero, uma vez que os esforços numa ligação estão na prática limitados, como se infere também na Figura 18. A Figura 18 apresenta a evolução da relação entre a força na ligação e o módulo de escorregamento, para uma determinada configuração de secção transversal, vão e valor de carregamento. Observa-se que a força na ligação não cresce mais a partir de valores elevados de rigidez na ligação.

Para as ligações por contacto, a Parte 2 do Eurocódigo 5 estabelece que a componente vertical da reacção de contacto entre os dois materiais devida à força de corte na

interface madeira-betão será de 10% dessa força de corte. O que equivale a dizer que este tipo de ligação deve prever uma amarração entre a madeira e o betão, capaz de absorver esse momento causado pela excentricidade da força de contacto.

Esta prescrição tem sido contestada por alguns autores, advogando que o betão poderá ser capaz de absorver essa componente [93].

Por último, a categoria de ligações com princípio de funcionamento por meio de interposição de elementos metálicos (conectores), sejam eles elementos isolados (pregos, varões colados ou espetados, parafusos), ou elementos contínuos (malha de aço colada à viga de madeira ou placas denteadas), assenta o seu desempenho também no modo como se estabelece a ligação entre a madeira e o betão.

No caso da ligação ser realizada por meio de pregos, parafusos, varões cravados ou colados à madeira na direcção perpendicular ao esforço de corte, estes são solicitados em princípio ao corte e à flexão, designando-se então por conectores tipo cavilha (*dowel type*) conforme ilustrado na Figura 19. Nesta Figura pode observar-se o mecanismo de cedência deste tipo de ligações (esmagamento nas zonas de betão e madeira em contacto com o elemento metálico e flexão nesse elemento metálico).

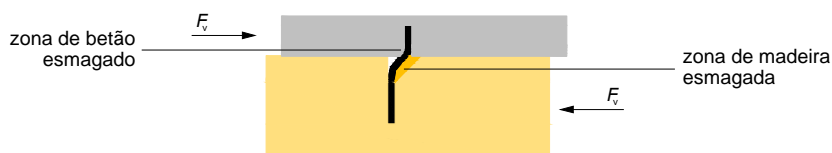


Figura 19 – Esquema da ligação mista tipo cavilha.

Na Parte 2 do Eurocódigo 5 [30] é possível encontrar referências à modelação do comportamento de ligações mistas deste tipo, as quais se baseiam nos modelos para ligações madeira-madeira (Teoria de Johansen [86]) expostos na Parte 1 do Eurocódigo 5 [71]. As prescrições da ENV 1995-2 referem então que os valores característicos da resistência da ligação mista devem ser obtidos majorando em 20% os resultados para a correspondente ligação madeira-madeira, e o módulo de escorregamento da ligação mista majorando também em 100% os valores da ligação homóloga madeira-madeira. Caso a ligação possua uma camada intermédia entre a madeira e o betão, esses modelos não se aplicam.

Estudos realizados por Dias [42, 43] revelam uma razoável correlação entre os resultados experimentais e os modelos propostos no Eurocódigo para este tipo de ligações mistas, concluindo apesar de tudo que os valores para o módulo de escorregamento obtidos pelo modelo do Eurocódigo são cerca de 20% superiores aos obtidos experimentalmente e, em sentido oposto, as previsões para a capacidade de carga estão conservativamente previstas no Eurocódigo. Nesse trabalho, concluiu-se que também a resistência à compressão do betão parece ter uma grande influência nos valores finais das características mecânicas, devendo portanto fazer parte do modelo de comportamento.

Este tipo de ligação possui uma elevada ductilidade e, na grande maioria dos casos, não existe rotura da ligação para os níveis de escorregamento normalmente associados às estruturas mistas. Esta é, sem dúvida, a propriedade em destaque neste tipo de ligação, uma vez que os valores de resistência e módulo de escorregamento são normalmente inferiores aos dos restantes tipos de ligação mista madeira-betão.

Se os conectores forem colocados com inclinação relativamente ao eixo da peça de madeira, são solicitados essencialmente ao arrancamento, conforme interpretação da Figura 20, relativo ao modelo de comportamento proposto na Parte 2 do Eurocódigo 5 para esta tipologia de ligação. Estes elementos inclinados não devem portanto ser materializados por pregos ou varões simplesmente cravados, uma vez que não possuem resistência ao arrancamento relevante.

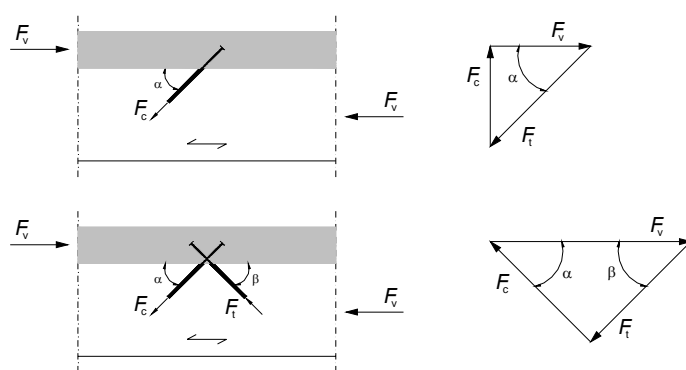


Figura 20 – Modelo de comportamento de ligações mistas madeira-betão com parafusos [30].

Tendo sido adoptada esta tipologia de ligação no trabalho experimental subjacente a esta Tese, será efectuada com maior detalhe uma análise ao seu comportamento em (4.4.2.5).

No comportamento global das estruturas mistas madeira-betão, a madeira, sujeita à combinação de esforços de flexão e de tracção, exhibe um comportamento frágil. O betão sujeito a tensões de flexão composta com compressão raramente chega a plastificar antes da rotura do elemento de madeira, pelo que a ductilidade das estruturas mistas madeira-betão terá de ser conseguida sobretudo através da ductilidade da ligação.

Esta relação estabelece de facto a importância da ductilidade das ligações para os parâmetros de desempenho global das estruturas mistas madeira-betão. Apesar desta relevância, a ductilidade não é definida de forma explícita no Eurocódigo 5 nem na norma de caracterização experimental de ligações, EN 26891 [31].

3.6. Utilização de betão leve nas estruturas mistas

A utilização de betão estrutural, como material de construção, apresenta alguns aspectos desvantajosos como seja a baixa relação entre resistência à tracção e resistência à compressão, acarretando dificuldades em obter um aproveitamento óptimo de toda a secção. Outra característica problemática decorre da sua massa volúmica, uma vez que o peso próprio das estruturas de betão representa uma parcela importante quando comparada com as restantes cargas aplicadas. Uma redução do peso próprio poderá permitir uma redução de custos, principalmente em consequência da redução de cargas.

A adopção de betão de agregados leves em estruturas mistas madeira-betão surge como a opção natural no sentido de desenvolver uma estrutura ainda mais ligeira, garantido que esteja o desempenho estrutural.

A Figura 21 define várias soluções construtivas que se quer comparar.

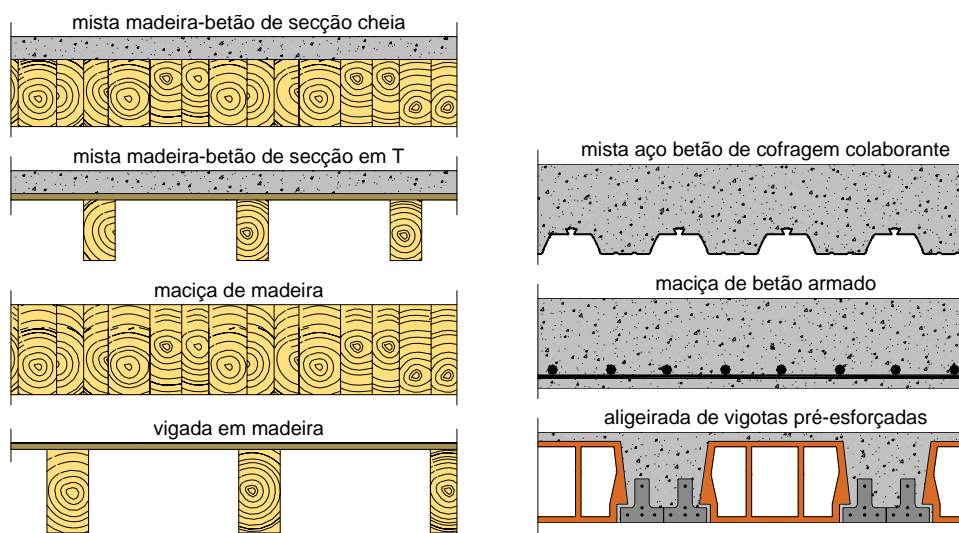


Figura 21 – Soluções construtivas para execução de pavimentos.

A Figura 22 apresenta um estudo comparativo entre várias soluções construtivas para um pavimento simplesmente apoiado sujeito a uma sobrecarga de 4 kN/m^2 , para vãos entre 3 e 7 metros. O dimensionamento foi efectuado para estados limite últimos e estados limite de utilização. Contudo, para tornar comparáveis os resultados, as secções foram calculadas para uma deformação de $L/600$. As soluções construtivas avaliadas para os pavimentos foram as seguintes: maciço de betão armado, aligeirado de vigotas pré-esforçadas, misto aço-betão de cofragem colaborante, vigado em madeira, maciço de madeira, misto madeira-betão de secção em T com betão leve, misto madeira-betão de secção em T com betão normal, misto madeira-betão de secção cheia com betão leve, misto madeira-betão de secção cheia com betão normal (Figura 21).

Da análise dos elementos apresentados na Figura 22, decorre a percepção de que, para a mesma prestação estrutural, nas condições do estudo, as soluções envolvendo madeira são mais ligeiras. Por exemplo, em comparação com a solução maciça de betão armado, essa relação melhora com o aumento do vão.

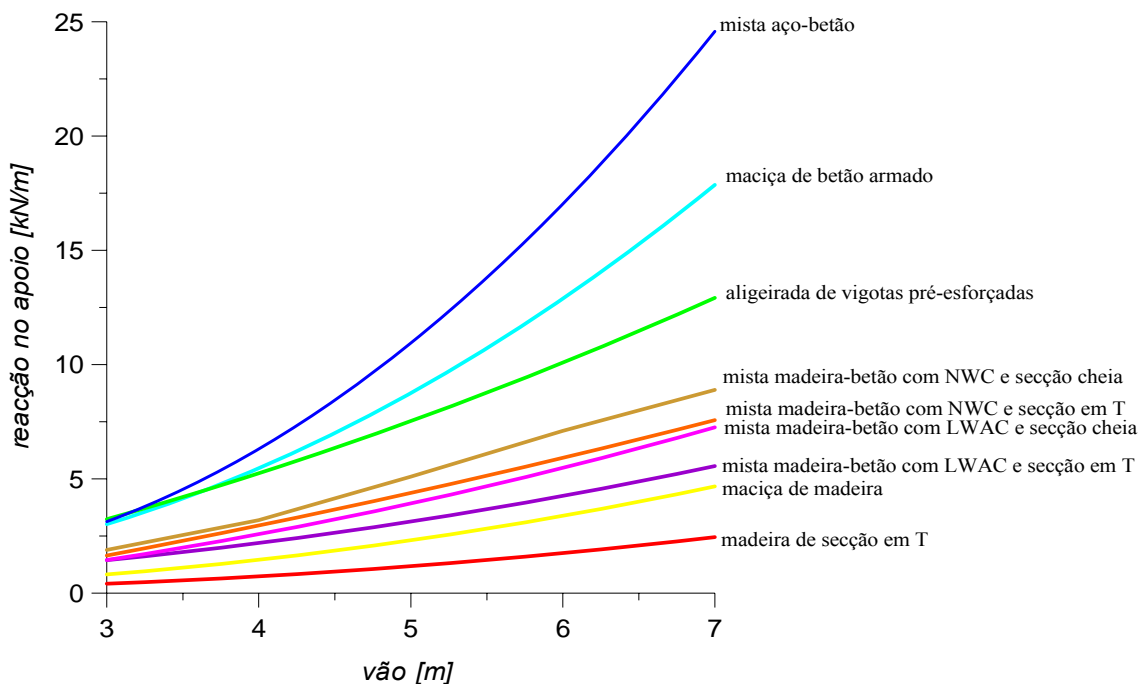


Figura 22 – Comparação de soluções construtivas para execução de um pavimento.

Por outro lado é perceptível que a adopção de betão de agregados leves nas tipologias de secção mista madeira-betão leva a uma redução importante nos esforços transmitidos à estrutura de suporte. Esta importância é tanto mais significativa quanto maior é o vão a vencer, notando-se que para vãos pequenos (inferiores a 4 metros) a diferença é insignificante.

Em termos de deformabilidade, o desempenho da utilização de betão leve é reflexo do conjunto de vários factores que concorrem no comportamento da estrutura mista. Podem destacar-se dois aspectos de sinal contrário. Por um lado, a redução da massa volúmica do betão diminui as cargas e por consequência diminui as respectivas deformações, mas, por outro lado, essa mesma diminuição da massa volúmica corresponde a uma diminuição do módulo de elasticidade que tem como reflexo directo o aumento das deformações.

Estará então no balanceamento destes dois aspectos a obtenção de uma solução óptima que poderá tornar a utilização de betão leve mais vantajosa em comparação com o uso do betão normal. Dada a existência de uma série de outros factores que afectam o módulo de flexão da estrutura mista madeira-betão e têm repercussão na importância que a massa volúmica e o módulo de elasticidade têm na deformação vertical, não é

possível o estabelecimento de uma relação analítica entre a massa volúmica e o módulo de elasticidade e a deformação.

De forma a ultrapassar esta dificuldade, foi realizado um grande número de simulações de forma parametrizada. Foi considerada a massa volúmica do betão nas gamas de 1250 a 1750 kg/m³ e uma resistência à compressão no intervalo de 20 a 30 MPa. O módulo de elasticidade do betão foi determinado assumindo a validade das Equações (1) e (2) (Secção 2.1) enquanto que para a madeira esses valores oscilam entre 8 e 12 GPa.

Os resultados da Figura 23 correspondem a 6 séries de simulações onde são ponderadas todas as combinações possíveis dos parâmetros enunciadas no parágrafo anterior. As séries apresentadas diferem no módulo de escorregamento da ligação e na relação altura/largura da secção transversal de madeira. O betão considerado como padrão corresponde a um betão normal da Classe C20/25 e assim as curvas nos diagramas ilustram as características mínimas de desempenho do betão leve para atingir ou superar a utilização de betão de massa volúmica normal a respeito da deformabilidade da estrutura.

Duas importantes conclusões gerais podem ser extraídas das simulações efectuadas. Por um lado, a importância da utilização de betão leve cresce com o aumento da dimensão do vão a vencer (abaixo dos 5 metros não há, em geral, vantagens). Também a rigidez da ligação influi, verificando-se que quanto maior for o grau de interacção entre os dois materiais, menor é a importância da adopção de betão leve tendo em vista a diminuição das deformações.

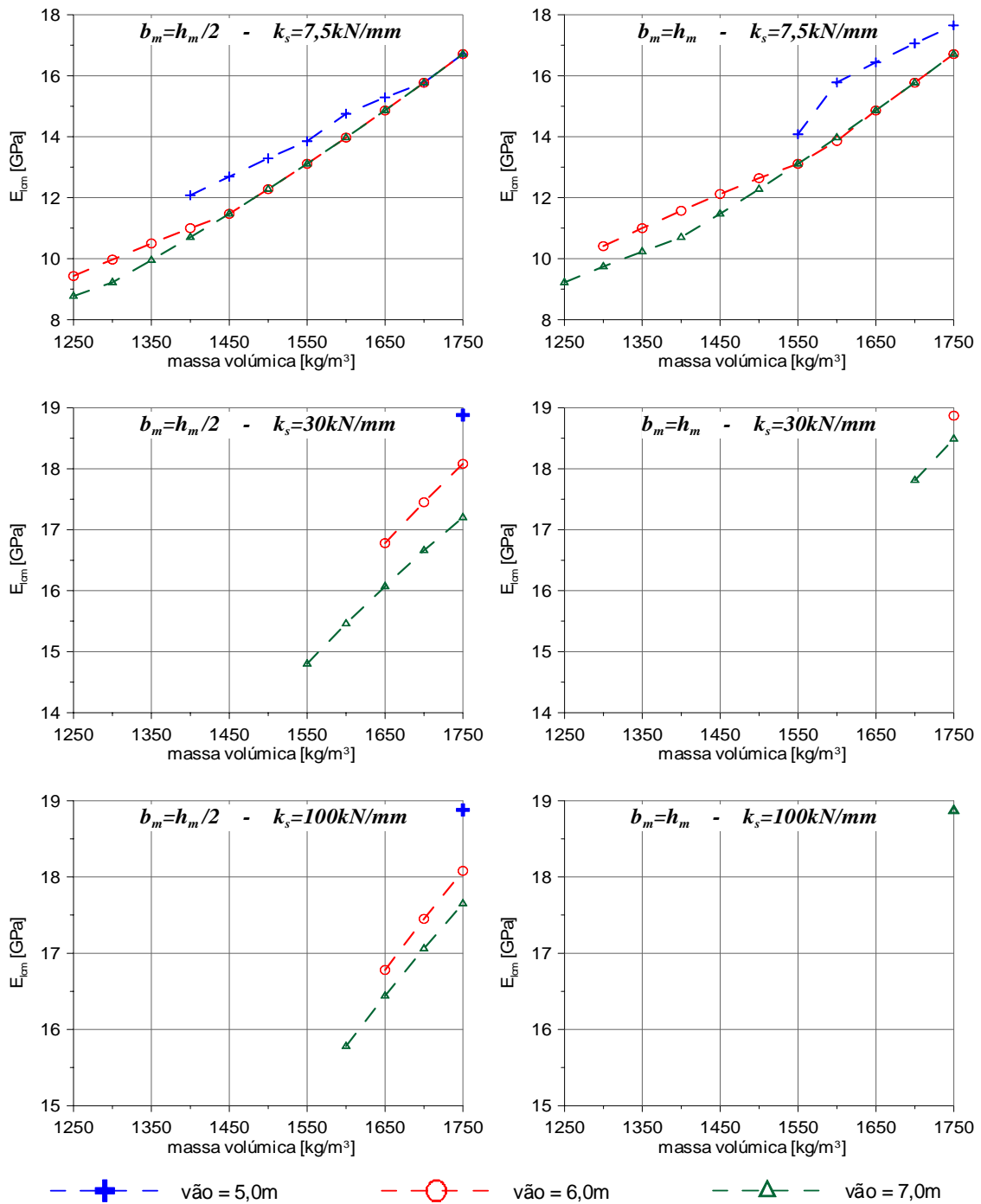


Figura 23 – Limiar das características que tornam o betão leve mais vantajoso que o betão normal.

4. Caracterização mecânica de ligações mistas madeira-betão – curta duração

4.1. Objectivos do ensaio de corte

Tal como já foi referido nos capítulos anteriores, o desempenho do sistema misto madeira-betão baseia-se, em grande parte nas características mecânicas da ligação entre os dois componentes do sistema, madeira e betão. Nesta medida, a avaliação experimental do comportamento da ligação procura identificar os seguintes aspectos:

- i) Valores médios e valores característicos das propriedades mecânicas da ligação: capacidade de carga e módulo de escorregamento;
- ii) Modos de rotura;
- iii) Avaliação qualitativa da capacidade de deformação pós-cedência;
- iv) Importância da Classe do betão para o desempenho da ligação;
- v) Relevância da existência de camada intermédia no comportamento mecânico da ligação.

A campanha experimental de caracterização mecânica da ligação mista madeira-betão, utilizando betão de agregados leves, subdividiu-se em duas partes fundamentais: ensaios de curta duração e ensaios de longa duração.

Nos ensaios, monotónicos, de curta duração, procurou-se aferir do comportamento do betão leve perante a realização de ligações mistas com princípios de funcionamento distintos. Foram então escolhidos dois tipos de ligação mista, uma ligação de comportamento rígido quase perfeito e outra ligação de comportamento menos rígido, aqui designada por flexível, para melhor distinção em relação ao outro tipo de ligação.

A ligação flexível foi materializada por parafusos tipo SFS VB 48-7.5x100 (Figura 24) e a experiência adquirida de ensaios em provetes realizados com betão de massa volúmica normal permitiu prever um comportamento de rigidez média, isto é, permitindo algum escorregamento relativo entre a madeira e o betão. Esta ligação, apesar da sua baixa rigidez, tem uma melhor ductilidade, que poderá ser explorada no comportamento em flexão da estrutura mista madeira-betão.

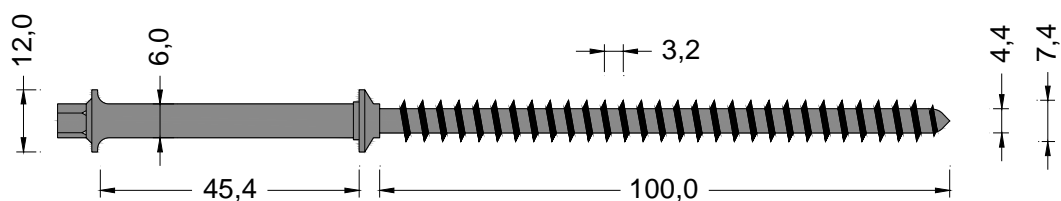


Figura 24 – Parafuso SFS VB 48-7.5x100.

Utilizando este parafuso como ligador, foram produzidas várias soluções alternativas, sempre colocando os parafusos aos pares e fazendo um ângulo de 45° com a vertical, dispendo-os em paralelo ou cruzados, conforme se observa da Figura 25. Foi também testada uma alteração ao parafuso original pela introdução de uma anilha junto da cabeça. Portanto, a investigação efectuada cobre 3 configurações diferentes.

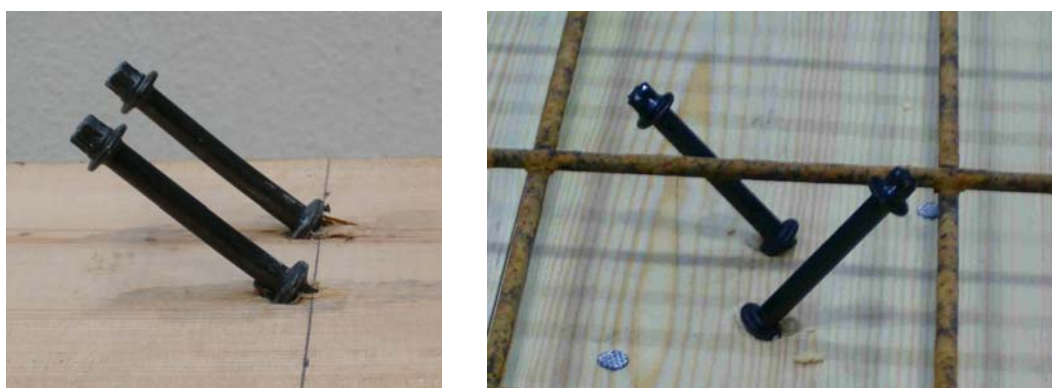


Figura 25 – Parafusos SFS dispostos em paralelo ou cruzados.

As configurações adoptadas foram sempre aplicadas a lajes com e sem camada intermédia entre a madeira e o betão. Um outro parâmetro que se variou foi o tipo de betão, com a consideração dos tipos apresentados no Quadro 1 do Capítulo 2.

A execução deste tipo de ligação com parafusos revelou-se simples, sendo somente necessário estabelecer alguns procedimentos especiais de preparação. Por exemplo, o ângulo de penetração do parafuso a 45° foi garantido através de uma peça de guia.

Devido à curta distância do parafuso ao bordo lateral do provete (< 6 cm), agravada pela espessura reduzida das tábuas de solho, mostrou-se ainda necessária a execução de uma pré-furação da camada intermédia. Nos provetes sem camada intermédia não foi efectuada pré-furação da peça de madeira para receber o parafuso, de acordo com o estipulado no Eurocódigo 5 para diâmetros inferiores a 8 mm.

A anteceder a colocação dos parafusos foi sempre colocada em todos os provetes uma película de plástico envolvendo a peça de madeira.

Com propriedades bastante diferentes do tipo de ligação apresentada anteriormente, foi ainda considerada uma ligação através da colagem de um taco de madeira à viga principal de madeira (Figura 26). Este tipo de ligação apresenta, de facto, um comportamento qualitativa e quantitativamente distinto das ligações mistas com parafusos, permitindo, com a sua aplicação, um comportamento misto perfeito. Tendo também uma resistência mecânica muito superior, esta ligação apresenta em geral um comportamento frágil na rotura.



Figura 26 – Ligação mista madeira-betão realizada com taco de madeira de azinho colado.

Na colagem do taco de madeira à viga utilizou-se cola universal para madeira. Uma vez que a transmissão da força de corte se dá por contacto directo entre a madeira e o betão (Figura 17), são requisitos de base nesta tipologia de ligação que a colagem seja eficiente e que a qualidade da madeira no contacto madeira-betão ofereça a maior resistência possível ao esmagamento localizado pelas razões que serão desenvolvidas mais adiante em (4.3.5) e (4.4.3). Para tal, o taco de madeira foi fabricado a partir de madeira de azinho, que se considerou adequada para estas funções. De facto, trata-se de uma madeira bastante densa e oferece uma grande resistência ao esmagamento na direcção paralela ao fio. Esta espécie não é explorada comercialmente, por ser proibido a seu abate, usando-se a madeira proveniente de podas e abate de espécimes doentes como lenha.

Esta ligação foi aplicada em provetes onde se variou a Classe do betão utilizado, bem como a espessura do taco, conduzindo às séries E e F. Para analisar a influência da espessura do taco, bem como a resistência à compressão paralela ao fio da madeira no

taco, foram ainda realizados alguns ensaios preliminares, cujas principais conclusões são apresentadas em (4.4.3).

A colagem dos tacos foi realizada procedendo-se à preparação das superfícies de colagem com uma lixa para madeira de grão médio, após a qual se espalhou uma camada muito fina de cola. A colagem foi efectuada por aperto durante mais de 48 horas,. A experiência obtida no fabrico destes provetes de ligação, confirmou ainda alguns procedimentos básicos para o controlo de qualidade de execução deste tipo de peças, como sejam: superfícies bem lixadas, isentas de sujidade e perfeitamente planas, películas muito finas de cola e grande força de aperto (cerca de 1500 kg).

Antecedendo a betonagem das peças, foi realizada em todos os provetes de madeira uma pintura com emulsão betuminosa, de forma a impedir a humedificação dos elementos de madeira do provete.

Para além destes dois tipos de ligação, foram ainda realizados alguns provetes mistos adoptando placas denteadas (Figura 27) como ligação mista. As placas denteadas foram utilizadas por alguns autores, nomeadamente por van der Linden [98], recorrendo a betão de massa volúmica normal, obtendo-se então prestações mecânicas interessantes.



Figura 27 – Placa denteada, tipo WOLF 100 da Wolf Systems.

A placa denteada utilizada nesta tese tem características distintas das habitualmente disponíveis no mercado da especialidade, uma vez que, como se observa, tem dentes em ambas as faces da placa. Trata-se de um produto ainda em desenvolvimento pelo fabricante (WOLF SYSTEMS) estando no momento apenas disponível como protótipo para ensaios experimentais. A placa denteada tem a designação de “*WOLF 100*”, possuindo uma espessura de 1 mm e dimensões 200x24 mm². A profundidade dos dentes é de 8 mm e o aço tem uma tensão de cedência de 350 MPa.

Apesar do potencial revelado nos ensaios de corte realizados, a introdução desta ligação mista neste trabalho teve somente um intuito exploratório, pelo que não lhe foi dada continuidade através de ensaios de flexão.

O Quadro 6 apresenta as configurações realizadas para ensaio de ligações mistas madeira-betão, indicando as condições em que é efectuado o ensaio (curta duração ou longa duração), o número de provetes ensaiados, a existência de camada intermédia, o tipo de betão utilizado e por fim o tipo de ligação.

Quadro 6 – Sumário das configurações de ensaios de corte utilizadas.

série	tipo de ligador	classe do betão	camada intermédia	n.º de ensaios	tipo de ensaio
B	parafusos SFS cruzados a 45°	LC20/22 D1,6	sim	39	CD
B				4	LD
H			não	39	CD
H				4	LD
C		LC16/18 D1,6	sim	24	CD
I			não	20	CD
I		4		LD	
V		LC16/18 D1,4	sim	23	CD
Q			não	20	CD
Q				4	LD
T	parafusos SFS paralelos a 45°	LC20/22 D1,6	sim	24	CD
P			não	20	CD
P		4		LD	
S		LC16/18 D1,4	sim	24	CD
U			não	24	CD
A	parafusos SFS cruzados a 45° com anilha	LC20/22 D1,6	sim	20	CD
G			não	19	CD
D		LC16/18 D1,6	sim	18	CD
J			não	39	CD
F	tacos de 20 mm	LC20/22 D1,6	não	6	CD
E		LC16/18 D1,4	não	6	CD
M	placas denteadas	LC20/22 D1,6	não	10	CD

LEGENDA: CD – curta duração, LD – longa duração

Nestes ensaios foi utilizada madeira lamelada-colada, com lamelas da classe de resistência C18, de acordo com informação prestada pelo fornecedor. Segundo a norma NP EN 1194 [76], a esta classe de resistência das lamelas, corresponde uma classe de resistência da viga lamelada-colada, GL24. Os ensaios decorreram com um teor de água na madeira entre 12,4 e 14,4%. O valor médio da massa volúmica é de 430 kg/m³.

No Anexo I, no Quadro I- 1, podem ser consultados os valores de resistência à compressão e massa volúmica, do betão, e massa volúmica e teor de água na madeira, determinados para cada uma das séries ensaiadas.

4.2. Descrição do ensaio de corte

Em estruturas mistas madeira-betão, a ligação entre a madeira e o betão é sujeita a esforços de escorregamento, como foi já descrito e analisado nos capítulos anteriores. Dessa forma, a caracterização mecânica da ligação é efectuada tendo em vista precisamente a aplicação de um esforço semelhante ao presente na viga mista, pela aplicação de uma força de corte entre os elementos de madeira e betão.

A execução do ensaio de corte desenrola-se com base na norma de ensaio de ligações com dispositivos metálicos para estruturas de madeira, EN 26891 [31], a qual é adoptada por uma larga maioria de investigadores, na ausência de uma norma específica para ligações mistas madeira-betão.

O ensaio é realizado segundo uma configuração típica tipo *push-out test*, preconizada também por diversos investigadores [42, 89, 90, 105]. Com este formato de provete (Figura 28) existem dois planos de corte (madeira-betão). Em cada um é colocada uma ligação (no caso dos parafusos, coloca-se um par em cada plano de corte).

O provete da ligação mista consiste numa peça de madeira com 160x160x300 mm³ entre dois blocos de betão (160x160x300 mm³), unidos por um ligador em cada plano de corte. A força de compressão é aplicada ao centro, na peça de madeira, através de uma chapa espessa de aço, a qual providencia uma distribuição uniforme da força pela superfície. A cabeça da máquina de ensaio possui uma rótula tridimensional, possibilitando uma rotação livre durante o ensaio.

Nos provetes com ligação realizada por parafusos, as peças de madeira são envolvidas por uma película de plástico, a qual tem como função evitar a passagem de água para a madeira aquando da betonagem e anular o atrito entre os materiais.

Com este tipo de configuração de provetes, será fundamental que a medição dos escorregamentos seja efectuada através da leitura em 4 pontos, medindo em cada um dos pontos directamente o escorregamento relativo entre a madeira e o betão. Esta montagem dos deflectómetros permite ultrapassar as possíveis fontes de erro na execução deste tipo de ensaio, como sejam rotações e torções no provete ou deficiências no apoio dos provetes (esmagamentos e falta de ortogonalidade das faces).

A condução do ensaio foi efectuada através de uma máquina universal, Figura 28, programada com uma história de carga descrita na Norma EN 26891 [31] e apresentada na Figura 29.

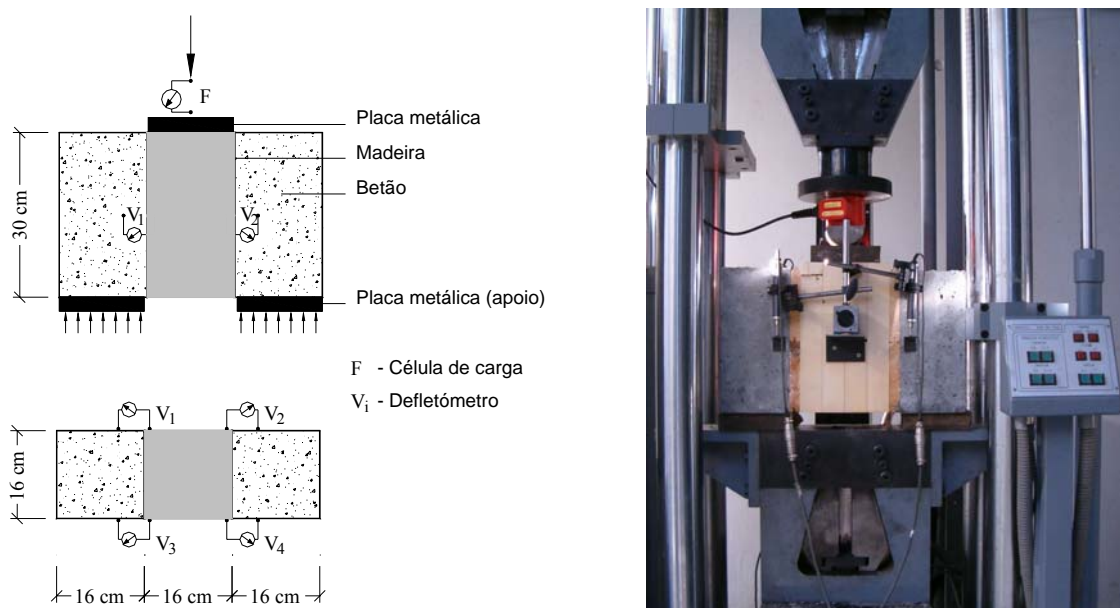


Figura 28 – Esquema dos ensaios de corte.

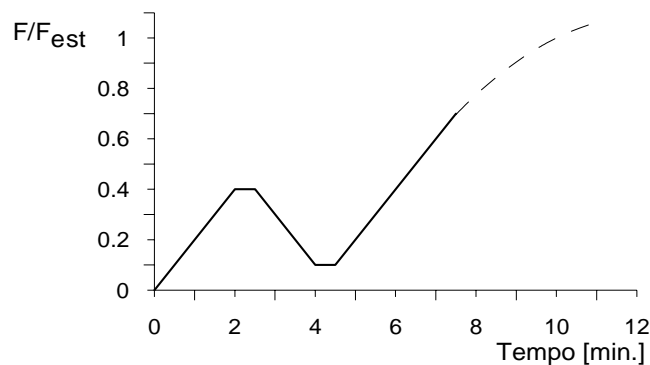


Figura 29 – História de carga nos ensaios de corte das ligações [31]

A definição da história de carga do ensaio é baseada na estimativa da capacidade de carga da ligação, F_{est} , na sequência de ensaios preliminares ou experiência com outras ligações semelhantes, podendo ainda ser ajustada posteriormente, de modo a que exista uma diferença inferior a 20% em relação ao valor médio obtido nos ensaios.

O ensaio é iniciado com a aplicação de uma força crescente até $0,4 F_{est}$, mantida por 30 segundos, após os quais é reduzida até $0,1 F_{est}$ e mantida novamente por 30 segundos. A partir desta fase, a força é incrementada até se obter a carga máxima ou um escorregamento superior a 15 mm. Este incremento de força é efectuado em duas etapas. Na primeira fase, o ensaio é feito em controlo de força, com um incremento/decrécimo de $0,2 F_{est}$ /minuto \pm 25%. Numa segunda etapa, a partir dos $0,7 F_{est}$, o ensaio é conduzido com controlo de deslocamento, a uma velocidade [mm/s] de forma a que o final do ensaio seja atingido em mais 3 a 5 minutos, implicando uma duração total do ensaio entre 10 e 15 minutos.

4.3. Apresentação de resultados e análise

4.3.1. Ensaio de referência (de arrancamento)

Tendo em vista a análise dos resultados dos ensaios de corte das ligações mistas e em conformidade com os modelos de comportamento identificados e propostos em (4.4.2.5), foram realizados ensaios de arrancamento dos parafusos em provetes de madeira e em provetes de betão. Os provetes de madeira utilizados nestes ensaios provêm do mesmo lote de madeira lamelada-colada, utilizado nos ensaios de corte e possuíam um teor de água de cerca de 12%. Ambos os ensaios seguem o estipulado na norma EN 1382 [20] e segundo os esquemas apresentados na Figura 30 e Figura 31.

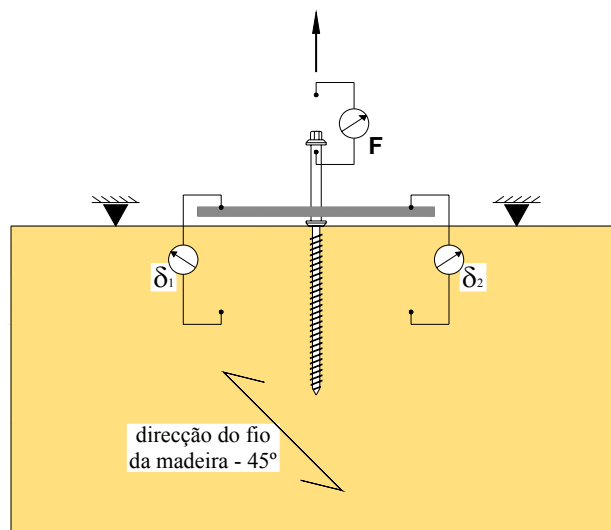


Figura 30 – Esquema do ensaio de arrancamento do parafuso em madeira.

Os ensaios decorreram em tracção, numa máquina universal, tendo sido medida a força directamente a partir da máquina, sem recurso portanto à interposição de qualquer transdutor de força. O escorregamento relativo entre o parafuso e o material de base, madeira ou betão, foi medido com dois deflectómetros directamente no material base e indirectamente no parafuso. Para este efeito foi concebido um dispositivo metálico, que depois de devidamente solidarizado ao parafuso de ensaio serviu de reacção aos deflectómetros. A recolha de leituras efectuada em lados diametralmente opostos permite acautelar a possível rotação do parafuso durante o ensaio.

Nos ensaios de arrancamento em provetes de betão, com o intuito de simular de forma mais realista os ensaios de corte, foi colocada uma tábua de solho entre os apoios de reacção e o provete de betão, tal como se encontra ilustrado na Figura 31.

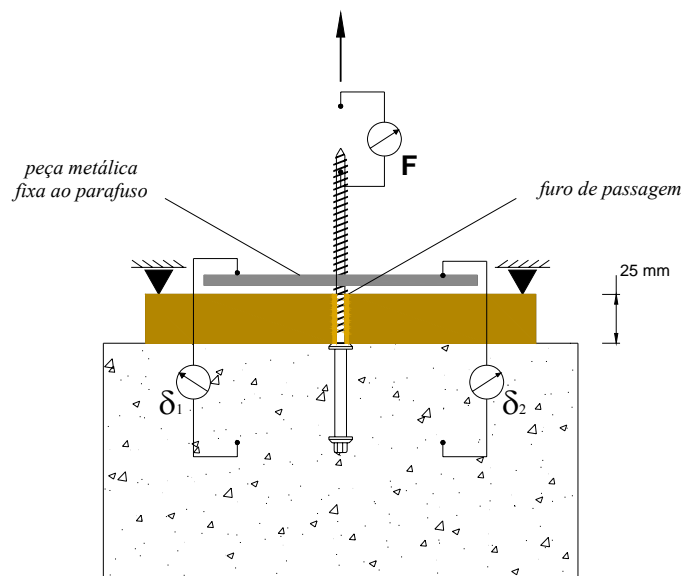


Figura 31 – Esquema do ensaio de arrancamento de parafuso em betão.

Os ensaios de arrancamento do parafuso na madeira são efectuados com o fio da madeira numa inclinação de 45°, de acordo com a situação existente nas ligações mistas executadas. A profundidade de penetração do parafuso varia portanto em função da configuração que se pretende reproduzir, com a situação de penetração parcial (70 mm) e a situação de penetração total (100 mm) consistente com a existência ou não de camada intermédia.

Conforme consta nos resultados apresentados na Figura 32, relativos ao comportamento ao arrancamento de parafusos com 70 mm de penetração na madeira, a força máxima atingida oscila entre 12,5 e 15 kN, sendo o seu valor médio de 13,8 kN. Merece especial realce, o facto de somente em 2 dos 6 provetes ensaiados se ter observado rotura por arrancamento. Curiosamente, a resistência obtida nos provetes onde se atingiu rotura por arrancamento correspondem aproximadamente ao valor máximo e mínimo.

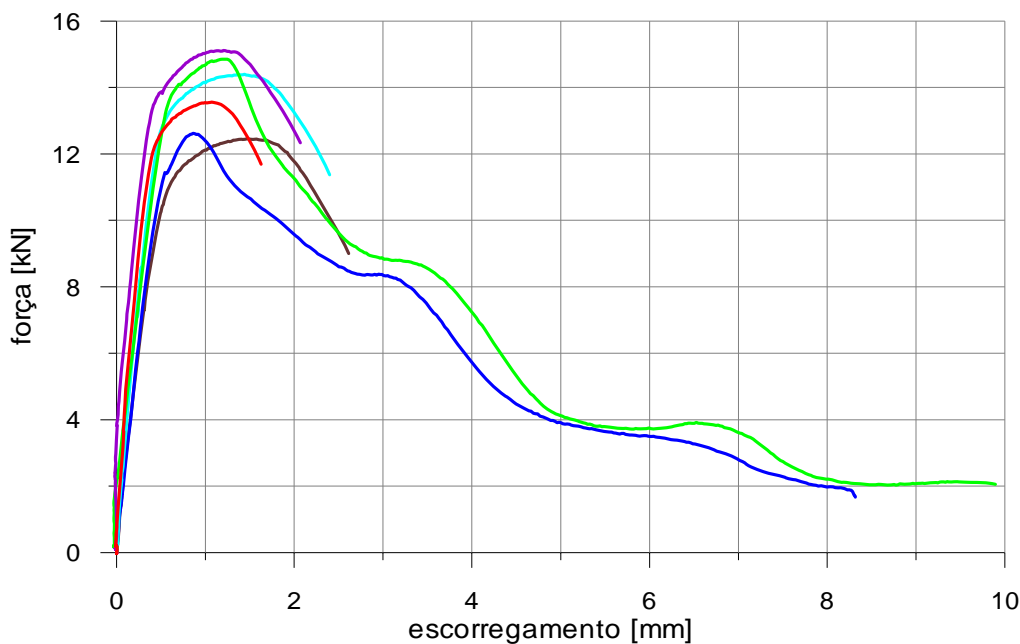


Figura 32 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em madeira com penetração parcial (70 mm).

A deformação média verificada na carga máxima foi de 1,21 mm, notando-se uma queda brusca da capacidade de carga após atingir o valor máximo.

Os resultados obtidos nestes ensaios são diferentes do previstos segundo o modelo proposto no Eurocódigo 5, perante o qual se determina uma resistência de 8,6 kN. Pese embora ser reconhecido que a formulação do Eurocódigo 5 não incorpora algumas características mais particulares dos parafusos, como sejam a profundidade e o passo da rosca, as quais têm de facto relevo no desempenho perante uma solicitação axial, a diferença encontrada não deixa de ser surpreendente.

Na Figura 33, estão expressos os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento dos parafusos, agora com 100 mm de penetração na madeira. Conforme se observa, os diagramas de comportamento apresentam um padrão semelhante ao obtido nos parafusos com penetração de 70 mm. Nos 4 provetes ensaiados, somente em um deles se verificou rotura da ligação por arrancamento do parafuso. Nos restantes, a rotura foi obtida por tracção no aço do parafuso.

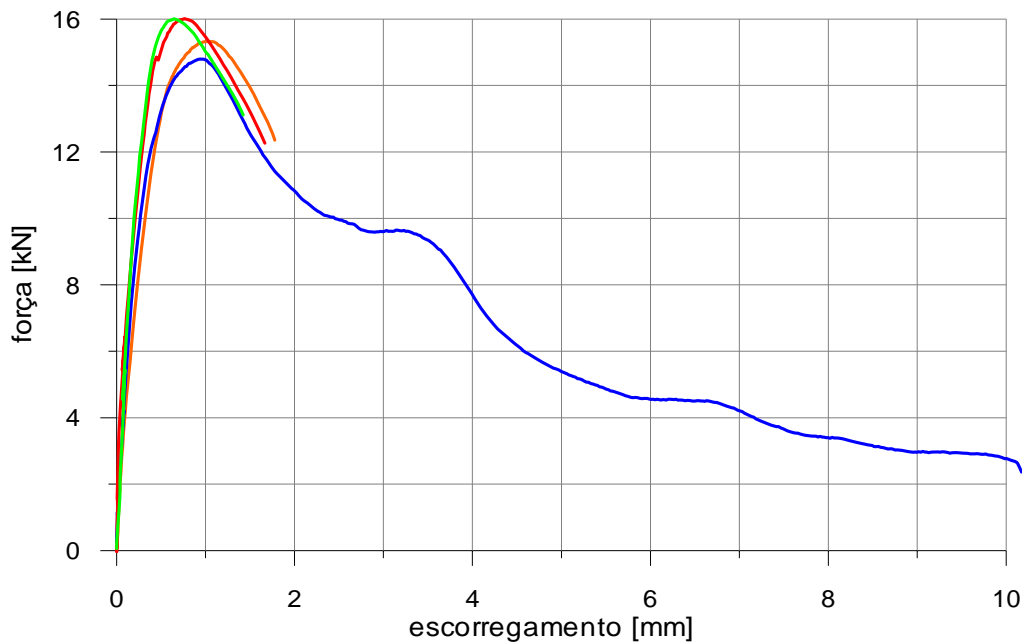


Figura 33 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em madeira com penetração total (100 mm).

Os valores encontrados para a resistência da ligação, 15,5 kN, foram cerca de 12% superiores aos encontrados na situação anterior, para uma profundidade de penetração que é 40% superior. A este respeito existem algumas questões difíceis de explicar. Desde logo porque sendo a rotura por tracção no aço do parafuso, não deveria existir qualquer relação com a profundidade de penetração. Por outro lado, assumindo o modo de rotura por arrancamento, os modelos de previsão da resistência assumem uma proporcionalidade de expoente 0,8 com a profundidade de penetração, a qual também não se verifica.

O escorregamento médio registado para a força máxima foi de 0,84 mm, valor este nitidamente inferior ao avaliado na série anterior.

Relativamente aos valores de resistência previstos, de acordo com o Eurocódigo 5 esperar-se-ia uma força máxima de 11,8 kN, a qual se reconhece ser muito semelhante ao valor de resistência por tracção do aço do parafuso.

Os resultados discrepantes entre os valores previstos (resistência à tracção e resistência ao arrancamento) e os encontrados nos ensaios ficam a dever-se, provavelmente, aos factores já enunciados, como são uma elevada qualidade do aço dos parafusos e dimensões da rosca dos parafusos muito superiores ao normal.

Nos ensaios de arrancamento do parafuso no betão (Figura 34), é possível observar com nitidez as diferenças de resultados entre as duas séries e, destas para as séries apresentadas anteriormente. Utilizando betão da Classe de Resistência LC20/22, a resistência média ao arrancamento é de 12,3 kN, sofrendo um abaixamento para 8,1 kN com a diminuição da Classe do betão para a Classe LC 12/13.

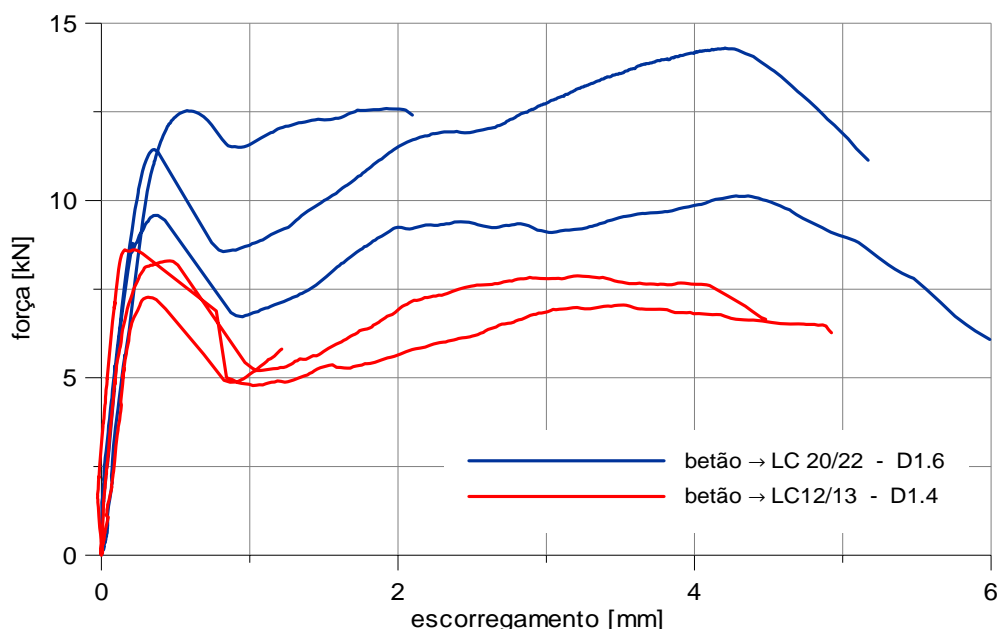


Figura 34 – Resultados dos ensaios de arrancamento de parafusos em betão.

O valor do escorregamento é substancialmente inferior ao obtido nos ensaios de arrancamento dos parafusos na madeira, correspondendo a 0,43 mm e 0,34 mm, respectivamente, para as classes de resistência LC20/22 e LC12/13.

Contudo, a característica mais discrepante do comportamento ao arrancamento dos parafusos no betão em relação ao arrancamento na madeira, é o desempenho pós-cedência uma vez que, inclusive, como é nítido na Figura 34, a força máxima é atingida em alguns provetes depois de uma primeira rotura local.

4.3.2. Ensaio de corte com parafusos cruzados a 45°

A configuração da ligação mista com parafusos simples colocados cruzados a 45° foi aplicada variando a classe do betão, em provetes com e sem camada intermédia. Esta configuração, face aos resultados em provetes com betão de massa volúmica normal obtidos por outros investigadores, permite a contabilização do efeito da qualidade do betão.

Esta configuração, pelo que foi possível ver pela inspecção dos provetes ensaiados, é a única em que está presente o modo de rotura por arrancamento dos parafusos. Contudo, esse modo só ocorre em alguns provetes nas séries com camada intermédia. Nestas séries é ainda possível observar, para além do arrancamento do parafuso de tracção, deformação por flexão no parafuso de compressão, fenómeno que se associa ao típico efeito de cavilha.

Nas séries sem camada intermédia, a deformação nos parafusos devida ao chamado efeito de cavilha tem uma menor expressão, não sendo perceptível em bastantes provetes. Também não foram detectados modos de rotura por arrancamento do parafuso.

Não tendo existido ainda qualquer exemplo de rotura por tracção nos parafusos, podemos concluir, por exclusão de partes, que a rotura da ligação se dá por esmagamento localizado do betão junto da cabeça do parafuso, a qual não foi possível inspeccionar já que implicaria a destruição prévia do provete, o que inviabilizaria a observação pretendida. Esta ilação encontra suporte também nos resultados apresentados no ponto anterior, uma vez que a resistência ao arrancamento dos parafusos da madeira ou a resistência do aço dos parafusos em tracção é sempre superior à resistência dos parafusos ao arrancamento no betão.

No Quadro 7, é apresentado o resumo dos valores médios e dos valores característicos das propriedades mecânicas da ligação e respectivos coeficientes de variação nas 6 configurações testadas com parafusos simples cruzados a 45°. No Anexo I, são apresentados nos Quadros I-3, I-5, I-8, I-9, I-12 e I-15 os resultados de todos os provetes ensaios nestas séries.

Quadro 7 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e módulo de escorregamento das ligações com parafusos cruzados a 45°.

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}			módulo de escorregamento, k_e		
		valor médio [kN]	valor característico [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	valor característico [kN/mm]	coef. de variação [%]
B	44	15,4	13,3	8,0	21,0	17,1	10,5
H	39	16,4	13,5	10,0	31,8	24,9	12,6
V	23	17,0	14,3	9,1	20,2	15,4	13,4
Q	20	15,3	11,2	8,1	29,2	21,5	15,1
C	24	15,6	13,4	8,2	19,1	15,2	11,7
I	20	14,6	11,5	12,0	31,1	23,4	14,2

Nota: Séries com camada intermédia: B, V e C

Os valores característicos das propriedades da ligação são determinados com referência à metodologia indicada no Anexo D da EN 1990 [18].

Pela análise global dos resultados desta ligação não existem diferenças substanciais, em termos de capacidade de carga da ligação, nas diferentes configurações ensaiadas, nem por efeito da existência da camada intermédia nem devido aos betões de massa volumica e resistência à compressão diferentes. Pelo contrário, em relação ao módulo de escorregamento das ligações, nota-se uma diminuição quando existe uma camada intermédia. Não fazendo distinção entre a Classe do betão utilizado, o valor médio nos provetes sem camada intermédia é de 30,6 kN/mm, enquanto que o valor médio nos provetes com camada intermédia é de 20,1 kN/mm, o que constitui uma diferença significativa.

Nas figuras seguintes, encontram-se representados graficamente os resultados dos ensaios de corte, sendo utilizada a mesma forma de apresentação de resultados para todas as séries de provetes ensaiados. No lado esquerdo das figuras, são representados todos os diagramas força/escorregamento dos provetes ensaiados nessa série, enquanto que do lado direito é efectuado um resumo dos respectivos resultados. Este resumo, é obtido pela apresentação somente dos diagramas dos provetes com a carga máxima correspondente ao valor máximo, médio e mínimo (cores azul, preta e vermelha, respectivamente) dos ensaios realizados. O diagrama de cor cinza tem o andamento

correspondente à média de todos os diagramas e é conseqüentemente interrompido quando o primeiro provete atinge a rotura.

Na Série H, representada na Figura 35, foram ensaiados 39 provetes, havendo uma assinalável dispersão no diagrama de força/escorregamento, que pode ser identificada pelos exemplos apresentados. O padrão de deformação desta ligação não se assemelha ao de um parafuso solicitado ao arrancamento na madeira, como se observa por comparação com a Figura 32, havendo posteriormente à primeira rotura uma nova inflexão ascensional da capacidade de carga, a qual conduziu inclusive em alguns provetes ensaiados, ao valor máximo da carga. Este padrão pode portanto afigurar-se mais ao verificado na Figura 34, relativamente ao arrancamento no betão.

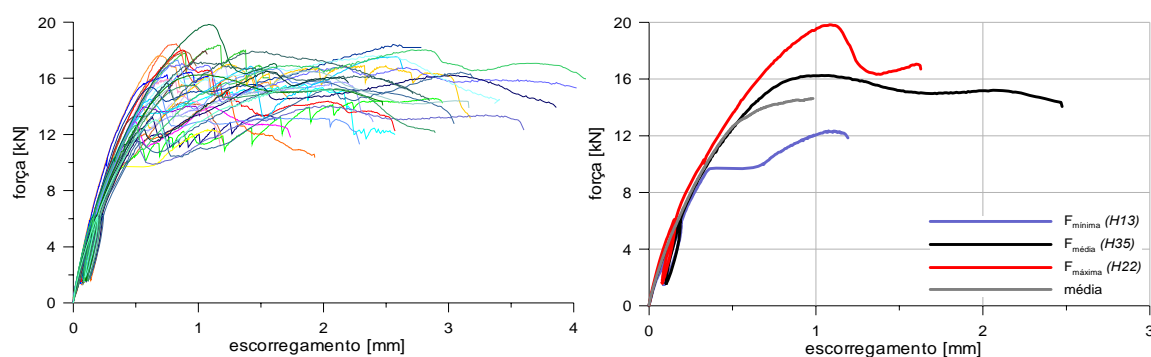


Figura 35 – Diagramas força/escorregamento da Série H.

O escorregamento máximo que esta ligação atinge sem perda significativa da capacidade de carga oscila em torno dos 2,5 mm, e em mais de 60% dos ensaios este valor encontra-se no intervalo [1,5; 3,0]. Contudo, a dispersão existente neste parâmetro é claramente elevada.

Quando se atinge a carga máxima, o valor médio do escorregamento medido é de 1,46 mm. Em mais de 2/3 dos provetes esse valor encontra-se entre 0,8 mm e 2,0 mm.

A Série B, com os respectivos resultados apresentados na Figura 36, tem uma configuração que difere da Série H pela existência de camada intermédia. Os resultados das propriedades mecânicas principais obtidos nesta série, apresentam coeficientes de variação muito semelhantes à série anterior. Porém é visível que o padrão de comportamento difere um pouco, pela conjugação de dois factores: maior capacidade de deformação após a carga máxima e diminuição mais suave da capacidade de carga após atingir o valor máximo da força.

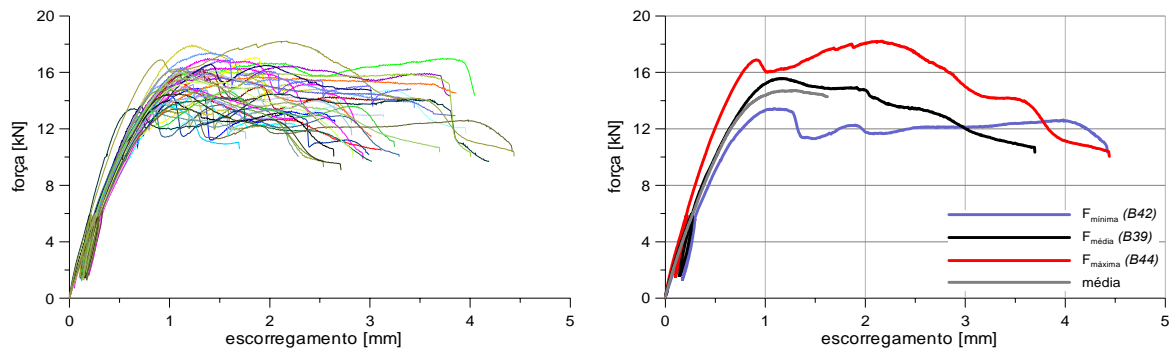


Figura 36 – Diagramas força/escorregamento da Série B.

Quando se atinge a carga máxima, o valor médio do escorregamento medido é de 0,94 mm. Em mais de 2/3 dos provetes esse valor encontra-se entre 0,5 mm e 1,0 mm. Este facto parece indiciar que a rotura terá sido prematura em relação à resistência ao arrancamento dos parafusos. Contudo, após inspecção de alguns provetes, foi observado precisamente rotura por arrancamento (Figura 37).



Figura 37 – Modo de rotura por arrancamento.

A perda significativa de resistência da ligação nesta configuração ocorre em mais de 75% dos provetes ensaiados para uma deformação superior a 2,5 mm, revelando em comparação com a série anterior uma maior capacidade de deformação, possivelmente relacionada com alguma capacidade de carga conferida pelo efeito de cavilha nos parafusos de compressão.

Os resultados da ligação da Série V (Figura 38), a qual difere da Série B somente na resistência, inferior, do betão utilizado, apresentam um padrão de deformação um pouco semelhante ao da Série B, isto é, após o troço inicial linear de força/escorregamento, atinge-se um pico local de resistência, mais ou menos acentuado. Este nunca coincidiu

com a carga máxima, uma vez que a força conseguia alcançar valores superiores para escorregamentos maiores.

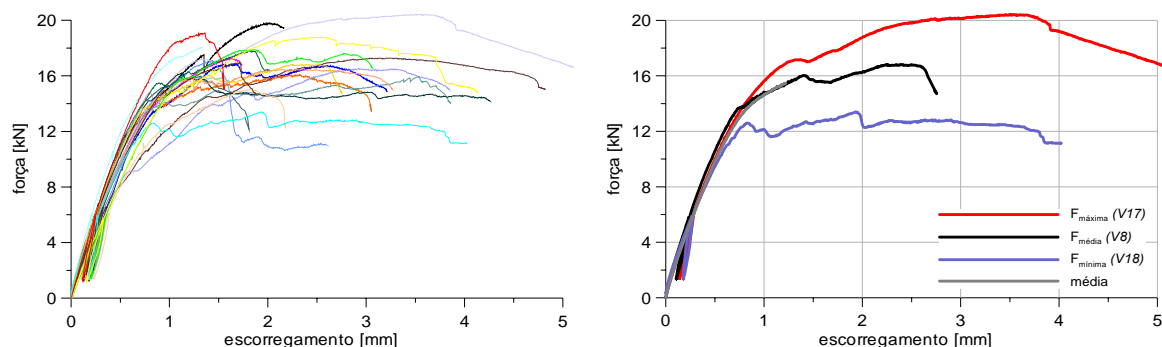


Figura 38 – Diagramas força/escorregamento da Série V.

Nesta série a carga máxima foi atingida com uma deformação sempre superior a 1,0 mm sendo o correspondente valor médio de 1,98 mm. Estes valores são superiores em cerca de 100% aos homólogos da Série B, pese embora por exemplo os valores muito semelhantes em carga máxima e módulo de escorregamento.

A Série C, Figura 39, possuindo uma configuração igual às Séries B e V anteriores, difere na Classe do betão utilizado, o qual tem a classe de massa volúmica do betão da Série B e a classe de resistência da Série V.

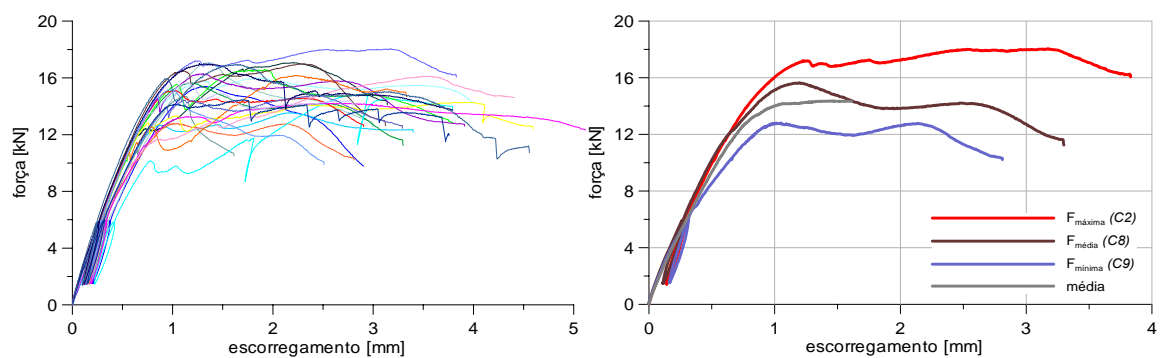


Figura 39 – Diagramas força/escorregamento da Série C.

Os provetes da Série C apresentam características semelhantes, em termos de deformação na carga máxima, aos valores obtidos na Série V. A deformação média na carga máxima é de 1,92 mm e sempre superior a 1,0 mm.

Outra característica interessante consiste no facto de 70% dos provetes apresentarem uma deformação superior a 3,0 mm, com uma resistência acima dos 12 kN.

Este padrão de comportamento, que ocorreu nas séries com camada intermédia, é caracterizado por um patamar de cedência extenso sem quebra acentuada da capacidade

de carga. Esta particularidade tem algumas vantagens em vigas mistas, permitindo-lhes uma maior capacidade de deformação vertical, como se pode verificar no Capítulo seguinte.

A Figura 40 apresenta os diagramas de força/escorregamento da Série Q, a qual é semelhante à Série H, utilizando agora betão de classe inferior, em termos de resistência à compressão e massa volúmica.

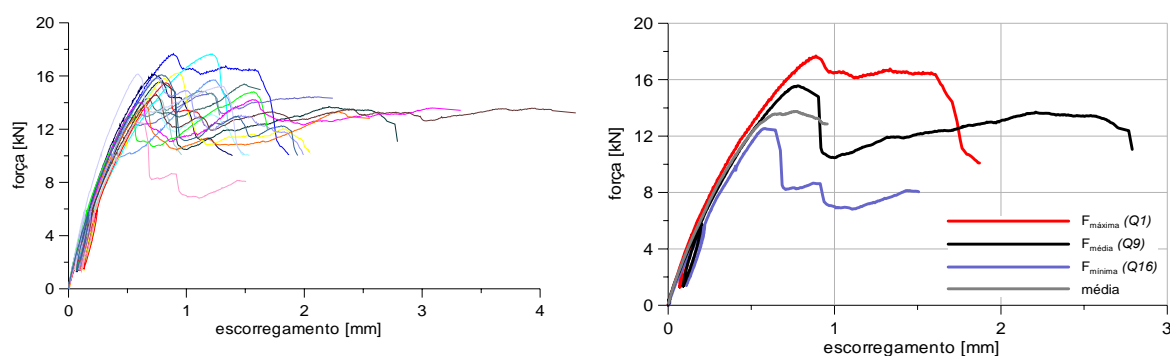


Figura 40 – Diagramas força/escorregamento da Série Q.

A carga máxima nos provetes da Série Q ocorre com um escorregamento médio de 0,96 mm, tendo 65% dos provetes obtido a força máxima com um escorregamento inferior a 1,0 mm. Para deformações superiores parece não existir capacidade resistente da ligação, uma vez que também 2/3 dos provetes ensaiados não superaram os 2,0 mm de deformação sem perda substancial de resistência.

Exemplificando com a análise dos resultados desta série, deve tomar-se em consideração que o significado da curva de cor cinza do diagrama da direita (Figura 40), ao corresponder à média do andamento dos diagramas força/escorregamento de todos os provetes ensaiados, não tem evidentemente um máximo igual à resistência média da ligação, nem a deformação ocorrida neste instante é igual à média da deformação existente nos provetes quando atingem a força máxima. O traçado deste diagrama fica truncado logo que uma das ligações atinja o valor máximo de deformação registado no ensaio.

Os provetes da Série I (Figura 41), apresentam uma configuração semelhante às Séries H e Q, diferindo destas somente na Classe do betão utilizado.

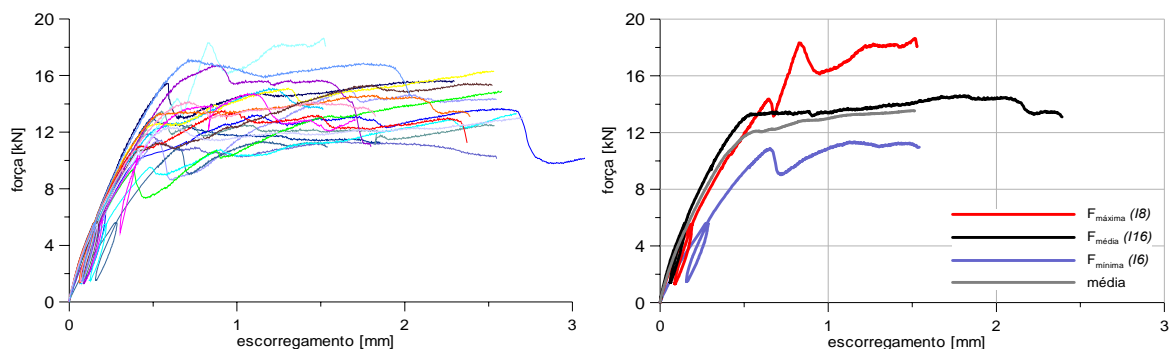


Figura 41 – Diagramas força/escorregamento da Série I.

As propriedades mecânicas, resistência e módulo de escorregamento, apresentam valores muito semelhantes, com a Série I a possuir uma resistência cerca de 10% inferior à Série H.

A análise dos diagramas de força/deformação na Série I reflecte alguma dispersão nos valores de deformação na carga máxima, determinando-se um valor médio da deformação de 1,46 mm. Este valor é semelhante ao da Série H, sendo ambos um pouco superiores ao da Série Q.

Numa apreciação global dos resultados das séries com parafusos a 45° sem anilha, podemos referir que as diferenças mais significativas encontram-se ao nível do módulo de escorregamento entre as séries com e sem camada intermédia, bem como na respectiva capacidade de deformação sem perda significativa de capacidade de carga. Estas diferenças serão explicitadas mais adiante nesta tese.

4.3.3. Ensaio de corte com parafusos cruzados a 45° com anilha

A configuração a que se reporta a secção anterior conduziu a roturas que colocam em evidência que um dos pontos fracos da ligação estaria na interface do parafuso com o betão, o que poderia ser penalizador face à presença de agregados leves. Para fazer face a esta situação, foram colocadas anilhas na parte do parafuso que fica embebido no betão, junto da cabeça do parafuso (Figura 42). As anilhas, de aço, tinham uma espessura de 3,0 mm e um diâmetro exterior de 30,0 mm, sendo fixadas por soldadura, após remoção mecânica do rebordo que separa o fuste liso da respiga do parafuso.



Figura 42 – Parafusos SFS VB-48-7.5x100 com anilha junto da cabeça e comparação com o perfil original.

No Quadro 8, é apresentado o resumo dos valores médios e dos valores característicos das propriedades mecânicas da ligação e respectivos coeficientes de variação, nas 4 configurações testadas com parafusos simples cruzados a 45° com anilha. No Anexo I, são apresentados nos Quadros I-11, I-13, I-14 e I-16 os resultados de todos os provetes ensaios nestas séries.

Os resultados atingidos com esta ligação foram semelhantes aos apresentados no Sub-Capítulo anterior para a ligação mista envolvendo este parafuso sem a adição da anilha, na sua forma original. Em termos de capacidade de carga, não foi registado aumento da resistência ao corte da ligação, tendo inclusive havido diminuição nos valores do módulo de escorregamento.

Esta diminuição do módulo de escorregamento será visível pela análise dos resultados, efectuada em seguida, onde se verificam diferenças no padrão de desenvolvimento dos diagramas força/escorregamento.

Quadro 8 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de parafusos com anilha colocados cruzados a 45°.

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}			módulo de escorregamento, k_e		
		valor médio [kN]	valor característico [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	valor característico [kN/mm]	coef. de variação [%]
A	20	14,9	12,2	10,5	17,7	13,1	14,7
G	19	16,9	14,5	7,2	25,6	21,8	7,6
D	18	14,6	12,1	9,0	14,9	9,1	20,3
J	39	17,6	15,2	7,9	24,7	18,3	14,9

Nota: Séries com camada intermédia: A e D.

Os valores médios da resistência ao corte da ligação mista, utilizando o parafuso com anilha, são semelhantes aos valores obtidos em configurações homólogas de parafuso sem anilha. A exceção encontra-se na Série J (homóloga à Série I) onde existe um aumento de cerca de 20% da resistência da ligação. Esta diferença ocorre precisamente na configuração com betão de pior qualidade.

A Série A de provetes (Figura 43) apresenta um padrão de deformação diferente dos visíveis nos diagramas de força/escorregamento das séries com parafuso simples. A ocorrência de picos locais de resistência não sucede nesta configuração, havendo portanto um andamento muito mais suave, o que parece estar associado à existência de anilha junto da cabeça do parafuso.

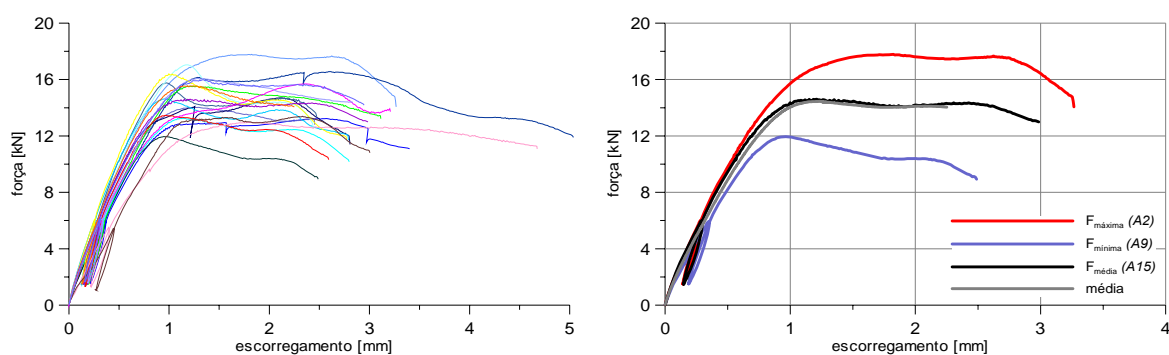


Figura 43 – Diagramas força/escorregamento da Série A.

A deformação na carga de rotura é de 1,51 mm, valor um pouco superior ao obtido na Série B, sendo o módulo de escorregamento cerca de 20% inferior ao obtido na Série B.

Outra ocorrência interessante reside no facto de se registar um patamar algo extenso e sem grande perda de resistência após a cedência da ligação, por comparação com as séries anteriores de parafuso sem anilha.

Os provetes da Série G (Figura 44) apresentam características bastante semelhantes aos da série anterior, sendo notada a mesma tendência para um diagrama suave e onde é visível que, após a força máxima, a ligação continua a deformar-se sem que a perda de resistência se intensifique demasiado.

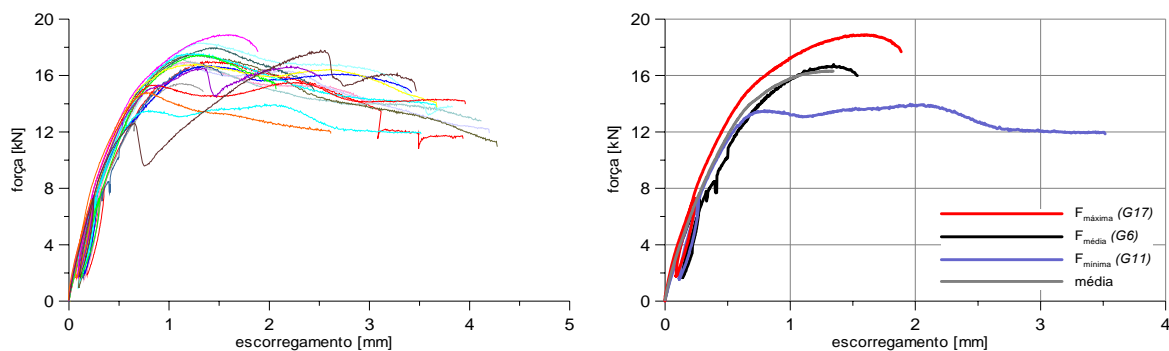


Figura 44 – Diagramas força/escorregamento da Série G.

O valor médio da deformação para a força máxima foi de 1,45 mm nesta série, o qual reafirma características bastante semelhantes às da série anterior (com camada intermédia) bem como com a série homóloga sem anilha nos parafusos.

Os diagramas da Série D, apresentados na Figura 45, reflectem os resultados mais homogêneos de todas as ligações ensaiadas. Após a cedência da ligação, que ocorre com uma deformação entre 1,0 e 1,5 mm, o diagrama de força/escorregamento mostra um patamar com um gradiente muito pouco acentuado que se prolonga, em 95% dos provetes ensaiados, para além dos 3,0 mm de deformação. O valor médio do escorregamento medido entre a madeira e o betão, quando a ligação atinge a carga máxima, é de 2,0 mm nesta série, valor este muito semelhante ao da série homóloga da configuração de parafusos sem anilha. Contudo, o padrão dos diagramas de força/escorregamento não se apresenta exactamente com o mesmo tipo de andamento, dada a inexistência de picos locais de resistência nesta série.

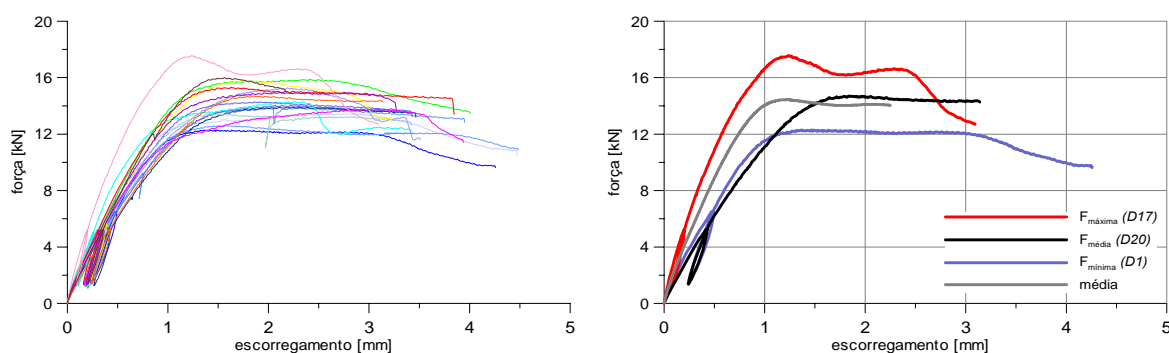


Figura 45 – Diagramas força/escorregamento da Série D.

A envolvente do padrão de força/escorregamento dos provetes da Série J (Figura 46) apresenta alguma semelhança com o comportamento de ligações madeira-madeira feitos

com ligadores semelhantes (Figura 47) e, de uma forma geral, já algum distanciamento dos padrões de deformação apresentados anteriormente.

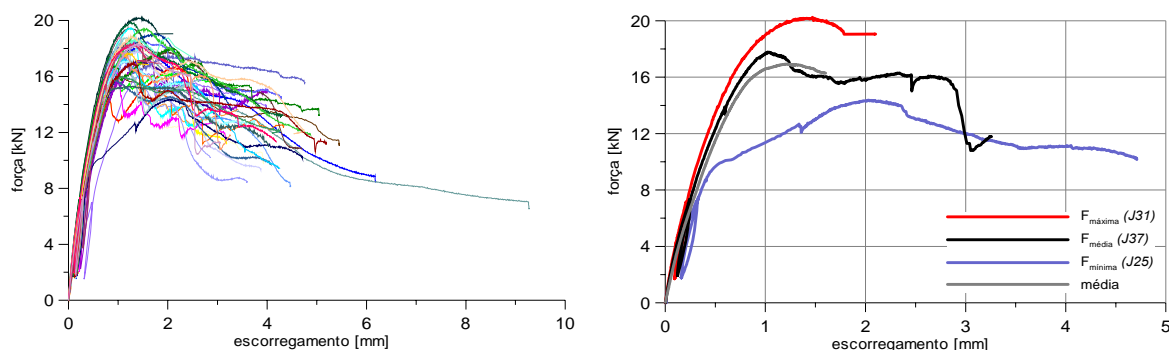


Figura 46 – Diagramas força/escorregamento da Série J.

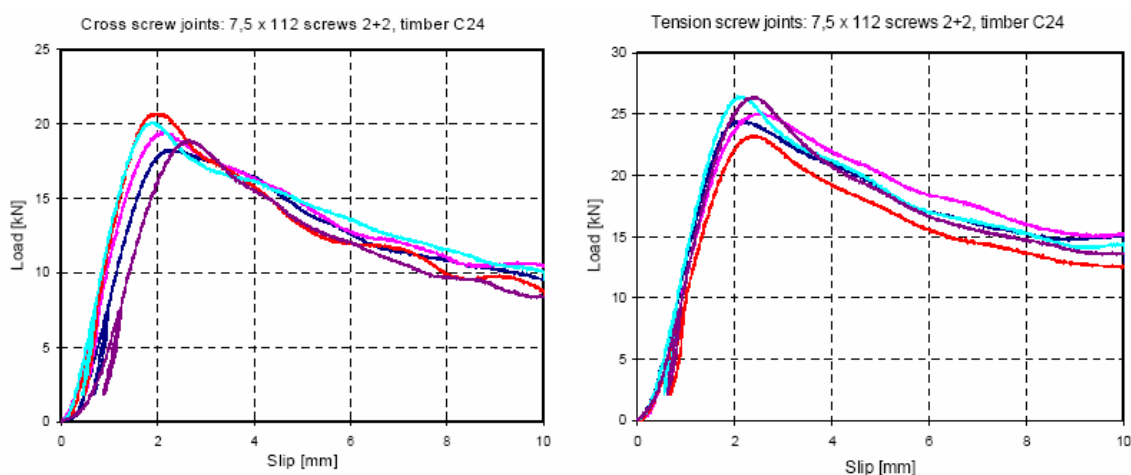


Figura 47 – Diagramas de força/escorregamento em ligações madeira-madeira ensaiadas por Kevarinmaki [90].

No gráfico da direita da Figura 46 pode observar-se uma grande dispersão de resultados quando se comparam as curvas representativas dos valores limite de capacidade de carga dos provetes ensaiados. A envolvente a esses diagramas parece ilustrar que a ligação atinge a carga máxima logo após a cedência e que depois não retém capacidade resistente, como sucedia nas séries apresentadas anteriormente. Nas ligações madeira-madeira, este fenómeno é justificado pelo facto de após a rotura da ligação, a capacidade resistente da ligação ser assegurada pelo comportamento “de cavilha” dos parafusos, isto é, após a cedência por arrancamento, os parafusos mantêm essa capacidade de carga, trabalhando como cavilhas.

A deformação média da ligação dos provetes da Série J, correspondente ao máximo da carga é de 1,32 mm.

4.3.4. Ensaio de corte com parafusos paralelos a 45°

A utilização dos parafusos inclinados paralelos traduziu-se em vantagens relativamente às soluções anteriores, através do aumento do valor das propriedades mecânicas da ligação mista. Numa análise posterior (4.4.2.5), verifica-se que esse melhoramento deve estar associado à possibilidade de mobilização do atrito entre a madeira e o betão.

Os modos de rotura nesta tipologia de ligação foram evidentes, como se observa da Figura 48, onde se verifica que a madeira se encontra intacta e o betão foi esmagado por arrancamento dos parafusos. Esta situação é demonstrada na configuração onde seria mais previsível que isso pudesse não suceder, isto é, com menor profundidade de penetração e betão de melhor qualidade.



Figura 48 – Modo de rotura nos parafusos paralelos a 45°.

O Quadro 9 apresenta o resumo dos resultados obtidos para estas séries (no Anexo I, são apresentados nos Quadros I-4, I-6, I-7 e I-10 os resultados de todos os provetes ensaios nestas séries), sendo visível a grande homogeneidade global de valores entre todas as séries, pese embora as diferenças existentes nas configurações. Uma vez mais, as maiores diferenças ocorrem ao nível do módulo de escorregamento, pela presença ou não de camada intermédia.

Quadro 9 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de parafusos colocados paralelos a 45°.

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}			módulo de escorregamento, k_e		
		valor médio [kN]	valor característico [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	valor característico [kN/mm]	coef. de variação [%]
T	24	24,8	21,1	8,5	23,7	21,2	6,2
P	20	23,4	20,9	6,1	31,4	26,1	9,6
S	24	22,1	18,5	9,2	23,8	21,2	6,2
U	24	22,9	19,0	9,6	34,6	25,9	14,2

Nota: Séries com camada intermédia: T e S

Nesta tipologia de ligação, parece evidente que a rotura se dá pelo betão, sendo de assinalar também a diminuição em cerca de 10% da resistência entre as séries fabricadas com betão de menor resistência à compressão. Já em termos de módulo de escorregamento, não se obtêm diferenças quando se analisam os respectivos valores característicos.

Os resultados dos ensaios de corte nos provetes da Série T (Figura 49) apresentam um padrão de deformação algo disperso após a cedência. Cerca de 2/3 dos provetes atingem a carga máxima com uma deformação superior a 3,0 mm, sendo o valor médio de 3,67 mm. Complementarmente, observa-se, pela curva de cor cinza do diagrama da direita, que a relação força/escorregamento se mantém linear até 1,0 mm de deformação, valor este muito semelhante ao observado por exemplo na série homóloga de parafusos cruzados sem anilha (Série B).

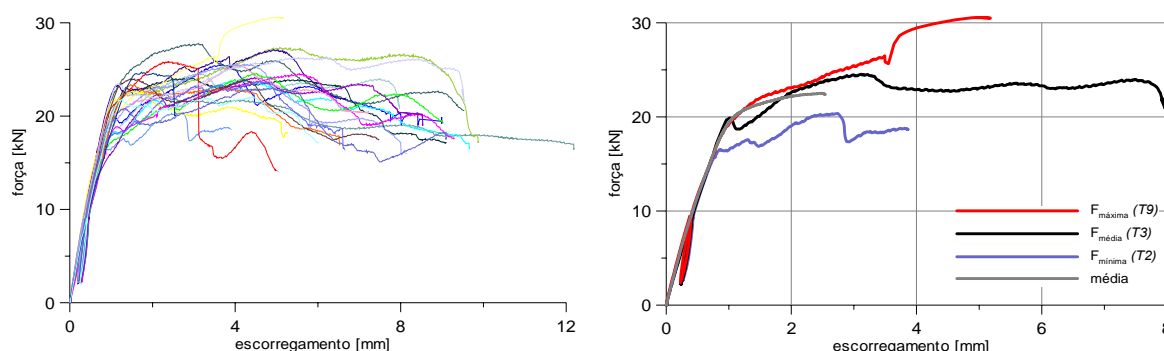


Figura 49 – Diagramas força/escorregamento da Série T.

Outra característica interessante, em termos de deformação, é a de que somente 2 provetes perdem significativamente resistência antes dos 4,5 mm de deformação e a de que cerca de 60% do total supera a esse respeito os 7,0 mm.

Conforme se poderá comprovar no Capítulo 5, um escorregamento desta amplitude possibilita à estrutura mista uma capacidade de deformação vertical em flexão muito grande.

A Série P de provetes (Figura 50) difere da anterior pela inexistência de camada intermédia, pelo que a média da deformação na rotura é ligeiramente inferior, em cerca de 0,5 mm, à homóloga, Série T, atingindo o valor de 3,18 mm. Este valor já está mais próximo da generalidade dos vários anteriores, algo afastado do valor da Série T. Na série P, o andamento dos diagramas de força/escorregamento apresenta-se regular, à semelhança dos diagramas da configuração de parafusos com anilha.

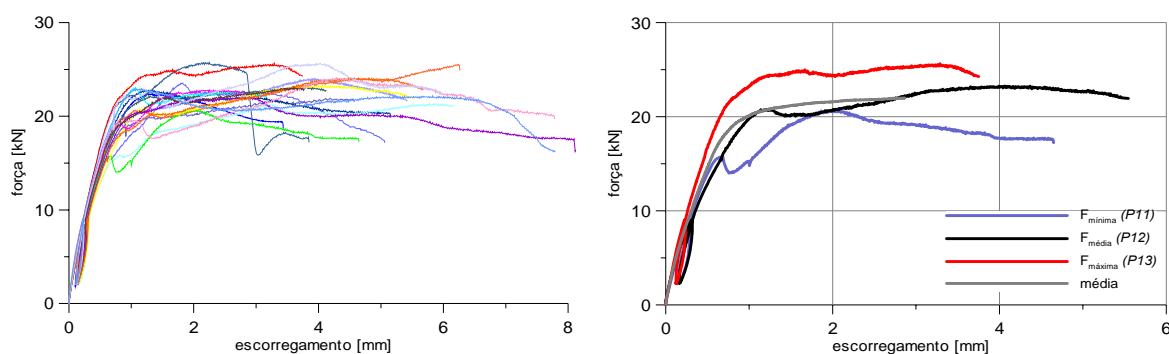


Figura 50 – Diagramas força/escorregamento da Série P.

Nesta série é igualmente significativo que a rotura dos provetes tenha surgido para uma deformação sempre superior a 3,0 mm.

Os diagramas de força/escorregamento da Série S (Figura 51) apresentam um padrão de deformação semelhante ao das séries anteriores com a mesma tipologia de ligação. A média da deformação para a carga máxima é de 2,65 mm.

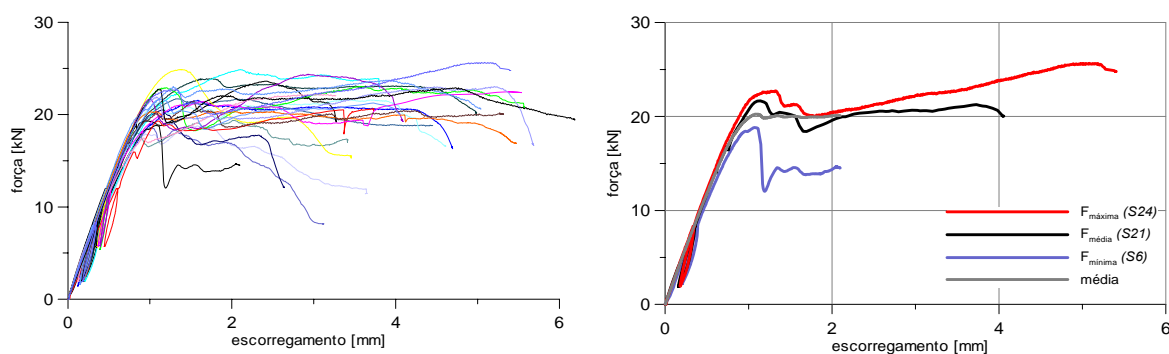


Figura 51 – Diagramas força/escorregamento da Série S.

Os provetes da Série U (Figura 52) revelaram uma grande capacidade de deformação, atingindo-se, em média, a força máxima com uma deformação de 4,24 mm. Este valor apresenta-se como o maior de todos os já analisados anteriormente, em qualquer das séries com parafusos e independentemente da sua orientação. O facto da rotura se dar com um nível tão elevado de deformação, poderá estar relacionado com a formação de um fenómeno semelhante ao existente em ligações madeira-madeira com ligadores tipo cavilha.

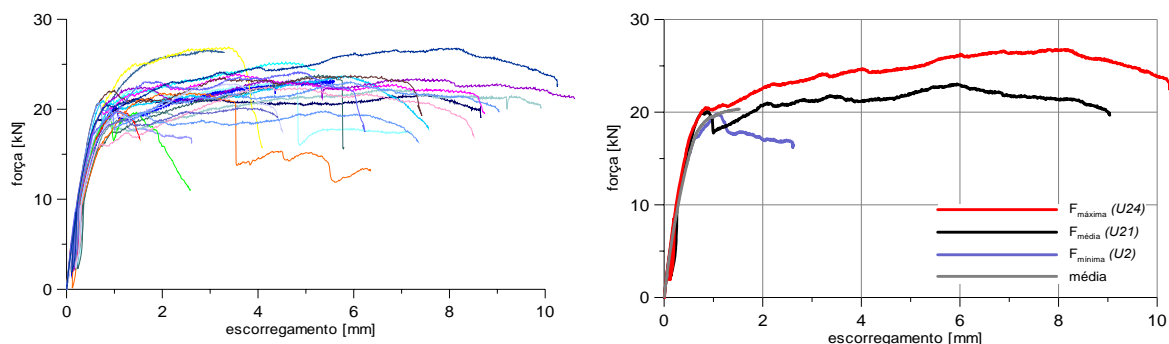


Figura 52 – Diagramas força/escorregamento da Série U.

Em ligações madeira-madeira com ligadores tipo cavilha sujeitos ao corte, aplica-se a Teoria de Johansen [86], estando a capacidade de carga dessas ligações dependente, da resistência ao esmagamento lateral. Isto explica-se porque na zona de rotura da madeira, existe uma densificação do material que acarreta um aumento da resistência. No caso deste tipo de ligações madeira-betão, existindo rotura por esmagamento do betão contra a cabeça do parafuso, poder-se-ia esperar um fenómeno similar de densificação dessa zona e, por via disso, um aumento da capacidade de carga a seguir à cedência da ligação. A dispersão sentida entre os diagramas da mesma série estaria relacionada com a própria heterogeneidade do betão que envolve a cabeça do parafuso.

4.3.5. Ensaios de corte com tacos

A ligação com tacos de madeira colados, tal como foi descrita em (4.1), foi realizada com tacos de madeira de azinho, cortados para o efeito. Estes têm uma geometria quadrada com 10 cm de lado e uma espessura de 25 mm. A massa volúmica da madeira foi medida por amostragem, tendo-se determinado um valor médio de 900 kg/m^3 a 12% de teor em água.

A dimensão da amostra de provetes considerados nestas duas configurações, E e F, ficou bastante aquém do realizado para as restantes séries, tendo para isso contribuído a perda de informação respeitante a 40 provetes por deficiência do Datalogger e a dificuldade logística em repetir, em igual quantidade, os ensaios já efectuados. Desta forma, optou-se por não calcular valores característicos, tal como foi efectuado para todas as outras séries. No Quadro 10 apresenta-se um resumo dos valores médios da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de tacos colados e no Anexo I, são apresentados no Quadro I- 17 e no Quadro I- 18 os resultados de todos os provetes ensaiados nestas séries.

Quadro 10 – Valores médios da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das ligações de tacos colados.

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}		módulo de escorregamento, k_e	
		valor médio [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	coef. de variação [%]
E	6	35,1	10,9	63,9	9,2
F	6	42,1	6,1	66,6	9,1

Os provetes da Série E (Figura 53) dizem respeito a betão da classe de resistência LC 12/13, com uma massa volúmica da Classe D1,4. Na Figura 53, encontram-se os diagramas de força / escorregamento dos 6 provetes ensaiados. Como se observa, existe alguma homogeneidade no seu comportamento, caracterizado pela existência de um patamar de cedência extenso, entre 1 e 4 mm.

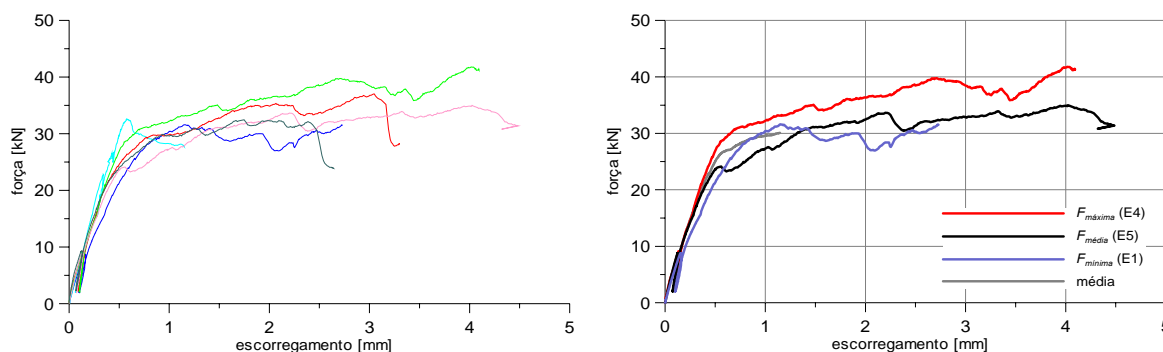


Figura 53 – Diagramas força/escorregamento da Série E.

Na Série F (Figura 54), utilizando betão de qualidade superior à configuração anterior, os resultados dos ensaios de corte realizados apresentam diagramas de

força/escorregamento mais heterogêneos, apesar de o desvio padrão, para a capacidade de carga e para o módulo de escorregamento, serem inferiores aos da Série E. Entre estas duas configurações, as diferenças residem essencialmente ao nível da capacidade de carga, com um diferencial médio de 20%, enquanto que para o módulo de escorregamento a diferença é inferior a 5%.

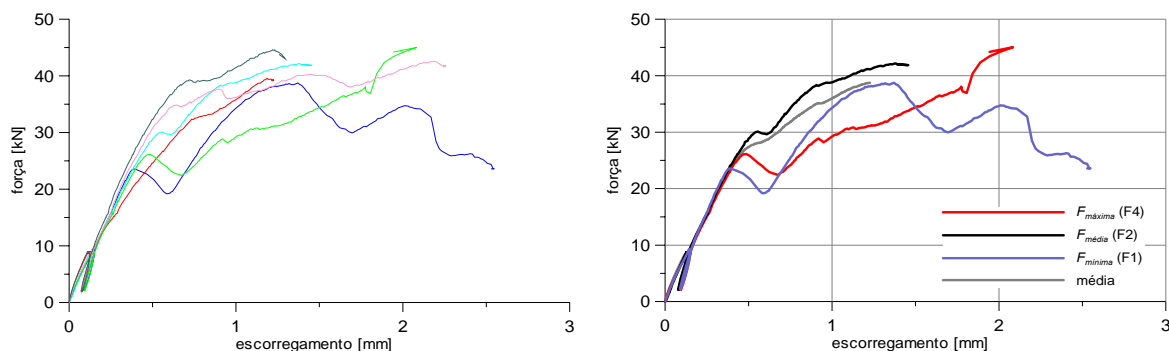


Figura 54 – Diagramas força/escorregamento da Série F.

Relativamente aos modos de rotura, apesar dos diagramas de comportamento (Figura 53 e Figura 54) apresentarem padrões distintos, podem-se no entanto sintetizar ambos em 3 tipos de rotura, que se encontram ilustrados na Figura 55.



Figura 55 – Modos de rotura na ligação mista por tacos colados à madeira.

O primeiro modo de rotura representado na Figura 55, diz respeito a rotura por corte na madeira, com maior ou menor percentagem de rotura por corte na interface de colagem. Ao contrário do sucedido na rotura das vigas mistas ensaiadas em flexão (Capítulo 5.4.6), nos ensaios de corte a superfície de rotura não se estende para além da área de colagem.

Os restantes modos de rotura estão relacionados com o betão e podem não implicar perda total de resistência, estando então associados aos patamares de cedência observados nos diagramas da Figura 53 e Figura 54. O modo de rotura ilustrado à

direita na Figura 55, ocorre por esmagamento localizado no contacto entre o betão e a face lateral do taco, e em geral precede um dos restantes modos de rotura.

Por último, o modo de rotura representado ao meio na Figura 55, ocorreu com muito menor frequência, sendo caracterizado pela abertura de um fenda a 45° no betão, com início no taco, também visível na foto do lado direito.

4.3.6. Ensaio de corte com placas denteadas

O ensaio de corte da ligação mista produzida através de placas denteadas (Figura 27), permite, apesar do reduzido número de provetes e da forma artesanal de fixação das placas nos provetes de madeira, uma avaliação prospectiva do comportamento deste tipo de ligação em presença de betão leve. Os provetes foram produzidos com um só tipo de betão leve, não sendo portanto a Classe do betão leve uma variável em análise nesta configuração.

A colocação das placas foi efectuada de forma manual com auxílio de um martelo e de um dispositivo metálico que serviu de negativo aos dentes da placa. Esta operação implicou necessariamente alguma flexão nas placas, não sendo no entanto possível avaliar as consequências dos prováveis danos causados.

Os resultados expressos no Quadro 11 dizem respeito a um conjunto de 5 placas denteadas, equivalente a 200x120 mm² de área total do conjunto. Procurando traduzir este resultado numa tensão de rotura, obtém-se um valor de 2,2 MPa e, numa perspectiva semelhante, representando o módulo de escorregamento por unidade de área, determina-se o valor de 4,75 (kN/mm)/mm². A informação mais detalhada relativa a cada um dos provetes ensaiados encontra-se no Quadro I- 2 do Anexo I.

Quadro 11 – Valores médios e valores característicos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento da ligação da Série M.

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}			módulo de escorregamento, k_e		
		valor médio [kN]	valor característico [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	valor característico [kN/mm]	coef. de variação [%]
M	10	53,0	41,4	11,3	114,1	68,0	21,0

Como se verifica dos diagramas da Figura 56, a força máxima na ligação mista é atingida com um valor médio de escorregamento de 1,6 mm. Não obstante a dispersão

encontrada dos resultados do Quadro 11, a deformabilidade da ligação apresenta um padrão bastante uniforme.

A aplicação desta placa denteada em ligações de madeira não está ainda muito difundida, pelo facto de ser nesta altura ainda um protótipo do fabricante. Contudo, em alguns resultados publicados na WCTE '04 [162] é possível observar que o padrão de comportamento deste ligador em ligações de madeira-madeira é em tudo semelhante ao atingido nestes ensaios. Nesse estudo, realizado sobre 4 provetes de ligação madeira-madeira, a capacidade de carga é 10 a 20% inferior, pese embora os ensaios terem sido realizados em madeira com uma massa volúmica de 467 kg/m^3 , ou seja, cerca de 10% superior à massa volúmica da madeira utilizada nos ensaios de ligações mistas realizados no âmbito desta tese.

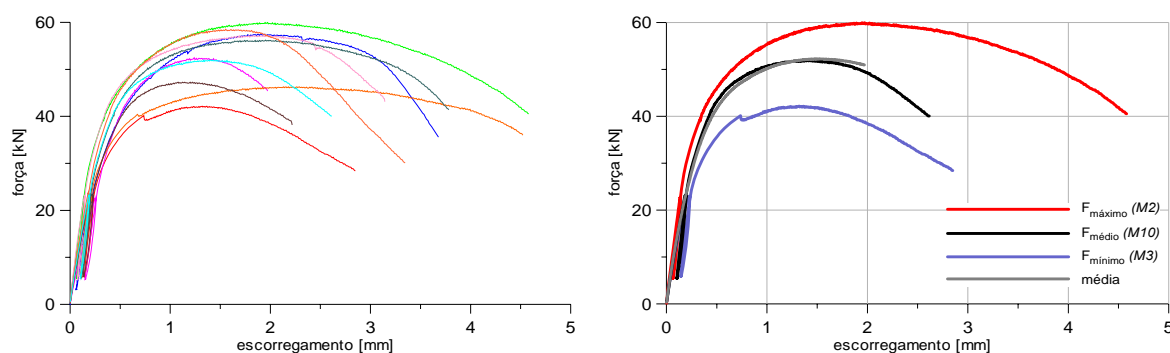


Figura 56 – Diagramas força/escorregamento da Série M.

O modo de rotura desenvolvido nesta configuração foi materializado por arrancamento da placa denteada na madeira, sem que no betão exista qualquer vestígio de dano, conforme é visível na Figura 57. Uma segunda componente do fenómeno de cedência e rotura da ligação decorre igualmente de flexão dos dentes da placa.



Figura 57 – Provete misto com ligação em chapas metálicas denteadas.

4.4. Conclusões dos resultados dos ensaios de corte

4.4.1. Resultados gerais

A Figura 58 apresenta, de uma forma esquemática, os resultados obtidos em todas as séries ensaiadas neste programa experimental a respeito da capacidade de carga e do módulo de escorregamento das respectivas ligações mistas.

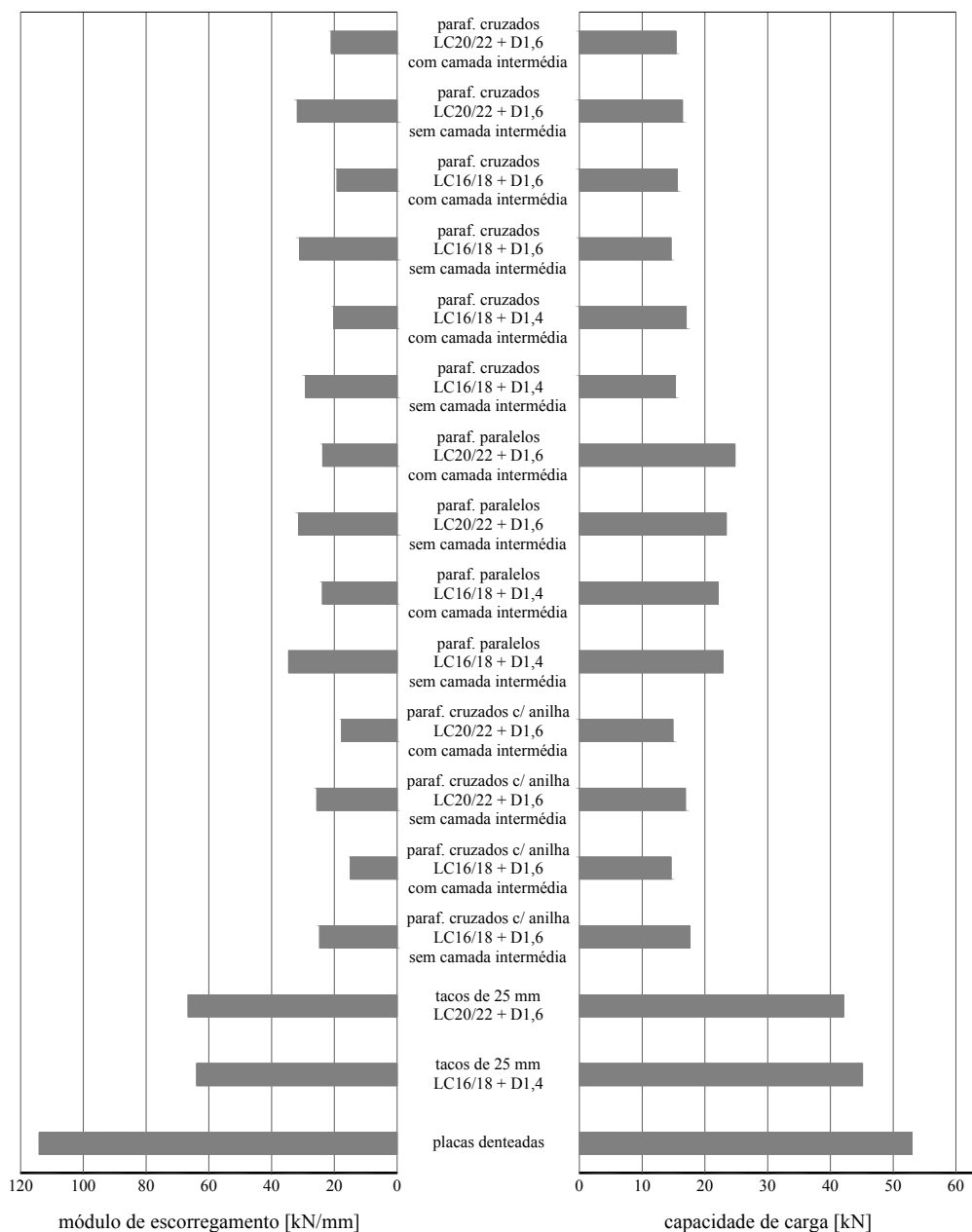


Figura 58 – Diagrama comparativo dos resultados dos ensaios de corte feitos sobre ligações madeira-betão.

Como se pode observar pela análise do diagrama, as diferenças mais significativas ocorrem entre tipologias de ligações (ligação com parafusos, com tacos ou com placas denteadas) e somente, numa escala inferior, se faz notar a sensibilidade a outros parâmetros como sejam, por exemplo, a classe do betão, a existência de camada intermédia e o ângulo de disposição dos parafusos.

Nos pontos seguintes serão então descritas e analisadas essas relações, em função de cada um dos parâmetros considerados no estudo.

4.4.2. Ligações mistas realizadas com parafusos

4.4.2.1 Influência do tipo de betão

A influência do tipo de betão é o parâmetro de maior relevo neste programa experimental, quer seja na avaliação que se efectua somente entre diversos tipos de betão leve, quer ainda comparando estes com resultados e a experiência existente com a utilização de betão de massa volúmica normal. Para a comparação aproveitam-se também os resultados disponíveis na bibliografia sobre o comportamento mecânico de ligações mistas com parafusos utilizando betão leve [52, 134, 142] ou adoptando betão normal [8, 98, 146].

Está portanto em análise a relevância da utilização de betão de agregados leves das classes de resistência LC20/22 e LC 16/18 e das classes de massa volúmica D1,6 e D1,4.

Embora já tivessem sido apresentados na Figura 58, optou-se por dispor os resultados de outra forma, a fim de se realçar algumas características. É agora mais evidente (Figura 59), que as diferenças mais significativas nas propriedades das ligações ocorrem em consequência da variação de características geométricas da ligação mista (existência de camada intermédia ou disposição dos parafusos), não sendo facilmente observáveis, nas séries ensaiadas, diferenças expressivas ao nível da influência da classe do betão.

Em termos de capacidade de carga, as oscilações existentes entre os resultados das séries, resumidos na Figura 59, são sempre inferiores a 10 %, embora deva referir-se que de uma forma geral se observa a tendência de perda da capacidade de carga da ligação perante a diminuição da classe do betão utilizado. Esta orientação é sentida nas

séries de parafusos colocados em paralelo e de parafusos cruzados sem camada intermédia.

Em sentido oposto a esta tendência, aparecem sobretudo os resultados da Série V (parafusos cruzados com camada intermédia e betão das Classes LC 16/18 e D1,4), que são claramente superiores aos das restantes séries com a mesma configuração base, podendo deixar implícitas algumas dúvidas quanto aos resultados. No entanto deve referir-se que a Série C (semelhante à Série V, mas com betão da classe D1,6) não inverte essa tendência, pelo que parece existir realmente algum pendor para que, nas ligações com parafusos cruzados e camada intermédia a melhoria da classe do betão tenha uma influência negativa no desempenho mecânico da ligação.

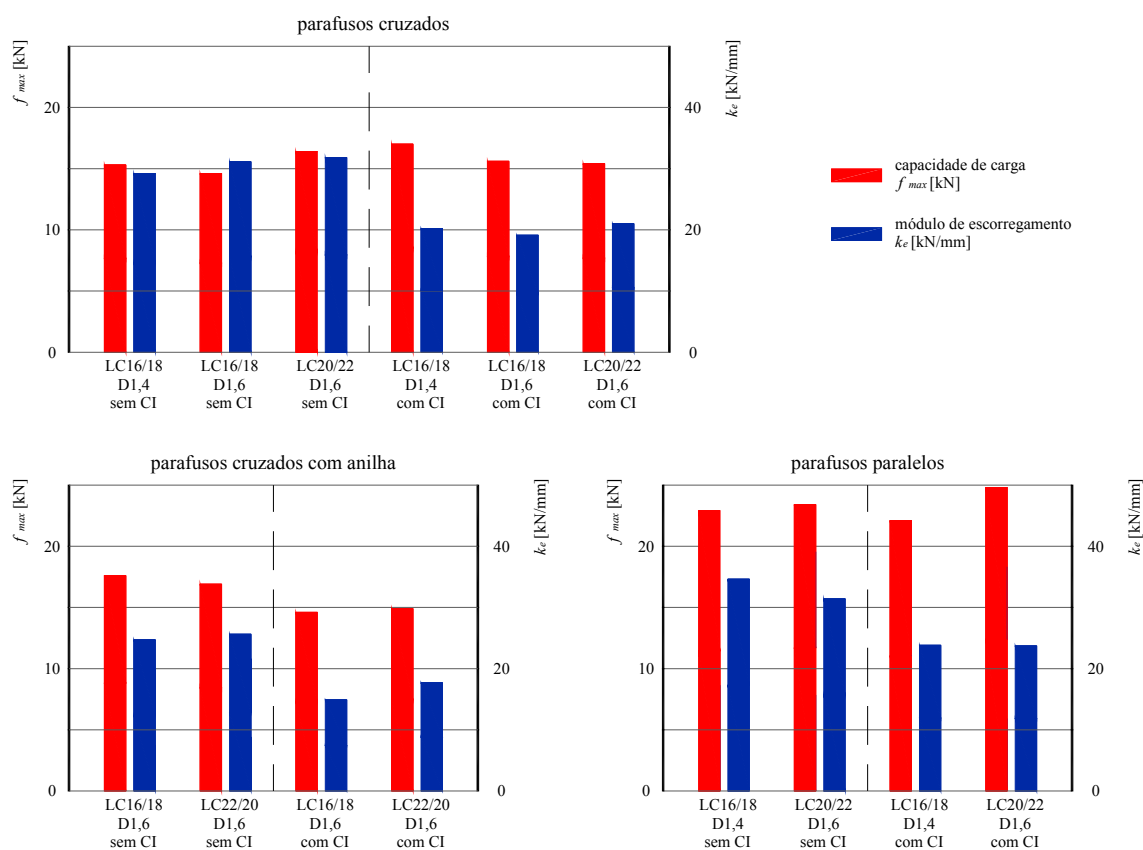


Figura 59 – Diagramas comparativos da influência da Classe do betão.

A influência da resistência do betão leve, em termos de módulo de escorregamento, também não é muito clara. Contudo, parece ser possível observar geralmente um aumento do valor do módulo de escorregamento quando se usa o betão mais resistente. No entanto, na configuração com parafusos dispostos em paralelo, este efeito faz sentir-

-se em sentido contrário nas séries sem camada intermédia, sendo esta a única excepção à regra enunciada anteriormente.

Como foi referido, os resultados obtidos foram ainda alvo de comparação com resultados de outros autores, que utilizaram igualmente betão de agregados leves.

Os resultados disponíveis na bibliografia relativos a ligações mistas com betão leve foram produzidos no âmbito de uma Tese de licenciatura na Universidade de Leipzig por Selle [134] no ano de 2000. Neste trabalho a ligação é realizada por parafusos SFS VB-48-7.5x100 [37] cruzados, e parafusos TIMCO [38] em paralelo. O parafuso TIMCO apresenta dimensões idênticas ao parafuso SFS, diferenciando-se apenas pelo facto de a zona lisa existente no parafuso SFS ser constituída, no parafuso TIMCO, por uma superfície nervurada, com a qual se pretende obter um maior poder de ancoragem no betão. Outra situação de bastante realce nesse trabalho tem a ver com as características do betão leve utilizado, as quais evidenciam uma enorme eficiência na relação massa volúmica – resistência à compressão, traduzida por uma massa volúmica após secagem de 1250 kg/m^3 para um valor médio de resistência à compressão de 29 MPa. Estes valores alcançam um binómio inatingível para betão leve fabricado com agregados de argila expandida de LECA[®].

Na Figura 60 são apresentados todos os diagramas de comportamento força-escorregamento nas ligações mistas ensaiadas por Selle, os quais se encontram detalhados e legendados no Quadro 12.

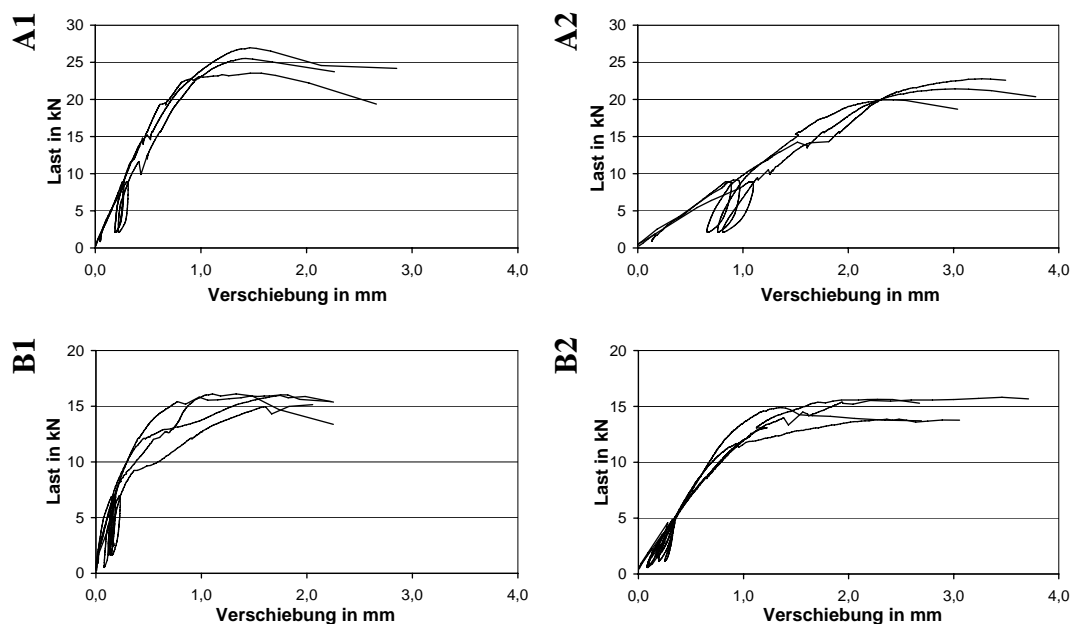


Figura 60 – Diagramas de força/escorregamento dos ensaios de corte realizados por Selle [52, 134, 142] (ver correspondência na Legenda do Quadro 12).

Os modos de rotura referidos para os provetes estão genericamente associados a rotura localizada no betão, situação coincidente com a registada nos provetes deste programa experimental.

Quadro 12 – Ligações mistas com parafusos SFS cruzados e parafusos TIMCO em paralelo [52, 134, 142].

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}		módulo de escorregamento, k_e	
		valor médio [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	coef. de variação [%]
A1	4	25,4	7	33,1	8
A2	4	21,4	7	9,9	13
B1	4	15,8	3	40,3	16
B2	4	15,1	6	15,1	3

LEGENDA: (A1) parafusos TIMCO em paralelo sem camada intermédia; (A2) parafusos TIMCO em paralelo com camada intermédia; (B1) parafusos SFS cruzados sem camada intermédia; (B2) parafusos SFS cruzados com camada intermédia. Betão leve com $\rho=1250 \text{ kg/m}^3$ e $f_{cm}=29 \text{ MPa}$.

Em comparação com os diagramas homólogos já apresentados em (4.3), o padrão de deformação parece também bastante idêntico, pese embora a Série B2 de Selle

(homóloga às Séries B, C e V, ou seja, séries de parafusos cruzados com camada intermédia) parecer registar um patamar de cedência com menos perturbações, isto é, sem quebra da capacidade de carga até à deformação máxima. Contudo, a carga máxima ocorre para valores bastante semelhantes aos das Séries B, C e V. Os resultados da Série A2 anunciam um comportamento bastante distinto dos registados nas Séries homólogas T e S, pelo facto de que o escorregamento verificado até ao início da cedência ser sempre superior a 2 mm.

No Quadro 12, encontra-se o resumo dos valores da capacidade de carga e do módulo de escorregamento obtidos por Selle. Verifica-se, analisando quantitativamente estes resultados, que as divergências relativamente aos valores apresentados no sub-capítulo (4.3) são mais significativas, nomeadamente no que se refere ao módulo de escorregamento e, em especial, perante a presença de camada intermédia.

O valor do módulo de escorregamento em cada uma das configurações revela algumas incoerências, face às diferenças registadas, as quais atingem oscilações superiores a 50% relativamente aos valores das séries homólogas desta Tese. Esta situação não parece estar relacionada com o comportamento real, mas sim com o reduzido número de provetes e com erros de medição ou tratamento dos escorregamentos (Selle, tendo utilizado uma configuração de ensaio semelhante à utilizada nesta Tese, efectuou a medição dos escorregamentos apenas em dois pontos, não tendo acautelado assim as possíveis rotações existentes no provete em carga).

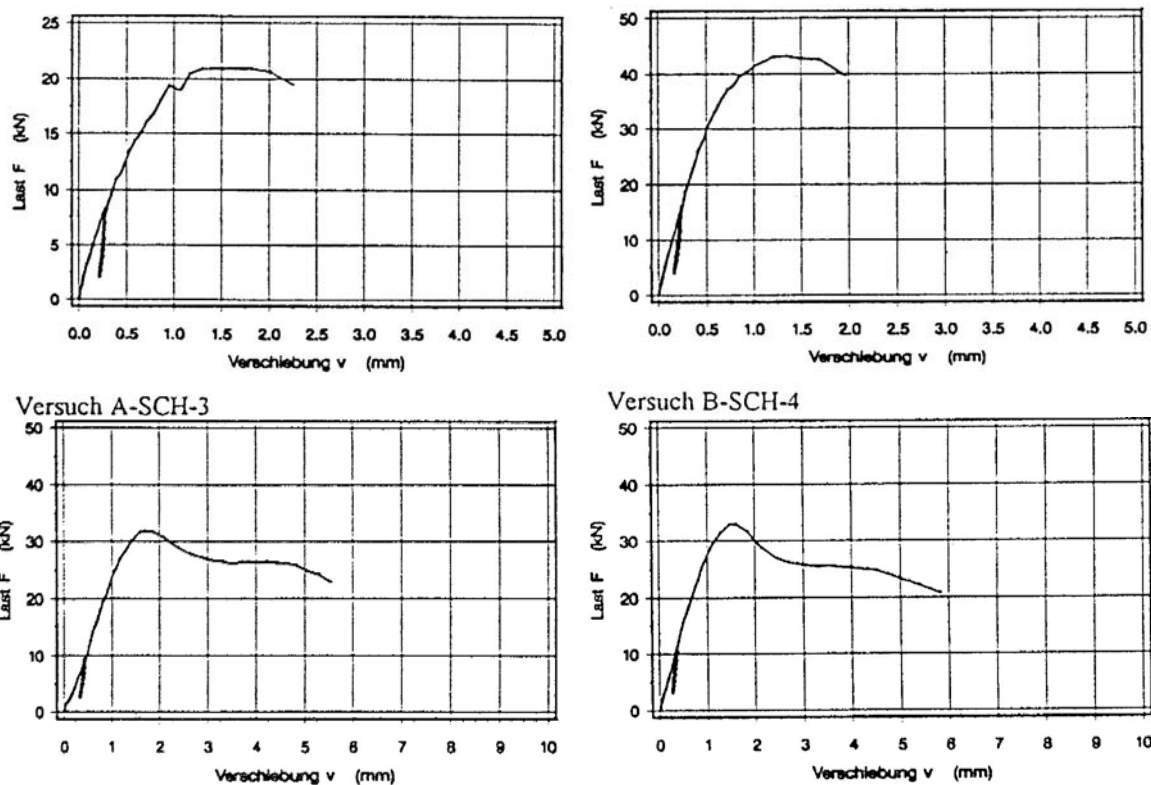
Relativamente à capacidade de carga, os valores atingidos pelos parafusos SFS encontram-se na mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos nas séries homólogas desta Tese. Quanto aos parafusos TIMCO, apesar das diferenças serem pequenas, uma observação mais cuidada identifica algumas divergências, nomeadamente a respeito da influência da presença de camada intermédia. A desigualdade de capacidade de carga nas situações de ligação mista, com e sem camada intermédia (A1 e A2), indicia que o modo de rotura não é o mesmo.

A comparação do desempenho da ligação mista com betão de massa volúmica normal recorre a dois trabalhos de extrema qualidade, realizados por Meierhofer [89, 105, 146] e por van der Linden [8, 98]. O trabalho de Ulrich Meierhofer levado a cabo na Suíça pelos Laboratórios da EMPA no início da década de 80, produziu o trabalho de base ao desenvolvimento dos parafusos SFS e à sua respectiva caracterização mecânica. Apesar da extensão dos ensaios realizados, a análise dos respectivos resultados fica prejudicada

pela não utilização da norma EN 26891 [31]. De facto, a rotura dos provetes de corte foi alcançada após a aplicação de uma série de ciclos de carga e descarga de amplitude crescente.

O outro trabalho de referência na utilização de parafusos SFS com ligação mista aparece mais tarde, no final da década de 90, e conduziu à realização de uma Tese de doutoramento na Universidade de Delft por Mário van der Linden. Esta Tese é hoje referenciada como sendo o melhor elemento bibliográfico sobre estruturas mistas madeira-betão [14]. O programa experimental de base foi realizado na Universidade de Karlsruhe sob a supervisão do Professor Hans Blass [8].

Na Figura 61 encontram-se diagramas típicos de comportamento, respeitantes a cada uma das séries de provetes levados a cabo por van der Linden correspondentes a ligações mistas realizadas com parafusos SFS colocados cruzados a 45°, com ou sem camada intermédia (Séries A-SCH, B-SCH, C-SCH e D-SCH) e comparáveis com os obtidos nos ensaios de corte nesta tese. No Quadro 13 são resumidos os respectivos resultados, acrescentando-se também os resultados obtidos por Meierhofer (Série SA4). Refira-se ainda que o betão utilizado nos referidos ensaios é da classe de resistência C25/30.



Versuch C-SCH-7

Versuch D-SCH-12

Figura 61 – Diagramas típicos de força/escorregamento dos ensaios de corte realizados por van der Linden [8] (ver correspondência na Legenda do Quadro 13).

Analisando os resultados de van der Linden e Meierhofer, estes apresentam uma razoável semelhança entre si, sendo visível a influência da camada intermédia.

As Séries A-SCH e B-SCH são comparáveis com as Séries H, I e Q (parafusos cruzados, sem camada intermédia) enquanto que as restantes são comparáveis com as Séries B, C e V (parafusos cruzados, com camada intermédia), tal como representado no diagrama da Figura 62.

Quadro 13 – Resultados obtidos por van der Linden [8, 98] e Meierhofer [146].

série	n.º de ensaios	força máxima, f_{max}		módulo de escorregamento, k_e	
		valor médio [kN]	coef. de variação [%]	valor médio [kN/mm]	coef. de variação [%]
A-SCH	20	21,5	7,3	26,1	17,0
B-SCH	5	22,0	5,0	29,2	20,5
C-SCH	10	15,3	20,3	12,9	14,1
D-SCH	16	15,0	11,7	15,6	8,1
SA4	6	16,7	-	15,7	-

LEGENDA: (A-SCH) um par de parafusos sem camada intermédia; (B-SCH) dois pares de parafusos sem camada intermédia; (C-SCH) dois pares de parafusos com 19 mm de camada intermédia; (D-SCH) dois pares de parafusos com 28 mm de camada intermédia; (SA4) um par de parafusos com 20 mm de camada intermédia.

Nas séries sem camada intermédia é perceptível que a adopção de betão leve implica uma diminuição da capacidade de carga entre os 25 e 30% enquanto que, na presença de camada intermédia, a resistência da ligação mantém valores idênticos nas duas situações. Esta observação revela-se especialmente interessante tendo em vista que a utilização de tipologias de secção transversal com camada intermédia são adequadas em reabilitação de estruturas, pela possibilidade de manutenção do soalho.

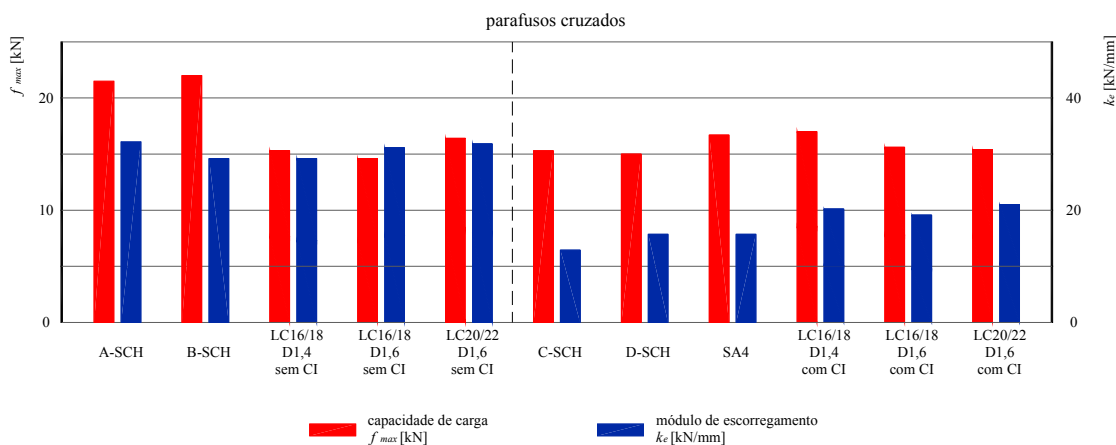


Figura 62 – Diagrama comparativo entre os resultados de van der Linden e Meierhofer (betão normal) com os provenientes desta tese (betão leve).

A respeito da rigidez da ligação, sucede uma situação diferente da ocorrida com a capacidade de carga, uma vez que, nos provetes fabricados com betão leve, os valores de módulo do escorregamento são sempre superiores. Aqui, as diferenças mais

significativas ocorrem nos provetes com camada intermédia, com variações acima dos 30%.

Um outro aspecto interessante na análise global dos resultados, é a grande dispersão de propriedades mecânicas da ligação, registada nos ensaios com betão de massa volúmica normal, em contraste com uma maior constância verificada para provetes com betão leve. De facto, os coeficientes de variação dos ensaios em betões leves são inferiores aos dos betões normais. A fundamentação para este aspecto pode estar relacionada justamente com os modos de rotura em cada tipo de provetes. Nos provetes com betão normal, a rotura sucede por arrancamento do parafuso na madeira ou com uma frequência muito menor, por tracção no aço, enquanto que nas ligações com betão leve, a rotura ocorre genericamente associada directamente ao betão, por rotura ou esmagamento local. Assim, a maior dispersão de resultados nos ensaios de corte das ligações mistas com betão normal decorre da maior dispersão associada à madeira, quando comparada com a do betão leve.

4.4.2.2 Influência da existência de camada intermédia

A possibilidade de existência de uma camada intermédia de 25 mm de espessura, entre a madeira e o betão, foi considerada em todas as configurações ensaiadas. A sua influência depende do tipo de parâmetro em análise, bem como do tipo de ligação em causa.

Na Figura 63 são representados diagramas comparativos da capacidade de carga e do módulo de escorregamento, colocando lado a lado resultados de séries de configuração idêntica a menos da existência ou não de camada intermédia, para cada tipo de ligação (parafusos paralelos, cruzados e com anilha).

Em termos de módulo de escorregamento, a influência da existência de camada intermédia é perfeitamente explícita, não dependendo da classe do betão utilizada, correspondendo a uma diminuição de cerca de 30%. Este diferencial é um pouco mais significativo na ligação com parafusos cruzados, cerca de 34%, e um pouco menos na ligação com parafusos paralelos, próximo dos 28%.

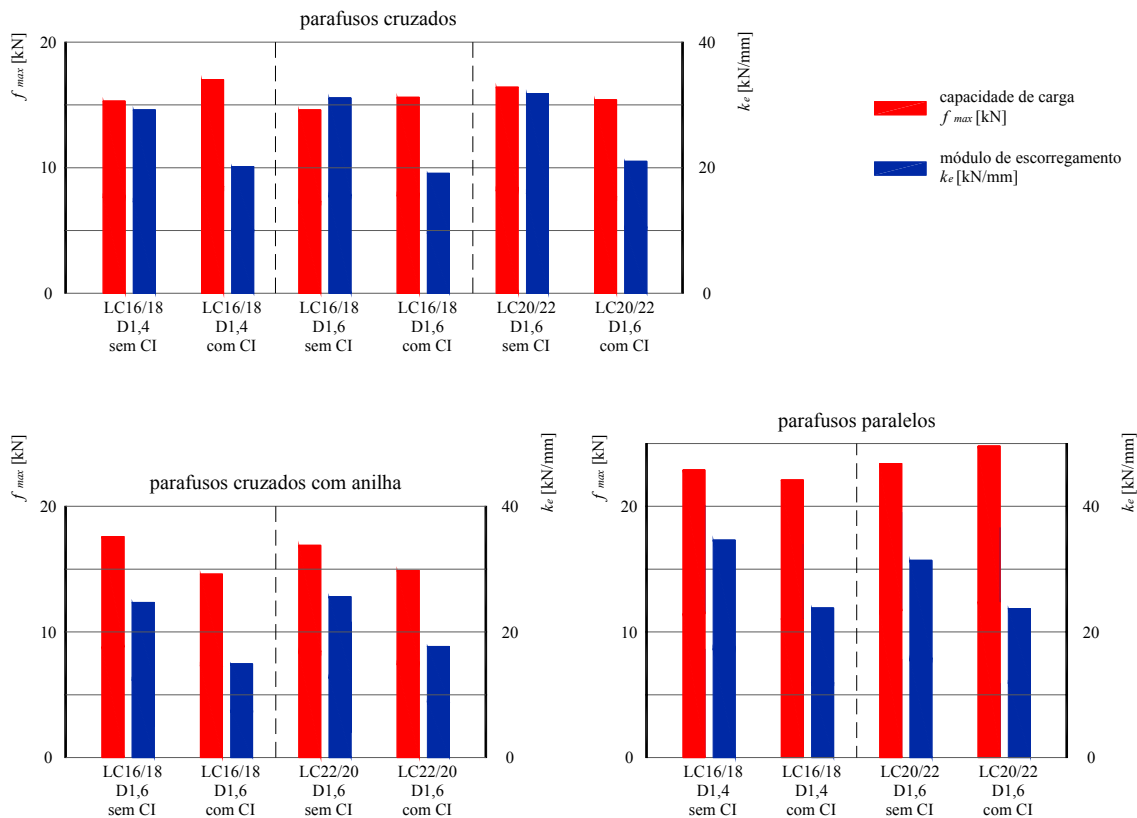


Figura 63 – Diagramas comparativos dos resultados das séries com e sem camada intermédia.

A utilização de betão leve, permite ainda assim uma diminuição inferior no módulo de escorregamento do que o apurado em provetes com betão de massa volúmica normal, de acordo com os resultados de van der Linden [98], nos quais se verificou uma diminuição superior a 50%.

A respeito da capacidade de carga, os resultados são um pouco difusos, não sendo possível, ao contrário do sucedido com o módulo de escorregamento, apresentar uma tendência uniforme sobre as repercussões da utilização da camada intermédia. Há que reconhecer, inclusive, que as diferenças encontradas são da mesma ordem de grandeza que os coeficientes de variação dos resultados encontrados. A justificação destes resultados pode ser encontrada da análise dos ensaios de referência realizados (Sub-Capítulo 4.3.1), onde se estimou que o fenómeno que induz a rotura da ligação é o arrancamento no betão, independentemente da profundidade de penetração do parafuso.

De acordo com [98], os ensaios com betão normal reflectem, de uma forma clara, a presença de camada intermédia com um abaixamento de 30% na capacidade de carga. Esta é uma diferença substancial entre o uso do betão normal e o uso do betão leve neste tipo de estruturas.

A análise dos diagramas de comportamento da ligação (Sub-Capítulos 4.3.2, 4.3.3 e 4.3.4) também não reflecte diferenças significativas quanto ao padrão de deformação. No entanto, existe uma orientação clara para uma maior capacidade de deformação após a cedência ou carga máxima nas séries com camada intermédia, exceptuando-se os resultados das Séries S e U (parafusos paralelos com betão das classes LC 16/18 e D1,4) onde essa influência ocorre em sentido oposto.

4.4.2.3 Influência da anilha

A introdução da anilha na cabeça do parafuso procurou aumentar a sua capacidade de ancoragem, uma vez que seria previsível, tal como se veio a confirmar, que a rotura da ligação fosse encetada por esmagamento localizado junto da cabeça do parafuso (arrancamento do parafuso no betão). O benefício esperado desta modificação seria então ao nível da capacidade de carga, não sendo portanto expectável qualquer alteração ao módulo de escorregamento da ligação mista.

A Figura 64 ilustra, através de um diagrama, os resultados obtidos nas ligações de parafusos com e sem anilha, posicionando lado a lado séries de configuração idêntica.

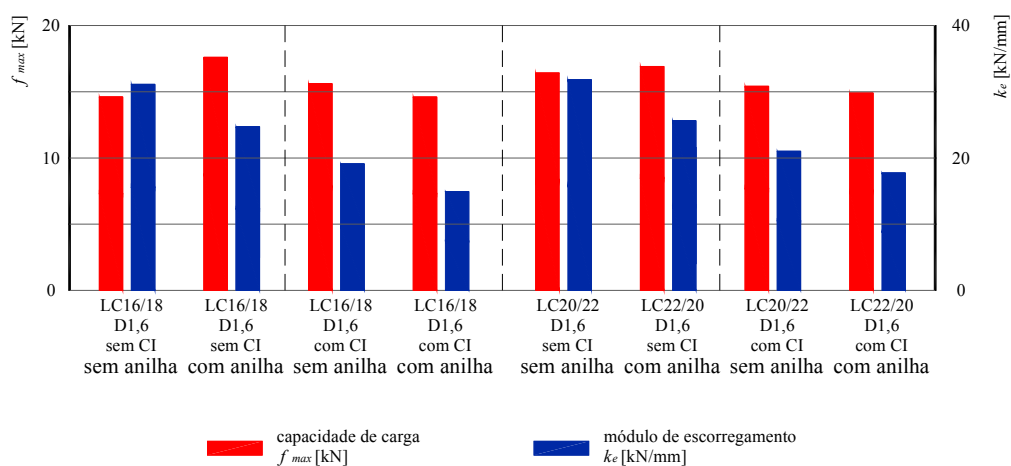


Figura 64 – Diagrama comparativo dos resultados de provetes com ligação por parafusos com e sem anilha.

Contudo, ao contrário do esperado, a maior influência da anilha fez-se sentir no módulo de escorregamento, cuja perda oscilou entre 10 e 24% pela introdução da anilha. Estes efeitos foram mais sentidos no betão de qualidade inferior, com perdas superiores a

20%, sendo que, com o betão da classe de resistência LC20/22 as diferenças são da ordem dos 10 %.

Em termos de capacidade de carga, os resultados dependem da presença ou não de camada intermédia entre a madeira e o betão. Nas séries com camada intermédia, e independentemente da classe do betão utilizado, existe uma perda de resistência de 7% com a colocação da anilha. No entanto para as séries sem camada intermédia e betão da Classe LC16/18 existe um aumento de 17% com a existência de anilha, verificando-se que, com a utilização de betão de maior resistência à compressão (Classe LC 20/22), a diferença é já desprezável.

Comparando os diagramas de força – escorregamento das ligações em cada uma das situações (Sub-Capítulos 4.3.2 e 4.3.3) é possível verificar que, nas séries que utilizam parafusos com anilha, o andamento do diagrama é mais suave, não existindo quebras pontuais, ao contrário das séries de parafusos sem anilha, onde são nítidas essas perturbações nos diagramas. Este aspecto decorre da hipótese inicialmente formulada quanto à incapacidade de ancoragem deste tipo de parafusos na presença de betão leve. Como os agregados leves têm uma baixíssima resistência à compressão, a existência de algum desses agregados na zona de ancoragem na cabeça do parafuso provoca naturalmente uma cedência. Tratando-se de uma rotura localizada, esta cedência, provoca na evolução do diagrama força-escorregamento um gradiente negativo, mas não implica necessariamente a rotura da ligação, que recupera a sua capacidade de carga.

Não tendo ficado comprovada a capacidade de aumento de resistência da ligação mista pela introdução da anilha nos parafusos, esta não foi considerada no ensaio de vigas mistas utilizando esta ligação modificada. Apesar dos custos associados à alteração artesanal do parafuso, caso se verificasse a sua utilidade prática, poderia vir a ser proposto o fabrico de um novo perfil de parafuso com anilha.

4.4.2.4 Influência do ângulo de colocação dos parafusos

O confronto de resultados entre as ligações produzidas com parafusos numa disposição em cruz a $\pm 45^\circ$ e as ligações com parafusos em paralelo igualmente a 45° mostra diferenças significativas, sobretudo ao nível da capacidade de carga e da deformação na fase não-linear.

As diferenças, em termos de capacidade de carga, são visíveis na Figura 65, com a representação lado a lado no diagrama dos resultados em séries de configuração idêntica, a menos da disposição dos parafusos.

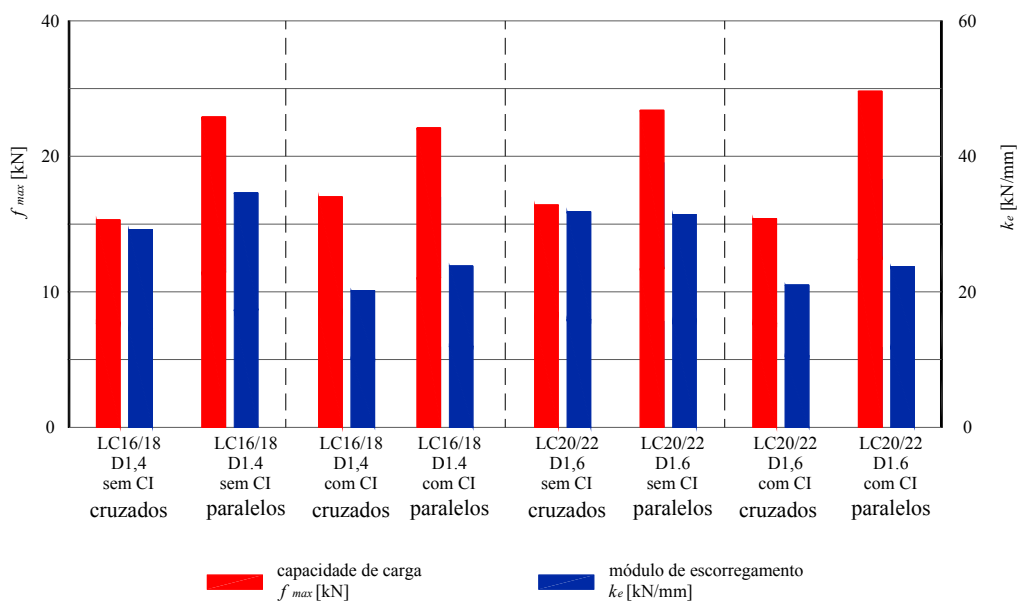


Figura 65 – Diagrama comparativo de resultados em provetes com ligação de parafusos cruzados e em paralelo.

O valor médio do aumento da capacidade de carga da ligação mista pela disposição dos parafusos em paralelo é de cerca de 50%, enquanto que o módulo de escorregamento sofre um acréscimo de 16% em 3 das 4 configurações analisadas.

Com betão da classe LC 20/22, o módulo de escorregamento é idêntico nas duas configurações, apesar do diferencial de 43% ao nível da resistência.

A deformação da ligação na fase não-linear, com parafusos em paralelo, é muito superior à encontrada nas séries com parafusos cruzados, podendo mesmo cifrar-se em alguns milímetros (2 a 4 mm). Um diferencial de escorregamento desta magnitude traduz, na aplicação real de uma viga em flexão, a possibilidade de acréscimo bastante significativo da capacidade de deformação (ductilidade) da viga, em situações correspondentes a estados limite últimos, conforme se poderá verificar nos ensaios realizados em vigas mistas.

4.4.2.5 Modelo de comportamento de ligações mistas com parafusos

A modelação do comportamento de ligações mistas madeira-betão envolvendo parafusos inclinados é referida na Parte 2 do Eurocódigo 5 em relação à capacidade de carga (ver Figura 20 desta Tese). No que diz respeito ao módulo de escorregamento, a regulamentação é omissa, não existindo também informação na literatura. Mesmo tratando-se de ligações madeira-madeira, na bibliografia não foi possível encontrar muita informação, com a excepção de alguns trabalhos recentes de Blass e Bejtka [7] e Kevarinmäki [90] onde são apresentadas propostas para ligações aparafusadas em madeira.

O trabalho de Kevarinmäki [90] propõe um método de dimensionamento para ligações madeira-madeira, tendo por referência em diversos aspectos o trabalho de Blass [7] e coincidindo em outros com o modelo do Eurocódigo 5 já referido. Esta proposta de metodologia para dimensionamento de ligações aparafusadas distingue também as duas alternativas para a disposição dos parafusos inclinados (cruzados ou paralelos), parecendo viável uma tentativa de adaptação dessa metodologia para o caso das ligações mistas madeira-betão.

Para o caso de ligações cruzadas, propõe-se [90] que a resistência ao corte de um par de parafusos seja obtida pela Equação (40) a qual traduz igualmente o equilíbrio de forças exposto na Figura 20 (Parte 2 do Eurocódigo 5).

$$R = (R_c + R_t) \cdot \cos \alpha \quad (40)$$

Na Equação (40) os valores de R_c e R_t correspondem aos valores da resistência dos parafusos, respectivamente em compressão e em tracção, os quais são determinados pelo valor mínimo entre a resistência à tracção do aço, F_u , e a resistência ao arrancamento do parafuso, $f_{ax,\alpha}$. Aplicando à situação presente na ligação mista, tendo em consideração que a rotura pode suceder em qualquer dos componentes, deverá portanto acrescentar-se, aos parafusos em tracção, uma terceira parte respeitante à resistência ao arrancamento no betão, $f_{ax,bet}$. As Equações (41) e (42) definem R_c e R_t .

$$R_c = \min. \begin{cases} f_{ax,\alpha} \\ F_u \end{cases} \quad (41)$$

$$R_t = \min \begin{cases} f_{ax,\alpha} \\ F_u \\ f_{ax,bet} \end{cases} \quad (42)$$

Na ligação com parafusos inclinados mas na mesma direcção, a capacidade de carga da ligação é dada pela Equação (43), sendo função do número de parafusos existentes, n .

$$R = n R_t (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) \quad (43)$$

Nesta equação são introduzidos dois novos parâmetros, sendo evidentemente retirada a componente de resistência à compressão do ligador uma vez que os parafusos nesta tipologia de ligação são esforçados somente em tracção. Ao contrário do que propõe o modelo do Eurocódigo, existe aqui a oportunidade de contabilizar o efeito do atrito madeira-betão, μ , na interface dos dois materiais.

A contabilização do atrito existente parece ser mais razoável em face do comportamento real da ligação. Estando os parafusos em tracção, as superfícies dos dois materiais são comprimidas em contacto uma contra a outra, mobilizando uma força de atrito, naturalmente proporcional à componente normal da força de tracção dos parafusos.

Sem prejuízo de uma determinação experimental, a resistência ao arrancamento de um parafuso pode ser calculada por aplicação do Eurocódigo 5. Deve acrescentar-se, a título informativo, que a resistência de um parafuso sujeito a uma força axial de compressão é idêntica ao correspondente valor em arrancamento [90].

O modelo apresentado compreende então três modos de rotura para a ligação: arrancamento na madeira, arrancamento no betão (esmagamento localizado) ou rotura por tracção no aço do parafuso.

Nos ensaios de corte apresentados em (4.3) é referenciado um outro fenómeno nas configurações de parafusos cruzados, traduzido por flexão no parafuso de compressão (efeito de cavilha). No entanto, este fenómeno dificilmente estará associado à força de rotura, mas antes, ao comportamento após a força máxima, possibilitando a manutenção de uma capacidade de carga residual. Será o efeito cavilha (formação de rótulas plásticas no parafuso), que garante alguma ductilidade à ligação pois, como facilmente se observa dos resultados apresentados nos ensaios de referência (Sub-Capítulo 4.3.1), a rotura por arrancamento na madeira ou esmagamento no betão sucede para deformações

muito pequenas, inferiores a 1 mm. Estes valores estão claramente numa gama muito inferior à real capacidade de carga e de deformação de ligadores tipo cavilha [42].

A respeito das ligações mistas com camada intermédia entre a madeira e o betão, a Parte 2 do Eurocódigo 5, refere a não aplicabilidade dos modelos propostos, enquanto que Kevarinmäki [90] somente refere que a existência de camada intermédia poderá implicar a existência da perda de contacto directo entre materiais e por consequência no caso da ligação mista com os parafusos em tracção deixará de existir a contribuição do atrito.

Em face dos resultados obtidos nos ensaios de referência, em que a resistência ao arrancamento no betão é geralmente inferior aos valores obtidos nos ensaios de arrancamento na madeira, decorre que será este parâmetro a controlar a capacidade de carga nos ensaios de corte. Por outro lado, a diferença resultante da utilização de diferentes betões é perfeitamente clara, o que implica, à luz do modelo de comportamento aqui enunciado, diferenças evidentes de capacidade de carga da ligação mista, conforme aliás se pode perceber dos resultados expressos na última coluna do Quadro 14.

No Quadro 14 são apresentados os resultados da implementação do modelo de comportamento de ligações mistas com parafusos, com base nos resultados dos ensaios de referência, sendo possível observar directamente a comparação com os resultados dos ensaios de corte.

Quadro 14 – Capacidade de carga por aplicação dos modelos de comportamento.

série	configuração	aplicação do modelo [kN]	ensaio de corte [kN]
B	paraf. cruzados com C.I. LC20/22 + D1,6	17,5	15,4
H	paraf. cruzados sem C.I. LC20/22 + D1,6	17,5	16,4
V	paraf. cruzados com C.I. LC16/18 + D1,4	11,4	17,0
Q	paraf. cruzados sem C.I. LC16/18 + D1,4	11,4	15,3
T	paraf. paralelos com C.I. LC20/22 + D1,6	27,4	24,8
P	paraf. paralelos sem C.I. LC20/22 + D1,6	27,4	23,4
S	paraf. paralelos com C.I. LC16/18 + D1,4	17,9	22,1
U	paraf. paralelos sem C.I. LC16/18 + D1,4	17,9	22,9

A análise dos resultados da aplicação do modelo de comportamento de ligações mistas com parafusos indica, que a camada intermédia não tem qualquer influência na capacidade de carga da ligação, contrariamente à classe do betão (resistência à compressão e massa volúmica) e à disposição dos parafusos.

A aparente indiferença à presença de camada intermédia nas ligações mistas, encontra-se ainda em consonância com os resultados dos ensaios de corte, apesar de, como se referiu já nos Sub-Capítulos 4.3.2 e 4.3.4, existirem outras diferenças importantes ao nível da capacidade de deformação e do módulo de escorregamento.

De facto, a existência de camada intermédia não aparece como um factor determinante no desempenho relativo da ligação mista, à luz da aplicação do modelo de comportamento, uma vez que a resistência ao arrancamento do parafuso no betão é inferior à resistência ao arrancamento do parafuso na madeira, independentemente da profundidade de penetração na madeira (Sub-Capítulo 4.3.1). Por este motivo, a capacidade de carga é então controlada pelo betão, em função da sua capacidade de ancoragem do parafuso.

A importância da classe do betão, apurada na aplicação dos modelos de comportamento, não encontra um suporte tão notório nos resultados dos ensaios de corte, como se pode

observar do Quadro 14. Apesar disso, como será detalhado no ponto seguinte, (4.4.2.1), existe nos ensaios de corte uma ligeira tendência para o aumento da capacidade de carga da ligação em função do acréscimo da classe de resistência do betão. Por outro lado, em termos absolutos as diferenças entre o valor medido no ensaio e o valor homólogo encontrado no modelo de comportamento, são significativas. Ainda assim, para o betão da Classe de Resistência LC 20/22 a discrepância entre os resultados dos ensaios e da aplicação dos modelos são menos significativas do que no betão da Classe de Resistência LC16/18.

Outro factor determinante na capacidade de carga da ligação mista é a disposição dos parafusos, dispostos em cruz ou em paralelo. Parece comprovar-se aqui a importância da mobilização do coeficiente de atrito, visto ser esta a única diferença existente entre os dois modelos. Também os ensaios de corte sublinham esta relação numa proporção muito semelhante.

Para aplicação do modelo à ligação mista constituída por parafusos em paralelo, deve referir-se que o coeficiente de atrito preconizado decorreu de consulta da bibliografia [39]. O valor utilizado nas séries sem camada intermédia parece estar perfeitamente compatível com os valores obtidos experimentalmente por Dias [39], em provetes de betão de massa volúmica normal. Contudo, é necessário referir que a utilização desse coeficiente de atrito, nas séries com camada intermédia, deve ser feita com algumas reservas porquanto existem duas superfícies (proвете de madeira-solho e solho-betão).

4.4.3. Ligações com tacos colados

4.4.3.1 Influência do tipo de betão

Na Figura 66 apresenta-se um diagrama comparativo dos resultados da ligação mista assegurada por tacos.

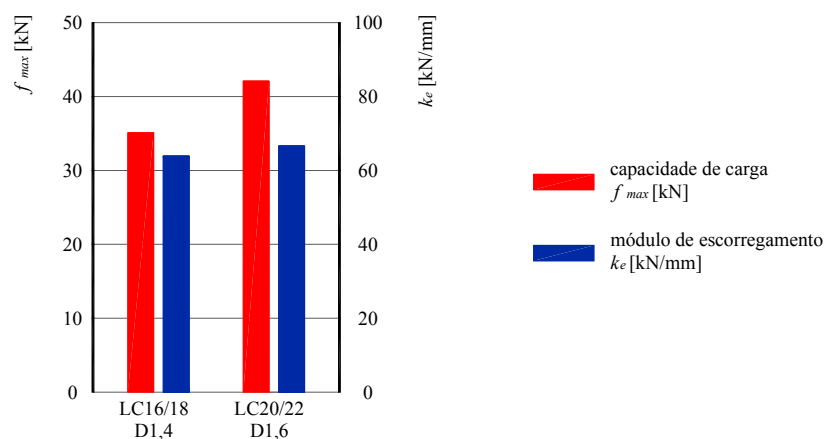


Figura 66 – Diagrama comparativo dos resultados em provetes de ligação mista por tacos.

A análise dos resultados do sub-capítulo 4.3.5, revela alguma relevância do tipo de betão para a capacidade de carga da ligação mista. Existe uma perda de capacidade de carga de cerca de 20% quando a resistência do betão passa da classe de resistência LC 20/22 para a classe LC 16/18. Como adiante se verá, os resultados dos ensaios de flexão das vigas mistas realizados com este tipo de ligação apresentam uma perda proporcional na força de rotura.

Todavia, conforme os resultados apresentados adiante, no Sub-Capítulo 5.4.6, os modos de rotura em 5 das 6 vigas testadas ocorrem na ligação madeira-betão, ou por corte longitudinal na madeira. Este modo de rotura por corte na madeira reduz a influência da classe do betão.

Em termos do módulo de escorregamento, as diferenças existentes não têm expressão, cifrando-se em valores muito inferiores à dispersão verificada nos resultados dos ensaios de corte.

4.4.3.2 Influência da espessura do taco e da qualidade da madeira utilizada

Em ensaios preliminares à realização das Séries E e F de provetes, apresentadas em (4.3.5), foi possível observar alguns fenómenos interessantes a respeito da influência da espessura do taco e da qualidade da madeira utilizada. Tendo sido apenas realizado um pequeno número de provetes por cada configuração, efectua-se aqui somente uma análise qualitativa dos fenómenos, tentando evidenciar algumas características do desempenho deste tipo de ligação.

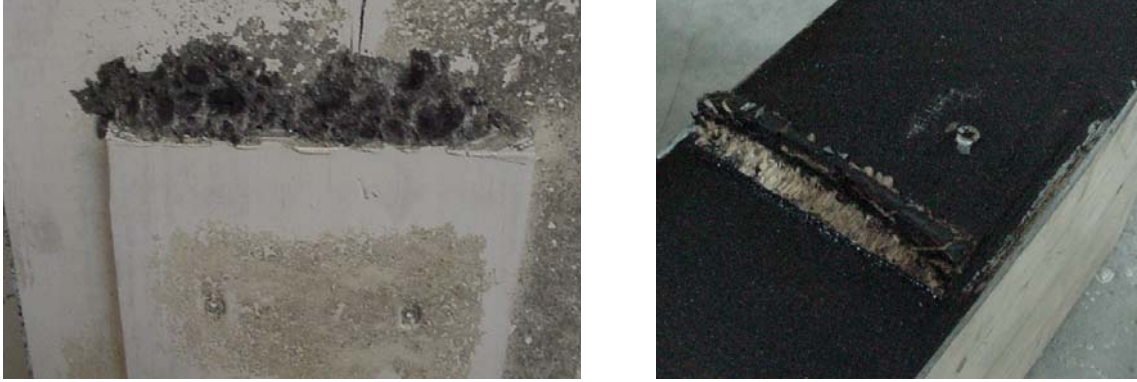


Figura 67 – Modos de rotura obtidos na configuração de tacos em ensaios preliminares.

Foram realizados ensaios em provetes com tacos de 10 mm de espessura com madeira de azinho, pinho e sobro. Registaram-se dois modos de rotura: esmagamento dos tacos por compressão paralela ao fio e rotura por esmagamento (compressão) no betão, sempre em coexistência.

No entanto, em função da espécie de madeira utilizada no taco e da classe do betão, assim cada um dos modos de rotura era mais ou menos pronunciado.

4.4.4. Ligações com placas denteadas

Os resultados de outros autores são escassos, pese embora existirem algumas referências à preconização deste tipo de ligador para efeitos de ligação mista madeira-betão [16, 98, 125]. Os próprios fabricantes não identificam este tipo de estruturas como potencial de aplicação das placas denteadas, pelo que os únicos valores reconhecidos na bibliografia para o desempenho de placas denteadas são os que constam do trabalho de van der Linden [98].

No trabalho de van der Linden são utilizadas as tradicionais placas denteadas com dentes numa só face, e a ligação mista é produzida dobrando a 90° a placa. Após este procedimento, uma das faces é então fixa à madeira enquanto a outra ficará envolvida na lâmina de betão. Os resultados atingidos mostram uma coincidência enorme no padrão de deformação da ligação no ensaio de corte. Contudo, os valores de resistência e de escorregamento na carga máxima são superiores, em face precisamente da espessura da placa e da profundidade dos seus dentes. Os valores determinados apontam para uma tensão de rotura de 3,15 MPa, um escorregamento médio na força máxima de

cerca de 6 mm e um módulo de escorregamento por unidade de área da placa de 2,54 kN/mm/mm².

Não foi possível uma comparação directa entre estes resultados de van der Linden e os obtidos nesta tese utilizando betão leve, uma vez que as placas denteadas têm dimensões distintas e conseqüentemente resistência e rigidez muito diferentes. Deve, no entanto, referir-se que os modos de rotura e cedência são coincidentes, pelo que mesmo analisando os próprios valores de resistência e rigidez, algumas conclusões podem então ser retiradas da aplicação de placas denteadas como ligação mista recorrendo a betão leve.

A característica mais relevante da utilização de placas denteadas é a possibilidade de obtenção de valores de resistência e rigidez semelhantes a outras ligações aqui analisadas, mas permitindo uma capacidade de deformação muito superior. Esta ductilidade beneficiará conseqüentemente deformações plásticas na viga em flexão, com aumento do nível de segurança estrutural.

Os resultados mostram também que não advém perda de desempenho pela utilização de betão leve, uma vez que o betão se encontra intacto e o modo de rotura foi o arrancamento na madeira. Ainda assim, esta conclusão deve ser comprovada com a utilização de betão de massa volúmica inferior à utilizada neste trabalho.

As dimensões das placas denteadas, em especial a espessura e a profundidade dos dentes, bem como a resistência do aço devem, portanto, ser devidamente ponderadas pela sua influência no comportamento mecânico das ligações mistas madeira-betão. A caracterização mecânica deverá ser efectuada nos termos da EN 26891 [31]. Também o comportamento de longo prazo deve ser analisado.

Convém salientar que os elementos recolhidos neste trabalho sugerem que os modelos de dimensionamento de placas denteadas para ligações madeira-madeira poderão ser utilizados em ligações mistas, uma vez que se assistiu a modos de rotura iguais.

4.4.5. Discussão e conclusões

A ligação feita por tacos apresenta características mecânicas bastante interessantes, com valores que atingem o limiar do comportamento de interacção total entre a madeira e o betão. O trabalho aqui realizado não permitiu conclusões definitivas quanto à sua

utilização, mas apontou as situações que devem ser clarificadas e desenvolvidas futuramente para que a adopção desta ligação ocorra em termos de fiabilidade e domínio da tecnologia semelhantes aos de outros sistemas conhecidos.

Com base no trabalho aqui desenvolvido já se encontra em curso um projecto de investigação [113], o qual pretende dar resposta às questões e dificuldades aqui levantadas. Em resumo, os principais objectivos desse projecto são o desenvolvimento de metodologias que garantam uma colagem eficiente do taco e a caracterização mecânica da ligação em diversas configurações e duração da acção.

Os ensaios de ligações mistas com parafusos permitiram a recolha e a análise de informação bastante relevante sobre o desempenho deste tipo de solução e a sua comparação com outras soluções existentes. Alguns factores foram alvo de análise mais detalhada, como sejam a presença da camada intermédia, a disposição dos parafusos ou a própria classe do betão leve empregue.

A classe do betão leve estrutural utilizado nas ligações mistas madeira-betão não parece ter uma influência relevante na capacidade de carga e no módulo de escorregamento das respectivas ligações mistas com parafusos. Como foi desenvolvido ao longo desta Tese, o betão leve estrutural é caracterizado por dois parâmetros distintos – massa volúmica e resistência à compressão – os quais não são relacionáveis, dadas as inúmeras combinações possíveis de formular. Cada betão leve é essencialmente condicionado pelas características dos seus agregados, podendo estas regular o comportamento da ligação mista, por exemplo, através da introdução de novos modos de rotura, mais aproximados aos ocorridos com betão normal. Assim, as conclusões efectuadas no âmbito desta Tese devem ser interpretadas, enquadrando-as nos tipos de betão leve aqui utilizados, e sem generalizar a betões leves com formulações diferentes, os quais podem ter relações de resistência/massa volúmica mais ou menos eficientes.

No entanto, pelas características dos agregados utilizados neste trabalho (fundamentalmente, baixa resistência à compressão) e tendo sido também utilizada uma composição de betão leve com uma resistência à compressão da ordem dos 20 MPa, parece ser possível garantir um desempenho igual ou melhor a este para ligações mistas madeira-betão com betão leve estrutural. Esta conclusão é apoiada no facto de ser muito difícil a produção de um betão leve estrutural se os agregados tiverem resistência à compressão inferior à dos utilizados nesta Tese.

A avaliação efectuada à relevância da presença de camada intermédia nas ligações mistas por parafusos, mostra que a diminuição da capacidade de carga das ligações mistas, por introdução de uma camada intermédia, é inferior à ocorrida quando se utiliza betão de massa volúmica normal. Esta diferença permite, inclusive, que a resistência da ligação seja idêntica, independentemente do tipo de betão utilizado (betão leve ou betão normal).

Ao nível do módulo de escorregamento, as diferenças são ainda mais favoráveis à adopção de betão leve, uma vez que os resultados encontrados são superiores aos verificados em séries homólogas com betão normal.

Outro factor analisado foi a disposição dos parafusos na ligação, tendo sido estudadas duas situações: parafusos dispostos cruzados ou colocados em paralelo.

A tipologia de ligação com parafusos em paralelo revelou resultados superiores em termos de resistência e rigidez, tendo inclusive apresentado uma maior capacidade de deformação para além da carga máxima, o que poderá ser vantajoso no comportamento global das vigas mistas em flexão.

No Quadro 15 é apresentada uma análise comparativa de custos entre duas soluções de ligações mistas madeira-betão utilizando betão de agregados leves. Os valores apresentados no Quadro incluem custos de material e de aplicação.

O parâmetro de controlo deste estudo foi a rigidez da ligação, uma vez que a experiência de aplicação revela que, geralmente, o dimensionamento é controlado pelos estados limite de utilização [87]. Desta forma, são apresentados os custos unitários de referência dos respectivos materiais, obtidos em Março de 2005 junto dos respectivos fornecedores, com os quais são calculados os custos directos de cada um dos ligadores, em função também do número de ligadores necessário para obter uma determinada rigidez na ligação.

Quadro 15 – Comparação de custos entre três soluções de ligações mistas.

Descrição da ligação	custo unitário de material	custo unitário de aplicação	número de ligadores /metro linear	custo da ligação /metro linear
<i>parafusos</i> , SFS VB-48-7,5x100 colocados paralelos a 45°	0,120 €/un.	0,03 €/un.	15	2,26 €
<i>parafusos</i> , SFS VB-48-7,5x100 colocados cruzados a 45°	0,120 €/un.	0,03 €/un.	15	2,26 €
<i>cavilhas</i> , Ø10 de varão nervurado A500 cravado a 90° numa profundidade de 10cm [42]	0,562 €/kg	0,03 €/un.	33	2,58 €

O custo de aplicação (mão-de-obra) foi assumido como igual em cada um dos tipos de ligação, igualando o tempo de execução de uma pré-furação e cravação da cavilha ao de enroscar o parafuso.

Assim, avaliando os valores obtidos, podemos dizer que a solução de ligação mista com parafusos inclinados apresenta-se como economicamente mais competitiva. No entanto, os valores são muito próximos e a sensibilidade a variações nos custos unitários de material e aplicação poderá alterar o sentido do resultado obtido.

No caso de estudo apresentado, não se encontram reflectidas quaisquer diferenças entre as configurações de parafusos cruzados ou em paralelo, uma vez que estas apresentaram valores de rigidez muito semelhantes e o parâmetro de controlo deste estudo foi a verificação de segurança em estados limite de utilização. Contudo, é importante reforçar que a resistência da ligação produzida com os parafusos dispostos em paralelo é superior em cerca de 50% à ligação com parafusos cruzados, o que, numa situação de dimensionamento controlada pela resistência da ligação, possibilita um consumo bastante inferior de parafusos.

5. Comportamento em flexão de vigas mistas

5.1. Descrição do ensaio

As vigas mistas ensaiadas em flexão, possuem uma secção transversal, tipo viga em T, conforme apresentado na Figura 68 e têm um comprimento de 5,40 m. As duas secções transversais apresentadas na Figura 68 diferem pela existência ou não de uma camada intermédia com 25 mm de espessura, entre a lâmina de betão e a viga de madeira.

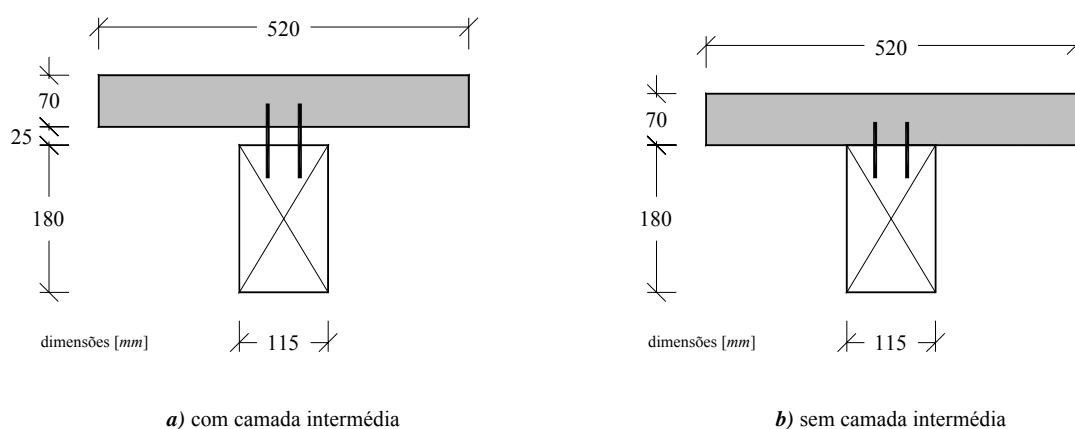


Figura 68 – Secção transversal das vigas mistas.

No Quadro 16 são apresentadas todas as vigas ensaiadas e descritas as respectivas configurações. Conforme se poderá averiguar, estas correspondem às configurações consideradas nos ensaios sobre ligações (Quadro 6).

À semelhança da madeira utilizada nos ensaios de corte das ligações, a madeira usada nos ensaios de flexão foi madeira lamelada-colada, com lamelas da classe de resistência C18, de acordo com informação prestada pelo fornecedor (a esta classe de resistência das lamelas, corresponde a classe de resistência da madeira lamelada-colada, GL24 [76]). Os ensaios decorreram com um teor de água na madeira entre 12,4 e 14,8%. O valor médio da massa volúmica é de 430 kg/m³.

No Anexo II, no Quadro II-1, podem ser consultados os valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade e massa volúmica, do betão, e massa volúmica, módulo de elasticidade e teor de água na madeira, determinados para cada uma das vigas ensaiadas.

Todas as ligações utilizadas, independentemente do tipo (parafuso ou taco), ocorrem na viga de 20 em 20 cm, a primeira das quais precisamente sobre o apoio, isto é, a 10 cm da extremidade.

A existência de uma camada intermédia com 25 mm implica evidentemente um aumento da inércia da secção transversal, dificultando posteriormente alguns tipos de comparações entre configurações (capacidade de carga e rigidez de flexão).

Quadro 16 – Descrição das configurações de ensaios de flexão.

série	ligação	betão	madeira	camada intermédia	n.º de ensaios	tipo de ensaio	
B	parafusos SFS cruzados a 45°	LC20/22 D1,6	espécie <i>espruce</i>	sim	4	CD	
B					2	LD	
H				não	4	CD	
H					2	LD	
V		LC16/18 D1,4		sim	2	CD	
Q		LC16/18 D1,4		não	2	CD	
T	parafusos SFS paralelos a 45°	LC20/22 D1,6		madeira lamelada-colada da classe <i>GL24</i>	sim	2	CD
P					não	2	CD
S		LC16/18 D1,4			sim	2	CD
U		LC16/18 D1,4			não	2	CD
F	tacos de 20 mm	LC20/22 D1,6			não	4	CD
F					não	2	LD
E		LC16/18 D1,4	não		2	CD	

A camada intermédia, tendo sido materializada com tábuas de solho, constitui-se portanto como um elemento descontínuo na direcção longitudinal da viga sem qualquer rigidez de flexão. Pretendeu-se assim, simular a solução existente em situações de reabilitação e reforço de pisos existentes de madeira. No entanto, alguns projectistas preconizam camadas intermédias com placas de derivados de madeira, as quais, sendo

contínuas apresentam, regra geral, uma rigidez de flexão que poderá não ser de todo desprezável. Beneficia-se, nesses casos, de um aumento da rigidez de flexão da estrutura mista madeira-betão.

O sistema estático de ensaio corresponde ao típico ensaio de flexão em 4 pontos, sendo a força aplicada através de um único actuador DARTEC, com capacidade de 20 toneladas de força (cerca de 200 kN) e 200 mm de deformação máxima. A força é distribuída por uma viga metálica, conforme se reproduz na Figura 69. No contacto do elemento metálico com a face superior da viga mista, é interposta uma tira de neoprene, aliviando assim as dificuldades introduzidas pela superfície irregular do betão. Esta situação revelou-se tanto mais importante porquanto a absorção de água dos agregados leves e a sua segregação superficial levou a que, à superfície, ficassem salientes os agregados leves, em especial no caso particular do betão da classe de massa volúmica D1,4.

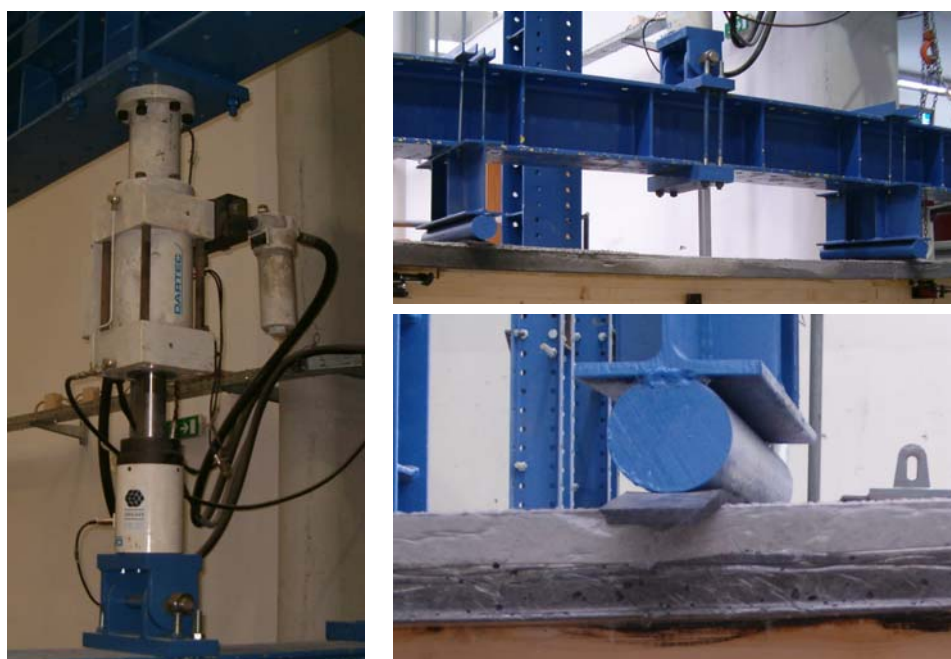


Figura 69 – Aplicação da carga nos ensaios de flexão.

Tal como se referiu anteriormente, a viga era simplesmente apoiada, estando o esquema de ensaio representado na Figura 70.

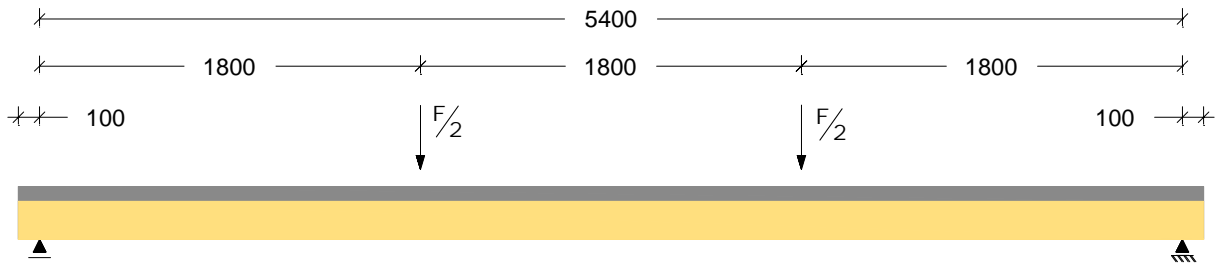


Figura 70 – Sistema estrutural do ensaio de flexão.

A monitorização do ensaio foi efectuada para as seguintes grandezas:

- i) Força aplicada, por medição das reacções nos apoios com células de carga NOVATECH de 25 kN (Figura 71).
- ii) Deformação a meio vão, com medição em cada face da viga de madeira em referência à cota de meia altura da viga de madeira, com deflectómetros TML, tipo SDP 200 de 200 mm de curso máximo. Medindo em ambas as faces da viga mista e posteriormente calculando o valor médio é possível acautelar qualquer torção que ocorra na viga quando carregada (Figura 72-C).
- iii) Escorregamento no topo, por medição dos deslocamentos relativos em ambos os topos da viga mista dos dois componentes, através de deflectómetros TML, tipo CDP 25 de 25 mm de curso máximo (Figura 72-B).
- iv) Escorregamento na zona de aplicação da carga, por medição dos deslocamentos relativos em ambos os componentes da viga mista, através de deflectómetros TML, tipo CDP 50 de 50 mm de curso máximo (Figura 72-D).
- v) Levantamento relativo entre os dois componentes da viga mista, com medição em ambas as faces e nos dois topos da viga mista dos deslocamentos relativos, através de deflectómetros TML, tipo CDP 25 de 25 mm de curso máximo (Figura 72-A).



Figura 71 – Aparelho de apoio das vigas mistas nos ensaios de flexão de curta duração.

Toda a informação foi recolhida por um Datalogger da TML, Modelo 602, com uma periodicidade de 1 segundo durante todo o ensaio, sendo registadas em cada instante 12 leituras de deformações e 4 de forças.

O comando do ensaio foi programado previamente com controlo de deformação, através da aplicação no actuador de uma velocidade de deformação constante de 2,5 mm/s, seguindo qualitativamente um andamento semelhante aos ensaios de caracterização das ligações. Após um primeiro troço de deformação crescente, havia uma descarga e em seguida a deformação era aumentada até à rotura da viga. A adopção desta história de carga, em detrimento de outras possíveis previstas em alguns documentos normativos, foi justificada tendo em vista a imposição de uma história de carga idêntica à escolhida por van der Linden [98].



Figura 72 – Instrumentação da viga mista.

Na Figura 72 é apresentada toda a instrumentação da viga mista, sendo ainda visível a existência de cintas, que têm a função de impedir a queda da viga, em caso de instabilidade após a rotura.

Pese embora a existência destas cintas de segurança, foi decidido não prolongar o ensaio para além dos 80 mm de deformação vertical na viga mista (correspondente a uma relação $L/70$) para não colocar em perigo a segurança dos aparelhos de leitura, mantidos até ao final do ensaio. Esta decisão condicionou o ensaio somente em algumas vigas, as quais já estariam muito próximo da rotura (da analogia com os gráficos carga-

-deslocamento de outras vigas era visível que os acréscimos de deformação, para além do ponto de paragem do ensaio, seriam insignificantes).

5.2. Preparação das vigas

A construção das vigas mistas foi precedida de um ensaio individual em cada viga para a determinação do respectivo módulo de elasticidade, conforme descrito no ponto seguinte, (5.3).

No fabrico das vigas mistas, a escolha das vigas de madeira foi totalmente aleatória tendo em vista a sua correspondência com a série a fabricar.

Para cofragem da lâmina de betão, foram preparados módulos em contraplacado marítimo. Para protecção destes elementos, e de forma a facilitar a sua descofragem após a presa do betão, foi interposta uma película de plástico (Figura 73).



Figura 73 – Vista das vigas mistas com camada intermédia e ligação por parafusos cruzados, antes da betonagem.

Na zona central, a face superior das vigas de madeira foi protegida com uma pintura de emulsão betuminosa, conseguindo-se assim uma protecção contra a humedificação indesejável das vigas de madeira.

Conforme é visível na Figura 73, foi colocada uma armadura na lâmina de betão constituída por uma malha electrossoldada em aço A500 de 5 mm de diâmetro, espaçada 10 cm e posicionada com espaçadores a 25 mm da face inferior.

A Figura 74 apresenta as fases de preparação da colagem dos tacos de madeira à viga.



Figura 74 – Preparação da ligação por tacos colados na viga mista.

Por último importa descrever brevemente a preparação do ensaio no que diz respeito às betonagens e ao controlo de classe do betão. Assim, em cada betonagem foram produzidos cerca de 600 litros de betão, os quais eram consumidos no enchimento de 2 vigas e na preparação de 12 cubos e 3 cilindros para controlo de classe do betão.

Na maioria das betonagens, foi também controlada a trabalhabilidade do betão por medição do abaixamento do cone de Abrams. Esta verificação decorreu para controlo de obtenção de um betão da Classe S3, de forma a viabilizar a sua colocação em obra por bombagem.

5.3. Caracterização mecânica da madeira e do betão

5.3.1. Madeira

No que respeita à madeira, a única propriedade que se avaliou de forma não-destrutiva foi o módulo de elasticidade. Esta propriedade é muito relevante na análise numérica efectuada, porquanto influi na rigidez da viga mista e na distribuição de tensões entre os seus componentes.

O módulo de elasticidade foi determinado experimentalmente em todas as vigas, tomando como referência a EN 408 [21]. Esta Norma prevê a determinação do módulo de elasticidade global e do módulo de elasticidade local, em flexão. Contudo, a Norma EN 384 [20] indica explicitamente que, para efeitos de dimensionamento, deve-se ter em conta o módulo de elasticidade global. Na Figura 75 é possível observar-se a relação encontrada para o módulo de elasticidade em cada uma das vigas, após correcção para 12% de teor de água, cifrando-se a diferença num valor médio de 0,42 GPa.

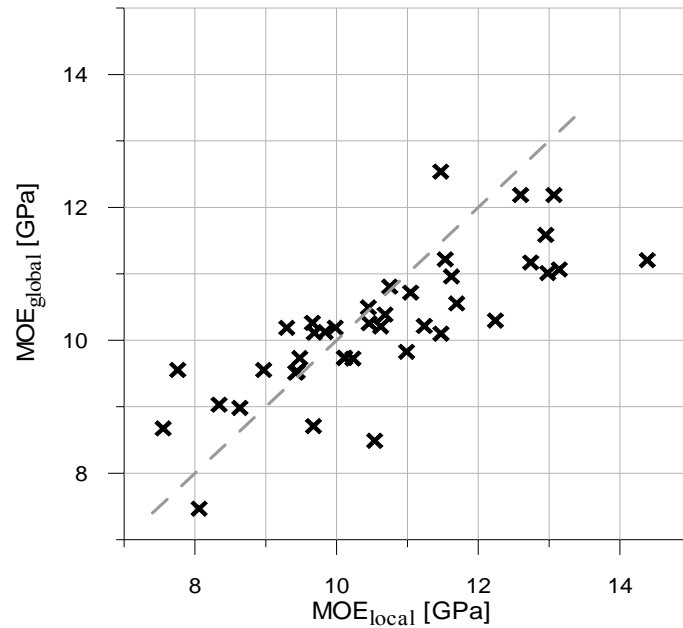


Figura 75 – Comparação entre os valores do módulo de elasticidade local e global.

A baixa correlação entre os dois valores de módulo de elasticidade, cerca de 0,61, deverá estar associada à não contabilização de defeitos fora do terço central no caso do módulo de elasticidade local, ao efeito da deformação por esforço transversal, inexistente na determinação do módulo de elasticidade local em flexão e ao peso relativo de eventuais erros ou imprecisões das medições de valores muito pequenos. Um terceiro factor de influência, que poderá agravar o valor do módulo de elasticidade global, relaciona-se com as deformações por esmagamento nos apoios. Contudo, a este factor não parecem ser imputáveis consequências nos ensaios realizados, uma vez que manifestamente não foram visíveis essas indentações e o nível de carga era muito baixo.



Figura 76 – Ensaio de módulo de elasticidade nas vigas de madeira lamelada-colada.

Para o ensaio, a carga total aplicada correspondeu a cerca de 25% da carga de rotura estimada, sendo atingido esse valor em cerca de 300 segundos, por imposição de um deslocamento com incremento a velocidade constante. As deformações foram medidas a meia altura da secção transversal da viga (eixo neutro) e em ambas as faces, para acautelar o erro introduzido por uma torção no eixo da viga. Os registos são efectuados com a periodicidade de 1 segundo, determinando-se o módulo de elasticidade com base numa regressão linear das leituras. Obteve-se um coeficiente de correlação sempre superior a 0,9989, estando portanto de acordo com o referido para tal na norma EN 408.

Dadas as dimensões das vigas, com uma relação comprimento/altura (l/h) de 30, e tendo em vista a realização do ensaio em condições semelhantes às do ensaio de flexão da viga mista, não se cumpriu o valor da relação l/h , estipulado pela EN 408 ($l/h = 18$). Esta opção justifica-se pela necessidade de contabilizar a influência de qualquer defeito existente em todo o comprimento das vigas de madeira. Também por esta razão se justifica adoptar o módulo de elasticidade global, e não o local.

A orientação das faces em tracção e compressão foi escolhida aleatoriamente, sendo posteriormente mantida no fabrico das vigas mistas.

A norma EN 384 refere uma correcção do valor médio da amostra para determinação do módulo de elasticidade em flexão, de acordo com a Equação (44).

$$E_{0,g,mean} = 1,3 \sum E_i / n - 2,69 \quad (44)$$

onde

$E_{0,g,mean}$ é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo ao fio da madeira lamelada-colada;

E_i é o módulo de elasticidade paralelo ao fio da viga número i ;

n é o número de vigas ensaiadas.

O valor médio encontrado nas vigas ensaiadas é então de 10,62 GPa, o qual se encontra entre o valor atribuído na NP EN 1194 [76] para a Classe de Resistência GL24 ($E_{0,g,mean} = 11,5$ GPa) e o valor calculado através da expressão proposta (Expressão (44)) na mesma norma para previsão do módulo de elasticidade de vigas de madeira lamelada-colada com lamelas da Classe de Resistência C18 ($E_{0,g,mean} = 9,45$ GPa), como se pode observar na Figura 77.

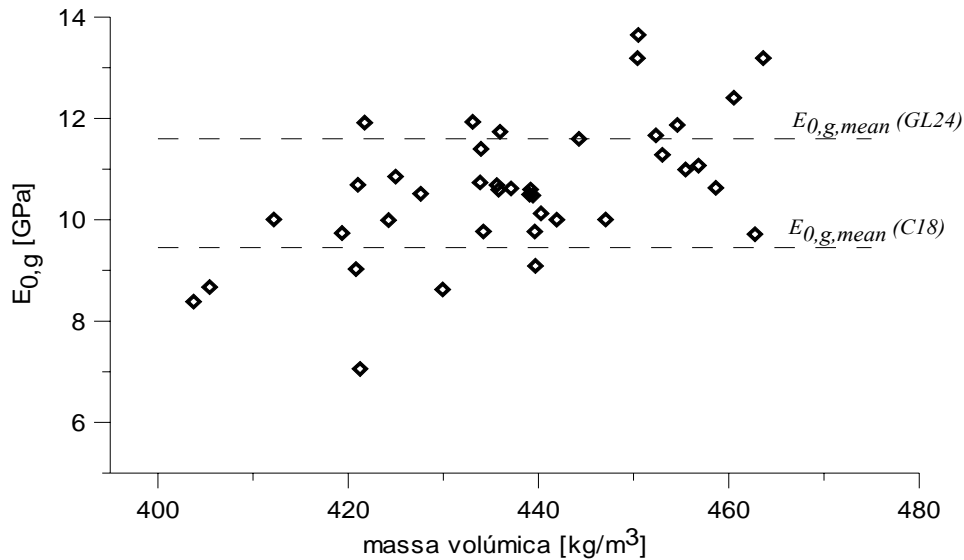


Figura 77 – Módulo de elasticidade das vigas lameladas-coladas determinado experimentalmente.

Os valores das propriedades mecânicas de resistência à tracção e resistência à flexão das vigas de madeira lamelada-colada, foram determinados com base em cálculos, segundo a metodologia sugerida na NP EN 1194 [76] (Equações (45), (46) e (47)), partindo das propriedades das lamelas. Os valores de resistência das lamelas correspondem aos valores indicados na EN 338 [18] para madeira da Classe de Resistência C18. A indicação da classe de resistência das lamelas foi dada pelo fornecedor, com base nos respectivos certificados.

$$f_{m,g,k} = 7 + 1,15 f_{t,0,l,k} \quad (45)$$

$$f_{t,0,g,k} = 5 + 0,8 f_{t,0,l,k} \quad (46)$$

$$E_{0,g,mean} = 1,05 E_{0,l,mean} \quad (47)$$

Nas Equações (45), (46) e (47), os parâmetros utilizados têm o seguinte significado:

$f_{m,g,k}$ é o valor característico da resistência à flexão de madeira lamelada-colada;

$f_{t,0,l,k}$ é o valor característico da resistência à tracção paralela ao fio das lamelas;

$f_{t,0,g,k}$ é o valor característico da resistência à tracção paralela ao fio da madeira lamelada-colada;

$E_{0,g,mean}$ é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo ao fio da madeira lamelada-colada;

$E_{0,l,mean}$ é o valor médio do módulo de elasticidade paralelo ao fio das lamelas;

Deste cálculo exclui-se a resistência ao corte e a resistência à compressão paralela ao fio da madeira, uma vez que os modos de rotura previstos para as vigas mistas ensaiadas colocam este tipo de esforços com um nível de segurança bastante elevado, centrando portanto as atenções na rotura das fibras inferiores da viga mista.

A partir das expressões anteriores temos então os seguintes valores de resistência para a madeira lamelada-colada utilizada nas vigas mistas: $f_{m,g,k} = 19,4$ MPa, $f_{t,0,g,k} = 13,6$ MPa e $E_{0,g,mean} = 9,92$ GPa.

5.3.2. Betão

A caracterização mecânica e física experimental do betão é efectuada para as grandezas relevantes com vista à realização dos modelos de elementos finitos que reproduzam o comportamento em flexão das vigas mistas, bem como permitam aquilatar da conformidade do betão existente. Contudo, dado o volume de betão necessário em cada betonagem ser superior à capacidade dos meios existentes no Laboratório, não foi possível a execução do plano de amostragem inicialmente previsto, que incluía 12 cubos, 3 prismas e 3 cilindros (fez-se apenas 12 cubos e 3 cilindros).

O módulo de elasticidade determinado experimentalmente em algumas das betonagens encontra-se representado na Figura 78, em confronto com os valores previstos pelo EC2, verificando-se que os valores são em média 14% maiores dos que os previstos no EC2.

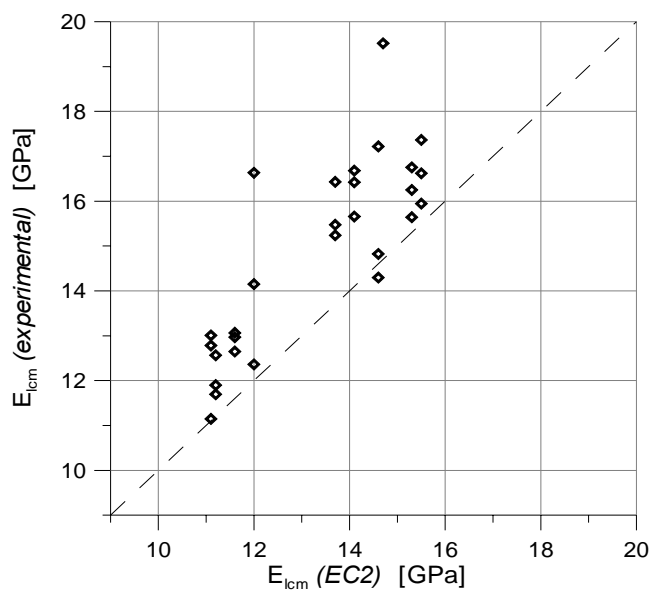


Figura 78 – Comparação dos valores de módulo de elasticidade do betão determinados experimentalmente e com os previstos no Eurocódigo 2.

Não tendo sido possível recolher informação via experimental em todas as betonagens realizadas, o módulo de elasticidade utilizado nos modelos de elementos finitos diz respeito ao previsto pelo EC2. Este é determinado com base nas Equações (1) e (2), recorrendo aos valores médios da resistência à compressão e da massa volúmica seca dos provetes recolhidos em cada betonagem.

Por último, a resistência à tracção também não foi caracterizada de forma exhaustiva, por falta de betão para mais provetes. Na Figura 79, apresenta-se a comparação dos valores determinados pela via experimental com os previstos adoptando as expressões do EC2. A determinação experimental foi feita sobre um número limitado de prismas que foi possível executar. Nos resultados expostos, não se incluem resultados sobre provetes cuja rotura ocorreu fora do terço central ou ainda sobre provetes, que por motivo de vibração excessiva no seu fabrico possuíam uma secção transversal pouco homogénea com visível segregação dos agregados leves.

O ensaio para a obtenção dos valores de resistência à tracção por flexão, seguiu o descrito na NP EN 12390-6 [83].

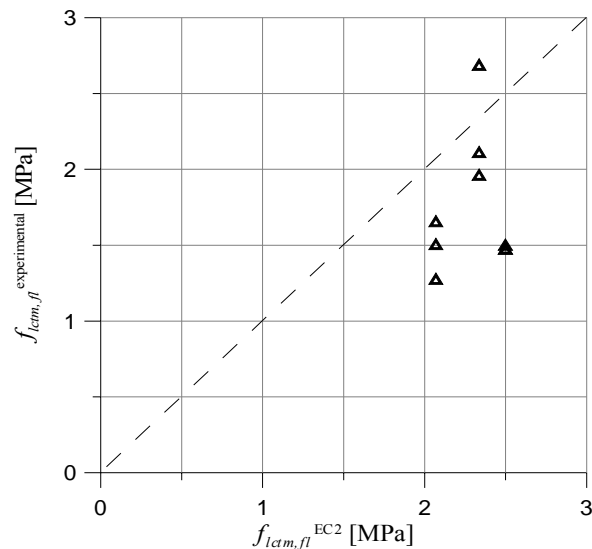


Figura 79 – Relação entre a resistência à tracção por ensaio de flexão e resistência à flexão via EC2.

Tratando-se somente de alguns provetes, não será possível estabelecer uma tendência clara em comparação com as expressões do Eurocódigo 2 para a resistência à tracção por flexão em betão de agregados leves. Contudo, face ao Eurocódigo 2 poderemos apontar um intervalo de 2 MPa a 2,5 MPa para a resistência à tracção por flexão de peças com altura de 70 mm com betões de qualidade entre as Classes de Resistência LC16/18 e LC20/22 nas classes de massa volúmica D1,4 e D1,6. Estes valores servem de indicação para a avaliação dos resultados dos ensaios de flexão, de acordo com a modelação de elementos finitos efectuada.

5.4. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios de flexão

5.4.1. Introdução

O programa de ensaios de flexão compreendeu a realização de 26 ensaios de carga em vigas mistas de 10 configurações distintas. Estas configurações, descritas no Quadro 16, reproduzem todas as ligações anteriormente avaliadas nos ensaios de corte (Capítulo IV), excluindo somente as placas denteadas e os parafusos com anilha. Conforme se encontra exposto no Quadro I-1 e Quadro II-1 (respectivamente, Anexos I e II) as propriedades dos materiais são muito semelhantes entre os ensaios de corte e os ensaios de flexão, contribuindo assim para a correlação entre os dois tipos de ensaios. As diferenças todavia encontradas, decorrem da dispersão natural das propriedades dos

materiais, sendo que as vigas de madeira provêm de um mesmo lote de produção e o betão foi produzido a partir de betonagens diferentes.

Decorrente das diferenças de comportamento verificadas nas ligações, fundamentalmente entre as ligações de parafusos e as ligações por entalhe, são expectáveis consequências ao nível da resposta das vigas mistas em flexão, em termos de carga máxima e ductilidade.

A monitorização experimental do ensaio procura então recolher a informação necessária para a compreensão desses fenómenos. Foram medidos: a flecha a meio vão, o escorregamento na interface entre os dois materiais, bem como o afastamento vertical relativo entre eles. A percepção da origem de alguns destes fenómenos é facilitada com a reprodução da viga mista e do carregamento a que foi sujeita, num modelo de elementos finitos. Este modelo possibilita a monitorização numérica dos resultados dos ensaios e respectivas comparações com a realidade verificada nos testes.

No Sub-Capítulo 5.4.3 é efectuada uma descrição do modelo de elementos finitos utilizado. O tipo de elementos finitos utilizado para modelar cada um dos componentes da estrutura mista madeira-betão, assim como a lei de comportamento (comportamento linear ou comportamento não-linear) preconizada para cada um dos materiais é justificada em função dos resultados obtidos experimentalmente. É ainda efectuada uma reflexão sobre a importância para a resposta do modelo de elementos finitos da variabilidade das propriedades dos componentes da estrutura mista.

A apresentação dos resultados dos ensaios de flexão é efectuada em conjunto com a respectiva modelação numérica (Sub-Capítulos 5.4.4 a 5.4.6), de modo a beneficiar a compreensão dos fenómenos intervenientes.

A medição do escorregamento entre o betão e a madeira, decorrente naturalmente da deformação da ligação mista, possibilita a comparação deste com os valores verificados nos ensaios de corte. Em consequência, é possível observar, por comparação com os valores obtidos nos ensaios de corte, se o final do regime linear na deformação vertical da viga mista coincide com o princípio do regime não-linear na ligação. Numericamente, observa-se a relação entre os estados de deformação da ligação e da viga mista, compreendendo desta forma a sua relação.

5.4.2. Apresentação geral de resultados

Na Figura 80 encontram-se compilados os diagramas de força-flecha dos 26 ensaios realizados, efectuando uma distinção na representação gráfica entre as vigas mistas com ligação por parafusos e as vigas com ligação por tacos colados.

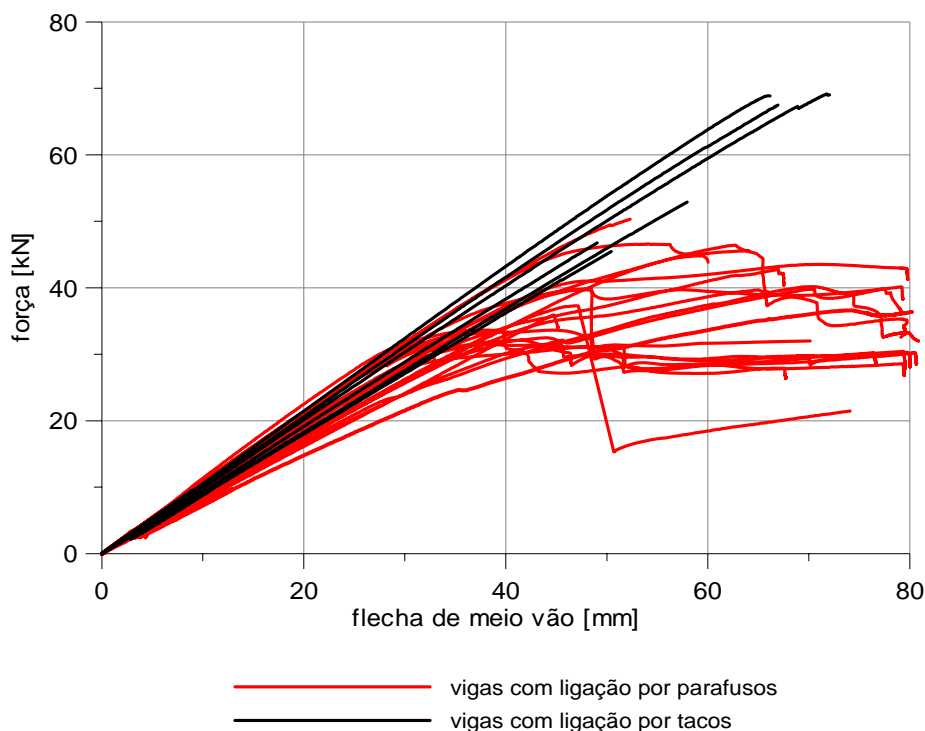


Figura 80 – Diagramas de força-flecha dos ensaios de flexão em vigas mistas.

Na análise aos diagramas da figura, ressalta a clara distinção no comportamento pós-elástico das vigas mistas, da utilização de cada um dos tipos de ligação. As vigas mistas com ligação realizada com tacos colados possuem rotura frágil, enquanto que com a utilização de parafusos é possível atingir alguma ductilidade. Com a utilização de parafusos, esta fase não linear ultrapassa, na maioria dos casos, a própria fase elástica linear.

A respeito da carga máxima atingida pela viga, ressaltam claramente os valores elevados atingidos por algumas vigas mistas com ligação por tacos (quase 70 kN), enquanto que nas vigas com parafusos parece existir alguma dispersão de resultados (entre 30 e 50 kN de força máxima).

Os modos de rotura observados convergem maioritariamente para alcance da capacidade resistente das tensões de tracção e de flexão na viga de madeira, nas

configurações com ligação por parafusos. Já nas vigas com ligação por tacos, a rotura verificou-se por rompimento da ligação.

Para uma análise mais completa e detalhada, faz-se nos capítulos seguintes a apresentação individual dos resultados de cada viga. São comentados, de forma integrada, a deformação vertical da viga mista, o escorregamento entre os dois materiais e as respectivas modelações teóricas de elementos finitos.

5.4.3. Modelo de elementos finitos

Os resultados dos ensaios de flexão nas vigas mistas são comparados com resultados numéricos obtidos num modelo de elementos finitos (MEF) construído numa solução comercial bastante difundida no mercado nacional (SAP 2000[®], versão 8.3.3).

O modelo construído reproduz apenas metade da estrutura ensaiada, tirando partido da simetria estrutural do ensaio. Os elementos de madeira e de betão são modelados com elementos finitos simples tipo viga de 6 graus de liberdade por nó, assumindo um comportamento material elástico-linear (Figura 81).

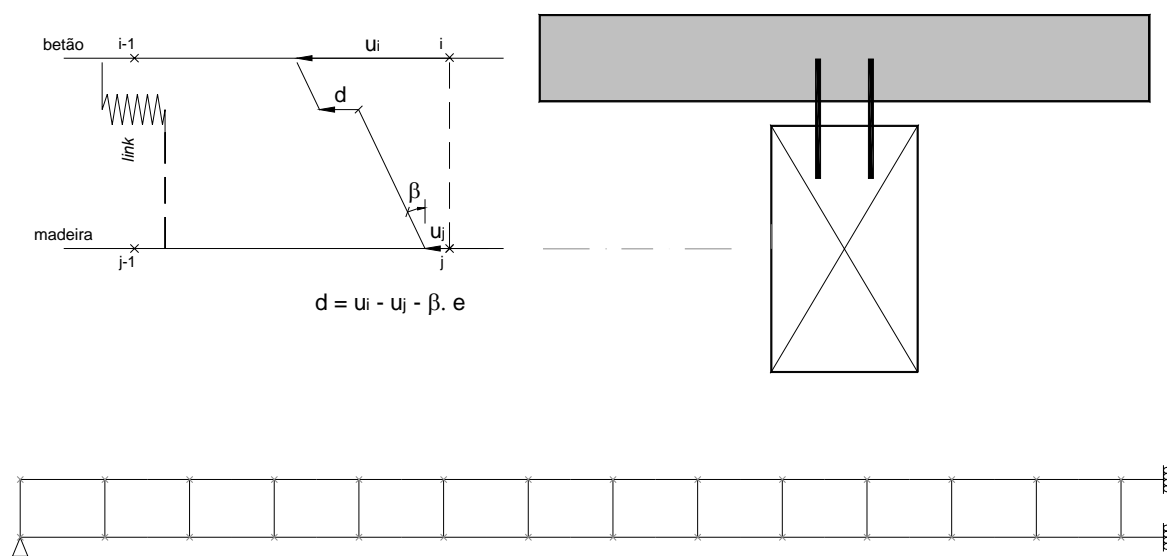


Figura 81 – Modelo de elementos finitos.

A ligação madeira-betão é modelada com elementos tipo “link”, os quais permitem a modelação de um comportamento não linear, semelhante ao verificado no decurso dos ensaios de corte nas respectivas ligações. Nas deformações correspondentes a cada um dos 6 graus de liberdade do link, somente a que possibilita deformações do tipo

representado na Figura 81 não se encontra restringida, sendo-lhe imposta uma lei de deformação do tipo representado na Figura 82.

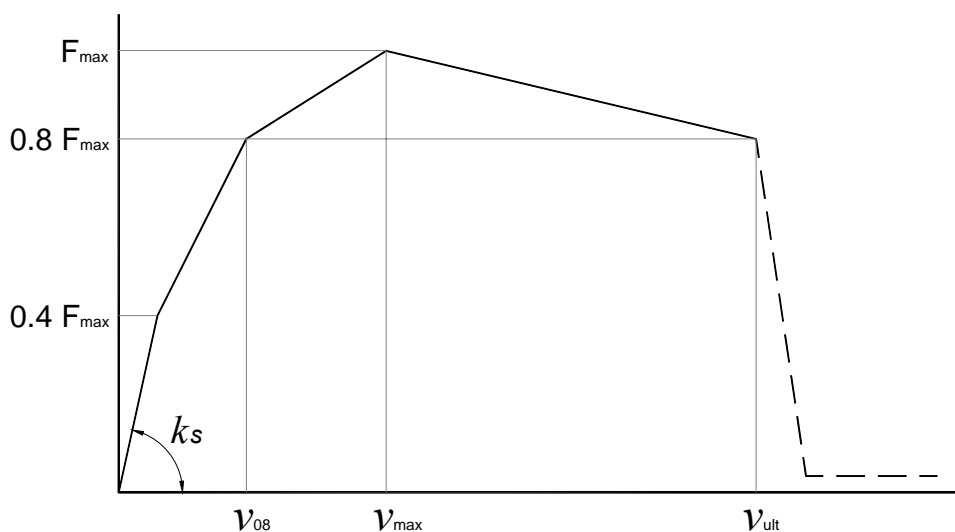


Figura 82 – Comportamento-tipo da ligação para o MEF.

No modelo ilustrado na Figura 81, são visíveis as características geométricas do modelo, com as barras que modelam a madeira e o betão a serem quebradas nos pontos onde se localizam cada uma das ligações. Os contactos com o exterior da estrutura são constituídos por um apoio simples e dois *slides*. A carga é aplicada pontualmente no nó situado a 1,80 m do apoio simples. É então realizada uma análise estática materialmente não-linear.

A modelação de elementos finitos permite, uma vez calibrado o modelo, ter uma percepção mais clara do envolvimento de cada um dos componentes do sistema, em função do estado de tensão presente em cada momento e efectuar simultaneamente uma comparação com os elementos registados no ensaio.

As propriedades elásticas dos componentes do modelo de elementos finitos são obtidas directamente a partir da caracterização experimental exhaustiva dos seus componentes: madeira, betão e ligador. A excepção a este facto foi a determinação experimental do módulo de elasticidade no betão, o qual, como se observa do Quadro II-1 no Anexo II não foi efectuado em todos os provetes. Por este facto, e por uma questão de coerência das modelações efectuadas, esta propriedade foi calculada a partir das expressões propostas no Eurocódigo 2 [28].

A lei de força/deformação aplicada no *link* segue um andamento padronizado na Figura 82, de acordo com os resultados obtidos na caracterização experimental efectuada em cada uma das ligações.

Como se observa, o modelo de elementos finitos assenta numa modelação simples e computacionalmente leve, não exigindo portanto recursos especiais. Isto torna o procedimento acessível em situações correntes de projecto, onde se deseje melhor rigor de cálculo por via da modelação não-linear do comportamento material, em vez de um cálculo mais simplificado. Cumpre-se desta forma um objectivo parcelar desta etapa do trabalho que seria o de validar um modelo de elementos finitos que seja suficientemente simples para poder ser utilizado na análise de estruturas mistas madeira-betão a partir de um vulgar software de análise estrutural.

Tendo em vista a análise da sensibilidade do comportamento à flexão da viga mista em relação a pequenas alterações das características da ligação mista, foram realizadas algumas simulações de elementos finitos. Nestas simulações, foi avaliada a influência da resistência da ligação e as características do patamar de cedência (escorregamento na força última e quebra de resistência após a força máxima).

No diagrama do lado direito na Figura 83, são apresentadas pelas suas características (diagrama força-escorregamento) as várias ligações modeladas. No diagrama do lado esquerdo da Figura 83, observam-se os resultados da modelação, em termos de deformação a meio vão, utilizando cada uma das ligações. Cores iguais correspondem a situações iguais nos 2 diagramas da Figura 83.

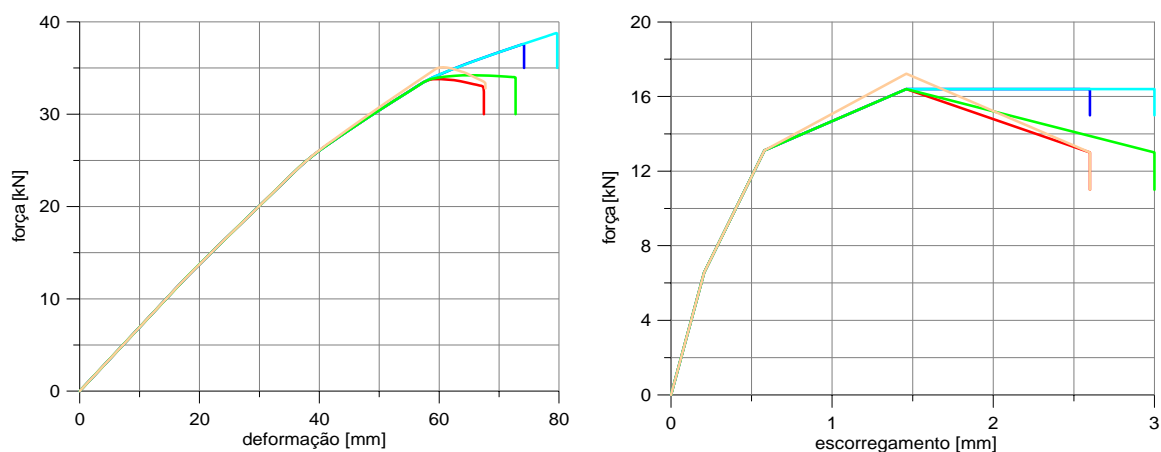


Figura 83 – Diagramas de comportamento para a ligação mista e para a viga mista.

Como se observa, o factor mais preponderante em termos de capacidade de carga da viga mista não é a resistência da ligação mas antes o comportamento pós-elástico. Entre os diagramas vermelho e verde e os diagramas azuis existe uma diferença na força última na ligação de 3,2 kN (20%), que correspondem a um acréscimo de resistência na viga mista de 13%. Nos outros parâmetros, a influência em qualquer um deles é nítida, mas não é tão relevante. O acréscimo de resistência da ligação em 5 % obteve uma repercussão semelhante na viga mista, também com o aumento da capacidade de carga em 3,5 %.

Estas simulações permitem aferir qualitativamente a sensibilidade do comportamento da viga mista relativamente às características da ligação, auxiliando na análise do confronto entre os resultados do comportamento real das vigas mistas nos ensaios e as respectivas modelações numéricas.

Por outro lado, não foi possível assistir à convergência no cálculo do modelo numérico, após a perda de resistência da ligação mais esforçada, coincidindo então este ponto com a interrupção da curva de deformação. Esta situação fica a dever-se às dificuldades numéricas em lidar com uma rigidez negativa de gradiente bastante acentuado (quase vertical) por parte do software, não obstante terem sido tentados vários métodos de resolução e convergência. Todavia, dada a existência de outras não linearidades nessa fase do ensaio, nomeadamente as associadas à fissuração do betão, poder-se-ia considerar um modelo mais sofisticado mas isso aumentaria a complexidade do problema e a quantidade de informação a inserir (caracterização mais extensa da ligação e do betão).

5.4.4. Parafusos cruzados

A ligação com parafusos cruzados foi utilizada nas configurações H, B, Q e V, sendo reproduzidas 4 vigas de cada um dos tipos H e B e 2 de cada um dos restantes, conforme consta no resumo apresentado no Quadro 16.

Os resultados das Vigas H são expostos na Figura 84 pelos diagramas força / deformação a meio vão, juntamente com os correspondentes escorregamentos relativos madeira-betão em cada um dos topos das vigas. A simulação numérica apresenta grande similaridade, não obstante não ter sido possível a modelação do comportamento da viga

mista após a cedência do primeiro ligador, devido aos referidos problemas de cálculo numérico.

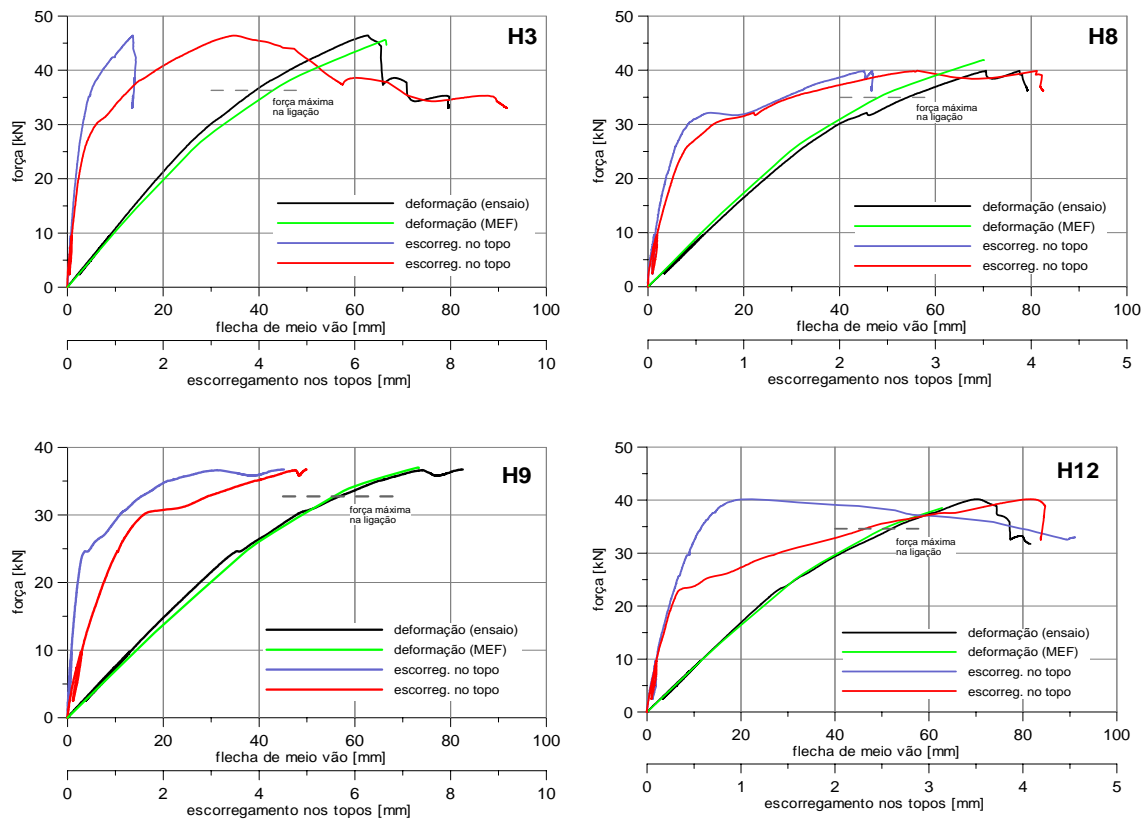


Figura 84 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração H.

Conforme se observa, a previsão da capacidade de carga da viga mista é então bastante razoável, com um erro absoluto sempre inferior a 2 kN (5%). Ao nível da deformação existente na carga máxima, esse erro é também sempre inferior a 10 mm. Estas duas situações permitem atestar os resultados dos ensaios de corte para a configuração H em todo o desenvolvimento do diagrama força / escorregamento até à resistência última, uma vez que a perda de carga na viga mista sucede com a quebra da capacidade de carga da ligação mais esforçada.

A resistência da viga mista é então controlada pela capacidade de carga das ligações. A rotura final da viga mista sucede após a cedência das ligações, apesar de não ter sido atingida a resistência última de algumas vigas (H3 e H12) uma vez que excederam o limite de deformação admissível para a execução em segurança do ensaio.

Em cada um dos diagramas de comportamento das vigas, é apresentado a tracejado o nível a que se encontra a força aplicada na viga mista quando se atinge a capacidade

máxima de resistência na ligação (primeira a ceder), estimando-se este valor através do modelo numérico de comportamento. Tem-se então um acréscimo de carga entre os 9 e os 28%, para além da carga máxima na ligação mais esforçada, evidenciando que a capacidade de deformação da ligação após atingir a carga máxima permite ainda um aumento significativo da capacidade de carga da viga mista, podendo funcionar como margem de segurança na verificação aos estados limite últimos.

A interrupção do ensaio não permitiu aferir totalmente a ductilidade da viga mista. No entanto, o estado de deformação visível da viga aquando da paragem do ensaio indicava que a rotura na viga de madeira estava eminente. Saliente-se que a ductilidade da viga mista é conferida em grande medida pela ductilidade da ligação mista (cabendo a restante parcela ao betão, através da fissuração) e que portanto, a rotura global da viga mista trunca a capacidade de ir mais além em termos de ductilidade, caso a ligação ainda possua capacidade resistente e de deformação. Para um dado conjunto de propriedades mecânicas dos 3 componentes do sistema misto, a ductilidade da viga mista depende em grande medida do vão. De facto, em vãos reduzidos não é possível obter deformações significativas na superfície de ligação. Por outras palavras, a mesma curvatura na viga mista dá origem a escorregamentos maiores para vigas de vãos maiores.

Nas Vigas H3 e H12 não foi possível provocar a rotura da viga mista, uma vez que a deformação ultrapassou os limites de segurança estabelecidos para o ensaio. Nas Vigas H8 e H9 existiu rotura por tracção na viga de madeira. Nas Vigas H3 e H12, a rotura de várias ligações permitiu observar claramente o efeito de afastamento relativo entre os dois componentes, madeira e betão, (Figura 85), que era cerca de 4 a 5 mm no momento da interrupção do ensaio, mas que se manteve quase até essa altura abaixo de 0,5 mm. A evolução deste parâmetro é linear até aos 0,5 mm, aumentando depois bruscamente até aos 4 mm. O escorregamento medido no topo da viga apresenta um comportamento relativo análogo.



Figura 85 – Fotografias das vigas da configuração H, após o ensaio.

A configuração B é semelhante à anterior na classe do betão utilizado, diferindo somente pela existência de camada intermédia. Os diagramas de comportamento estão representados na Figura 86 para esta configuração. Os resultados obtidos por simulação numérica afastam-se mais da realidade medida nos respectivos ensaios do que nas vigas tipo H. Isto é particularmente evidente nas Vigas B27 e B30.

Nas configurações B24 e B26, as divergências ocorrem somente após se alcançar a força máxima, o que prenuncia a convergência nos resultados da resistência da ligação entre o ensaio de flexão e os correspondentes ensaios de corte. Na Viga B24 sucede algo distinto do ocorrido nas outras vigas do Tipo B, aparecendo uma quebra da capacidade de carga da viga mista pouco depois de alcançar o seu valor máximo e quando se esperava um desenvolvimento em patamar do diagrama força / deformação. Este facto estará muito provavelmente ligado a uma rotura prematura de uma das ligações da viga mista. Mesmo assim, os próprios patamares nas modelações numéricas ficam aquém da deformabilidade observada experimentalmente, sendo então possível estimar que a deformação última, para a ligação mista da Série B, seria de pouco mais de 5 mm, valor que ultrapassa os 3,5 mm determinados no ensaio de corte.

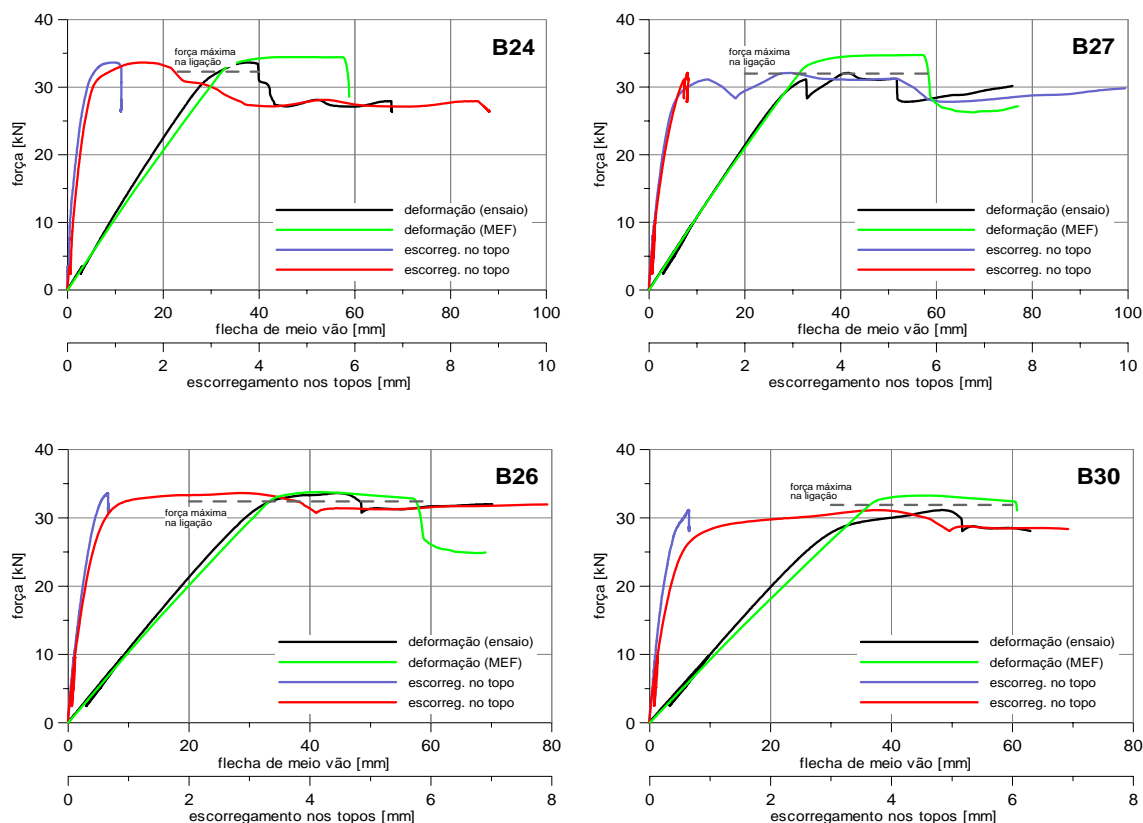


Figura 86 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração B.

As diferenças entre os valores máximos registados no ensaio e na modelação numérica para a resistência da viga mista encontram-se, regra geral, no sentido desfavorável, correspondendo, no entanto, a um desvio máximo de 8% (Viga B27) e a um desvio médio de 3,8%. Esta situação não tem génese necessariamente na sobreavaliação da capacidade de carga da ligação aquando dos ensaios de corte. No entanto, o valor médio do desvio é muito inferior ao coeficiente de variação da resistência da ligação nos ensaios de corte.

A força máxima da ligação, segundo a previsão numérica, encontra-se a um nível muito semelhante ao da força máxima atingida pela viga, chegando mesmo a ser superior na Viga B30.

Não obstante, em termos de nível de segurança, esta configuração apresenta um patamar bastante razoável. Excede amplamente a deformação elástica, mesmo sabendo que em duas vigas não foi possível lograr a rotura global devido à interrupção do ensaio.

Na Figura 87 é possível verificar, a título de exemplo para a Viga B24 partindo dos resultados numéricos, a evolução da tensão de tracção na face inferior do betão, bem

como o andamento das tensões de flexão e tracção na madeira. Estas últimas são representadas pelo quociente entre as tensões existentes e a resistência mecânica prevista para a madeira (Expressão (48)), apresentada no Eurocódigo para verificação da segurança de peças em flexão com tracção (aqui designada por *nível de segurança na madeira*). Os valores de resistência considerados para a madeira são os constantes no Sub-Capítulo (5.3) deste trabalho, ou seja, $f_{m,g,k} = 19,4$ MPa e $f_{t,0,g,k} = 13,6$ MPa. Pelo facto de termos como referência valores característicos de resistência, é expectável que a madeira contenha ainda alguma capacidade de carga após atingir o valor resistente. Contudo, na lâmina de betão, as tensões de tracção deixam antever que a fissuração na viga ensaiada se possa ter iniciado com uma força aplicada próxima da carga máxima, quando se atinge uma tensão de 2 MPa.

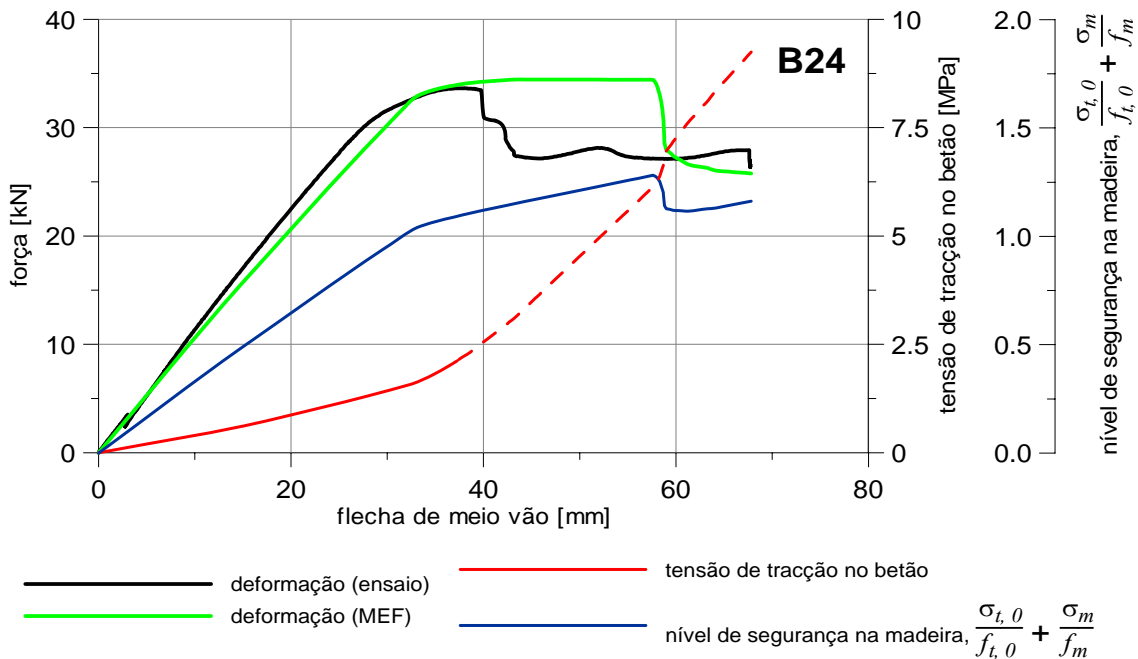


Figura 87 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga B24)

$$\frac{\sigma_{t,0}}{f_{t,0}} + \frac{\sigma_m}{f_m} \quad (48)$$

onde

$\sigma_{t,0}$ e σ_m são, respectivamente, as tensões de tracção e de flexão actuantes na viga de madeira;

$f_{t,0}$ e f_m são respectivamente as tensões resistentes à tracção e à flexão da viga de madeira.

O desencadear da fissuração no betão implica naturalmente o início do regime não-linear no material e conseqüentemente também na viga mista, o que não foi considerado no modelo numérico de elementos finitos aqui aplicado.

Muito embora, como se acabou de analisar, a modelação numérica não considere um factor relevante a partir da zona em que a viga B24, atinge a carga máxima, é possível interpretar dos resultados de todas as vigas da Série B, que a capacidade de deformação é superior à determinada nos ensaios de corte, devendo então estimar-se em cerca de 5 mm, por análise dos resultados do escorregamento no topo das vigas da Série B.

Outro pormenor que se pode observar reside no facto de, após a quebra da capacidade de carga na viga mista, por perda de resistência das ligações, a redistribuição de tensões conseqüente se traduziria num agravamento claro de esforços no betão. Esta situação carece de uma análise mais rigorosa, pois o estado fissurado do betão implica uma redução significativa da sua contribuição para a rigidez efectiva do conjunto e portanto o equilíbrio de rigidez entre os dois componentes do sistema misto pode ter algum afastamento em relação à modelação numérica reproduzida na Figura 87.

Outra situação ainda aqui não analisada encontra-se reproduzida na Figura 88, onde se pode observar na modelação numérica o desenvolvimento das forças nas ligações, em função do diagrama de força / deformação da respectiva viga mista.

Os esforços nas ligações são deveras semelhantes, uma vez que o sistema estático do ensaio implica esforço transversal constante e, portanto, a distância pequena entre o ponto de aplicação da força e o apoio não permite grandes gradientes de deformação e conseqüentemente gradientes de escorregamento na viga mista. Esta situação, verificada na modelação analítica da viga mista, é aqui evidenciada graficamente na Figura 88.

Como já tinha sido interpretado atrás, nota-se agora que a cedência da viga mista é espoletada pela redução drástica da rigidez da ligação, inclusive com a inversão de sinal do valor da rigidez e conseqüentemente também cedência da ligação. Apesar de uma rigidez negativa num determinado ponto da ligação, a viga mista consegue manter a sua capacidade de carga até que posteriormente a totalidade da ligação perca capacidade resistente, o que sucede quando os ligadores até ao quinto ligador extremo da viga perdem de forma drástica a sua capacidade de carga.

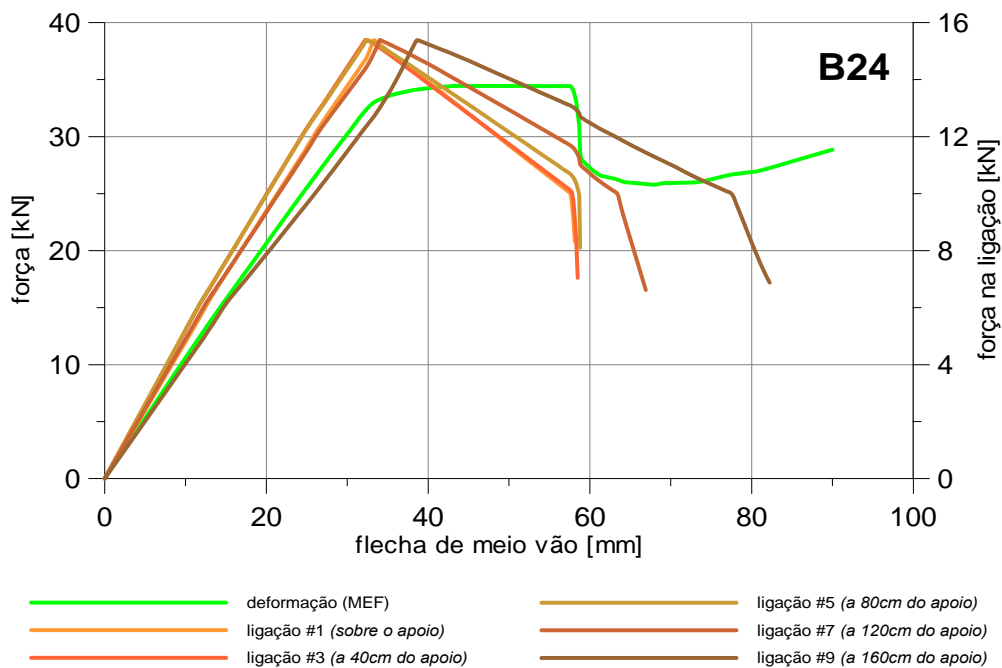


Figura 88 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga B24).

Os modos de rotura das vigas da Série B foram semelhantes aos já observados na Série anterior, H, com alguns aspectos a fazerem-se notar de forma mais clara no modo de rotura da ligação. Na Série B foi possível presenciar, de uma forma nítida, o arrancamento dos parafusos da viga de madeira. Não sendo a rotura por arrancamento um modo de rotura dúctil, a grande ductilidade observada na viga fica então muito provavelmente a dever-se à capacidade residual resistente da ligação por via do um efeito tipo cavilha (flexão) nos parafusos inclinados.

Na Figura 89 é possível ainda observar um outro aspecto testemunhado no final dos ensaios das vigas com camada intermédia. Nestas, observam-se, de forma clara, deformações residuais nas ligações por arrancamento dos parafusos, mesmo após a descarga total da viga (Viga B24).

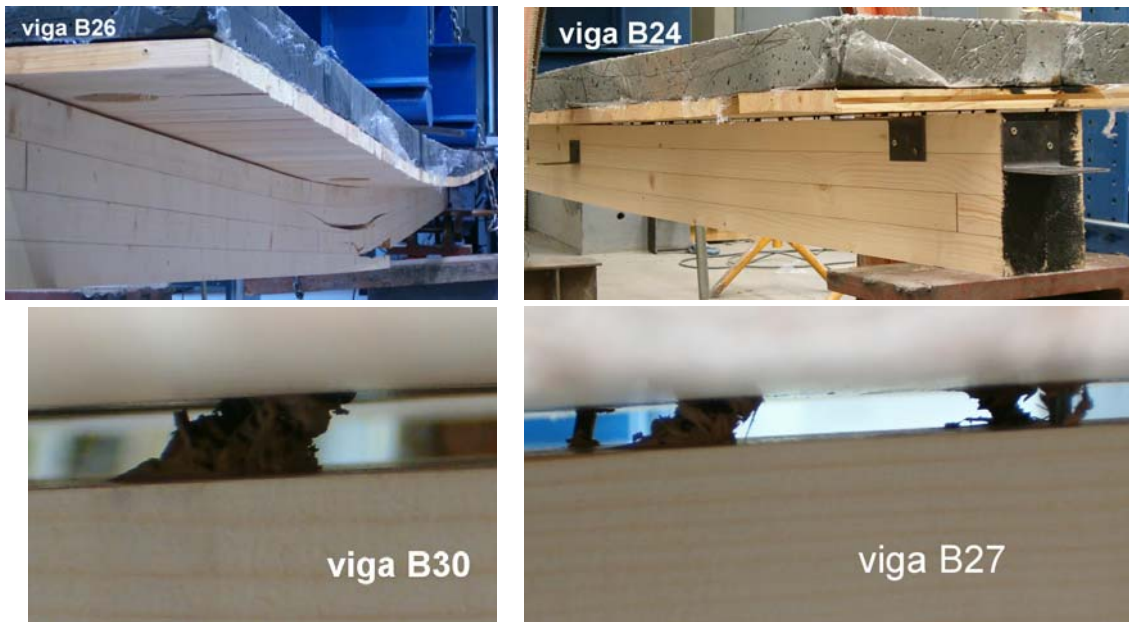


Figura 89 – Fotografias do ensaio das vigas da configuração B.

A Série Q foi reproduzida em duas vigas, aqui designadas por Q6 e Q7, tendo uma configuração idêntica à Série H, diferindo somente para classe do betão, conforme consta no Quadro 16.

Apesar de terem sido fabricadas somente 2 vigas nesta configuração, é possível salientar duas diferenças entre as Séries H e Q ao nível do padrão de deformação da viga mista. Assim na Série Q (Figura 90), não existe qualquer patamar de cedência antes de uma diminuição brusca da capacidade de carga. A primeira rotura parece também ser mais acentuada. Todavia, após esta quebra da capacidade de carga, é possível ainda presenciar a uma grande capacidade de deformação da viga, a qual poderia ser ainda um pouco maior, não fora a interrupção forçada do ensaio aos 80 mm de deformação.

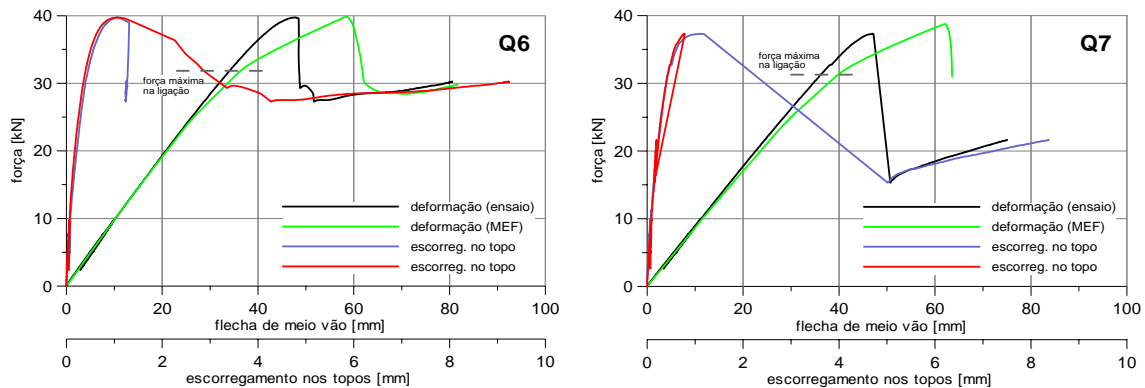


Figura 90 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração Q.

Através da modelação numérica verifica-se na Figura 91 que o patamar de deformação após essa rotura preliminar na viga foi conseguido sem contribuição da ligação. Na figura, as linhas azul e vermelha representam, respectivamente, a rigidez da viga de madeira isoladamente e a rigidez do conjunto viga de madeira com lâmina de betão sem ligação mista. Conforme se comprova, o diagrama força – deformação no ensaio tem uma inclinação muito semelhante ao obtido pela viga de madeira isoladamente, o que deixa prever que, inclusivamente, o betão por se encontrar já bastante fissurado não possui agora rigidez de flexão. Esta análise é corroborada pelo diagrama da Figura 92, onde se observa que a rotura na viga ocorre devido à perda da capacidade de carga de 7 ligadores.

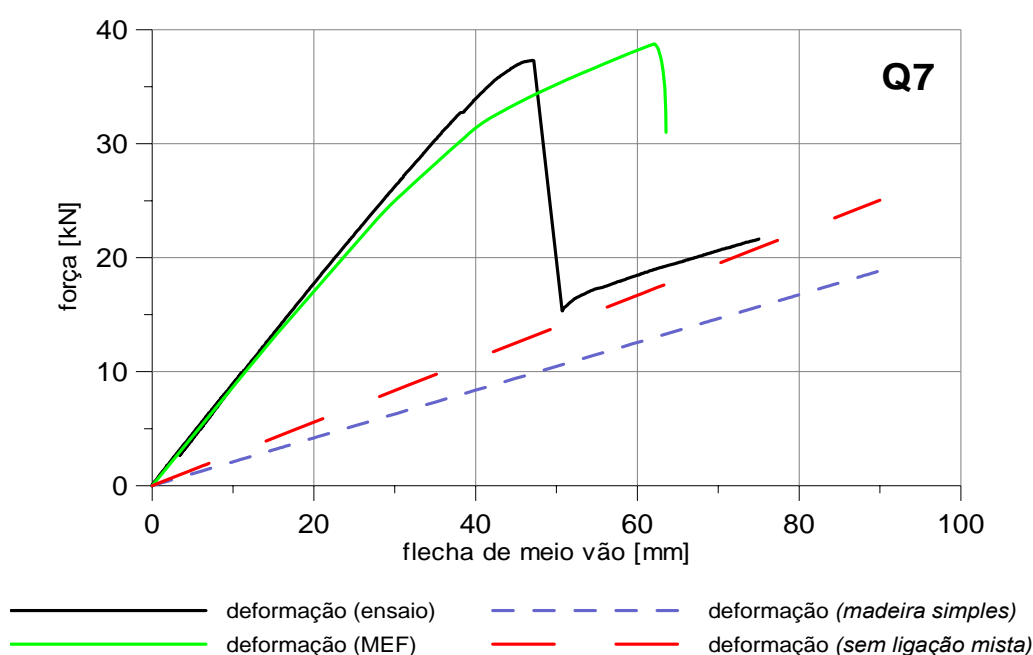


Figura 91 – Confrontação dos diagramas de deformação obtidos no ensaio e na réplica do modelo numérico com modelos elásticos simplificados.

Esta situação reproduz, de alguma forma, o sentido da utilização dos dois materiais em conjunto, uma vez que, como se verifica, as vigas de madeira isoladamente parecem até poder ter uma capacidade de deformação semelhante à do sistema misto, contudo, obviamente com uma rigidez muitíssimo inferior.

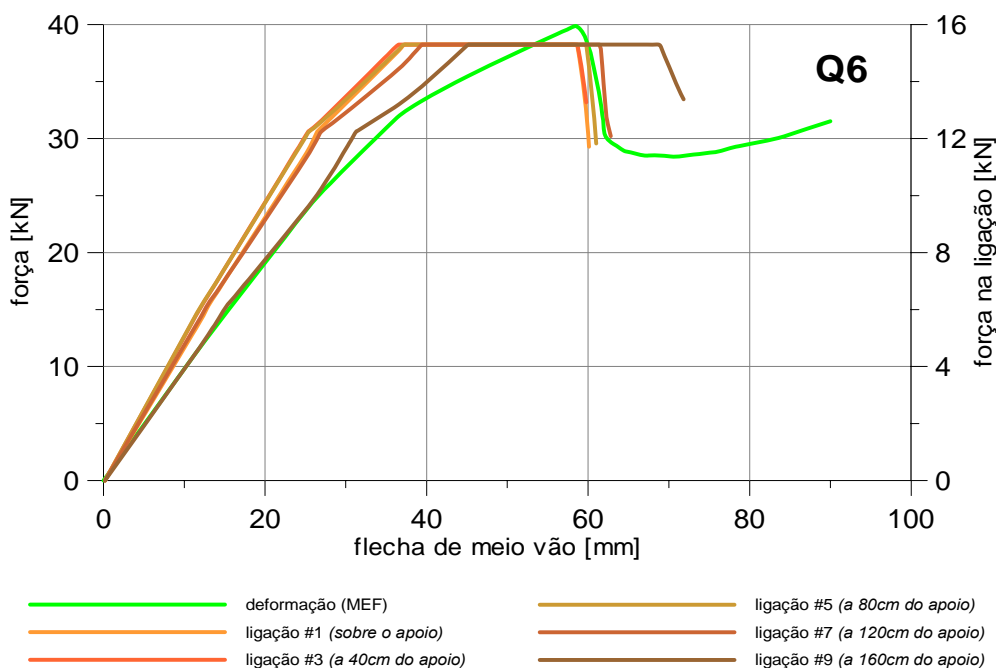


Figura 92 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga Q6).

Na análise ao escorregamento em cada um dos topos de ambas as vigas mistas, verifica-se que a força máxima na ligação mais esforçada se atinge com um escorregamento entre 0,4 e 0,45 mm (Figura 90). Este valor é muito semelhante ao apurado nos ensaios de corte desta ligação.

De entre as séries com ligação por parafusos cruzados, os resultados da Série V são os que apresentam o maior desvio de comportamento entre a previsão do modelo de elementos finitos e a realidade apurada no ensaio (Figura 93). Esta situação decorre naturalmente do comportamento da ligação mista, a qual como se pode depreender, se encontra bastante sobreavaliada em termos de capacidade de carga. Os resultados dos ensaios de corte dos provetes da Série V, mostravam já valores médios da capacidade de carga bastante superiores ao padrão das outras séries comparáveis.

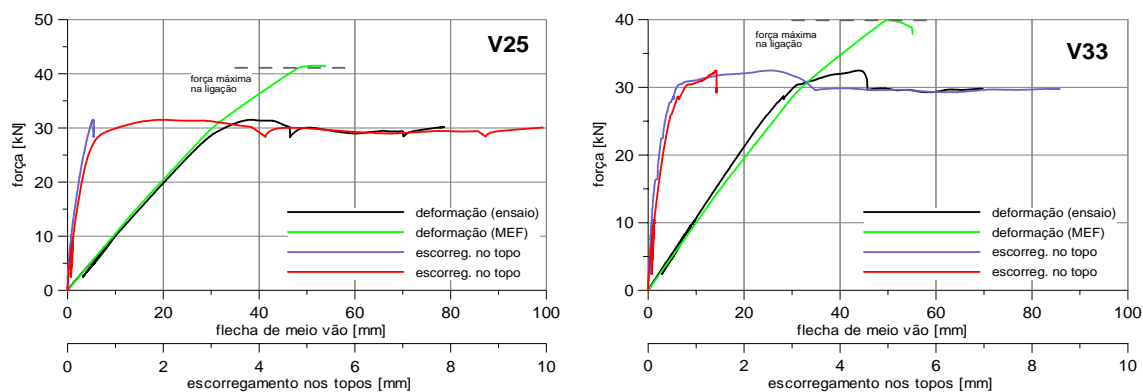


Figura 93 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração V.

Nas vigas da configuração V, a modelação numérica deixa claro que a capacidade de carga da ligação foi sobreavaliada nos ensaios de corte, sendo mais realista um valor cerca de 25% inferior a este. Este facto pode ser atribuído à ocorrência de alguns factores, de onde se destaca como mais provável, a possibilidade de existência de grande segregação do betão utilizado no fabrico dos provetes de corte.

Desta forma, parece que os resultados obtidos na caracterização mecânica da ligação desta série, não espelham convenientemente o comportamento das ligações na estrutura mista, conforme se verifica nos ensaios de flexão.

Muito embora, como se disse, se devam colocar algumas reservas aos resultados desta série, a capacidade de deformação destas duas vigas foi bastante interessante, não só pelo seu valor (superior à deformação elástica) mas também por não se notarem quebras significativas no patamar plástico de deformação da viga mista. Esta situação decorre necessariamente da capacidade de deformação da ligação.

5.4.5. Parafusos paralelos

A ligação mista realizada com parafusos SFS dispostos conforme mostra a Figura 94 foi usada em ensaios de flexão nas 4 Séries T, P, S e U já analisadas anteriormente para os ensaios de corte. As características distintas desta configuração, relativamente à realizada com o mesmo tipo de ligador mas com disposição diferente, conduziria, em princípio, a um comportamento diferente da viga mista resultante. Passamos a ver as implicações que essa disposição particular de parafusos traz ao comportamento estrutural.



Figura 94 – Disposição dos parafusos em paralelo numa série com camada intermédia.

A Série P, produzida sem camada intermédia e com betão das Classes LC 20/22 – D1,6, tem os resultados dos ensaios das vigas em flexão reproduzidos na Figura 95. Numa observação rápida, é fácil detectar-se um padrão de comportamento distinto dos anteriores. Por exemplo, a rotura ocorre numa fase bastante prematura relativamente à prevista pelas modelações numéricas. Não obstante, deve referir-se desde já, como nota interpretativa dos diagramas das modelações numéricas de toda as séries deste sub-capítulo (5.4.5), que estes se desenvolvem na realidade mais do que aquilo que é ilustrado nas figuras. Isto é, apenas se consideraram as curvas até que o valor da carga máxima da ligação fosse atingida, o que acontecia um pouco aquém do ponto correspondente ao esgotamento da capacidade de carga da viga mista.

A rigidez efectiva medida em cada um dos ensaios da Série P tem um desvio máximo de 8,9 % (Viga P1) relativamente à previsão do modelo numérico, não havendo portanto, a este respeito, afastamentos muito diferentes dos ocorridos nas séries anteriores com ligação mista por parafusos cruzados. Contudo, deve mencionar-se que este desvio é o segundo maior ocorrido de entre todas as vigas ensaiadas.

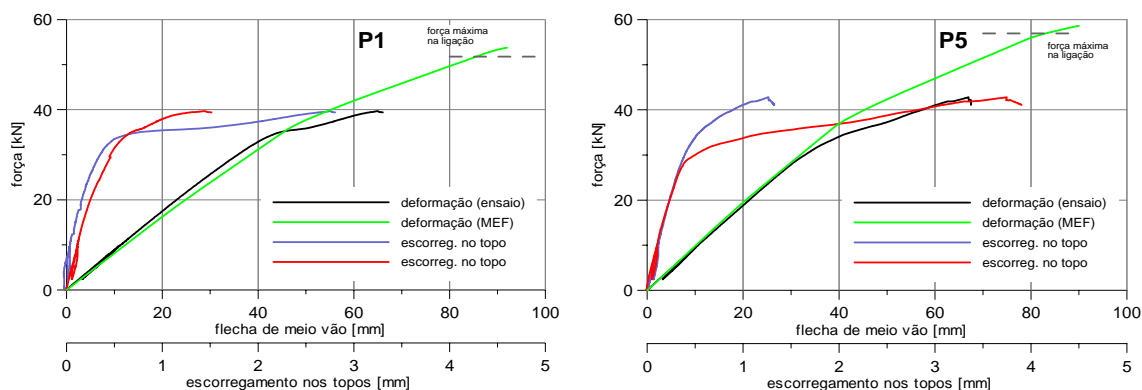


Figura 95 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração P.

A diferença fundamental está portanto relacionada com a rotura das vigas, o que pode ser observado nos diagramas da Figura 95. Nas vigas mistas P1 e P5, a rotura ocorre nas almas de madeira ao se atingirem os valores de resistência por tracção e flexão do material. Nessa altura, a deformação vertical situava-se perto dos 70 mm, enquanto que o ponto correspondente à saída do regime elástico linear ocorria por volta dos 40 mm de deformação. Conforme apresentado na Figura 96, para o exemplo da Viga P5 através da correspondente modelação numérica, é possível observar que, na altura em que a viga entra em comportamento não-linear, as ligações não terão alcançado ainda os respectivos valores de capacidade de carga, situando-se então a 80% desse valor.

Na altura da rotura das vigas, a modelação numérica prevê esforços nas ligações que são inferiores à sua resistência, apesar de nos diagramas de comportamento real (Figura 95) se verificar que a rotura da viga sucedeu com um escorregamento máximo nos topos de cada umas das vigas de 2,7 mm e 3,7 mm, valores estes que se encontram bastante próximos do valor medido nos ensaios de corte da Série P para o escorregamento da ligação na altura da sua carga máxima. Também o escorregamento nos topos das vigas, no início do comportamento não-linear, regista aproximadamente o valor de 1,0 mm, semelhante portanto aos valores obtidos nos ensaios de corte da Série P.

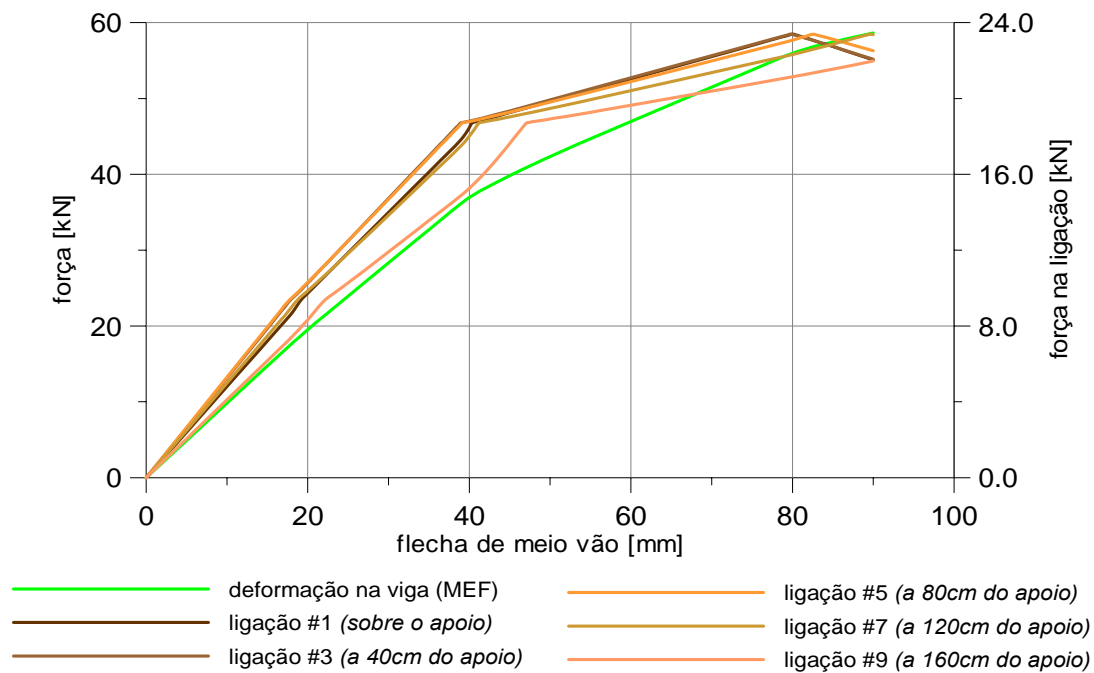


Figura 96 – Resultados numéricos da evolução das forças nas ligações mistas (Viga P5).

Estes elementos parecem indicar que a rotura da viga surge na mesma altura em que se alcança a força máxima nas ligações mistas, ou, para ser mais exacto, quando se atinge o escorregamento na capacidade de carga da ligação. Estes elementos implicam, nesse caso, que a capacidade de carga da ligação da Série P pode estar sobreavaliada pelos ensaios de corte. Esta situação não pode, no entanto, ser devidamente esclarecida, uma vez que, como se presencia na Figura 97, tomando como exemplo os resultados da modelação numérica da Viga P5, as tensões na madeira e no betão alcançam valores superiores à sua resistência prevista para deformações na viga mista superiores a 40 mm. Em consequência, podem ser esperados comportamentos fisicamente não lineares desses componentes, embora para a madeira, que é o componente mais esforçado, seja mais previsível uma rotura de características frágeis.

Não obstante algum aparente desacerto entre o comportamento verificado no ensaio e a previsão da correspondente modelação numérica, merece uma alusão positiva o facto de existir no comportamento real uma significativa deformação em regime não-linear, o que constitui um sinal de que, após a cedência de algum dos componentes, o sistema possui capacidade de redistribuição de esforços por forma a evitar uma sempre indesejável rotura frágil.

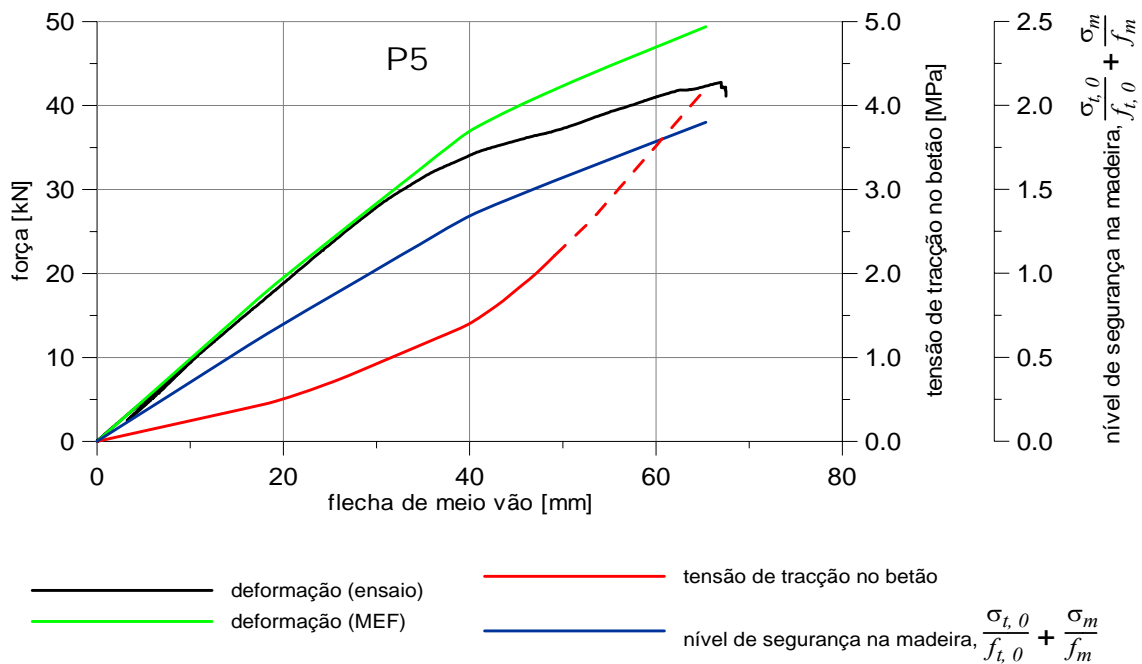


Figura 97 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga P5).

As vigas mistas da Série T são distintas da série anterior pela introdução de uma camada intermédia de 2,5 cm de tábuas de solho entre a viga de madeira e a lâmina de betão. Apresentam alguns aspectos de comportamento comuns, como sejam a discrepância entre o valor de ensaio da carga de rotura da viga e a previsão da carga necessária na viga para atingir a força máxima na ligação (Figura 98). A rigidez de flexão da viga mista tem valores muito semelhantes na modelação numérica e nos ensaios, com desvios inferiores a 5% em ambas as vigas.

O comportamento na rotura da Viga T16 exhibe um patamar plástico, ao contrário da Viga T17, apesar de, em ambas, a rotura se ter verificado por tracção e flexão na madeira a um nível de força muito semelhante. A deformação por escorregamento em ambas as vigas na altura em que se conclui a fase linear e se vislumbra o início de alguma plasticidade, ocorre para um escorregamento entre 1,0 e 1,5 mm, coincidente com a deformação prevista nos ensaios de corte para 80 % da força máxima. Na Viga T16, em face do patamar plástico existente, o escorregamento num dos topos alcança e ultrapassa mesmo a escorregamento na força máxima da ligação, à luz dos resultados dos ensaios de corte.

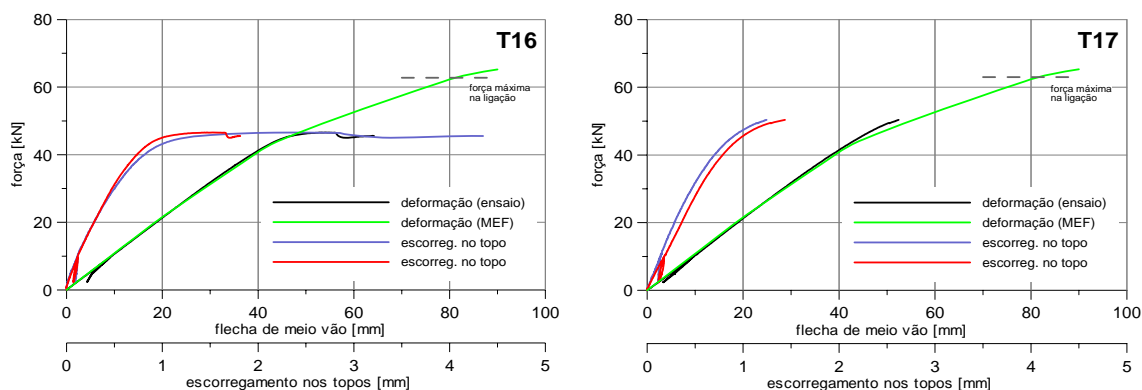


Figura 98 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração T.

Como se observa da Figura 99, na Viga T17 as tensões no betão sofrem um grande incremento, aproximadamente a partir dos 40 mm de deformação na viga, verificando-se no entanto que, na origem da rotura da viga terão estado tensões excessivas na madeira, ultrapassando em 50% os valores característicos de resistência previstos para a madeira.

Verificamos assim que, nas duas vigas ensaiadas, existem padrões de comportamento distintos, de onde não é possível extrair de forma rigorosa eventuais implicações para as características da ligação, pois em ambas as vigas a rotura é prematura em relação aos esforços máximos admissíveis na ligação. Na viga mista T16, o patamar plástico pode, à luz dos resultados da Figura 99, ser encarado como contendo a contribuição decisiva da fissuração do betão.

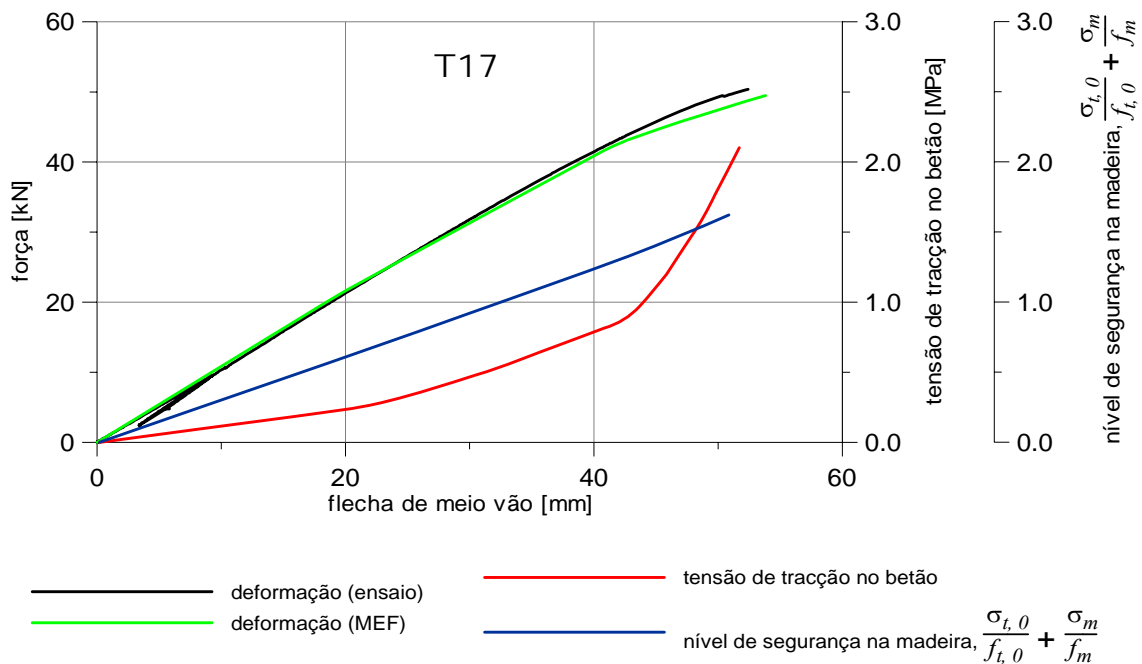


Figura 99 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (Viga T17)

Na Figura 100 encontra-se uma perspectiva da rotura nas vigas mistas. Com a excepção da Viga P5, para a qual o ensaio foi interrompido logo que se detectou a fenda na madeira, existe um mesmo padrão de rotura típico na madeira lamelada-colada com fendas verticais de enorme dimensão que se iniciam na junta de topo das lamelas (*finger joint*) e se propagam horizontalmente, a meia altura da viga, com uma amplitude que é visível na figura. Estes fenómenos, tanto quanto foi possível observar na altura, ocorrem em simultâneo e de uma forma quase instantânea, com características frágeis. Esta aparente rotura frágil na madeira exclui a possibilidade de o patamar plástico observado na Viga T16 poder ser relacionado com alguma cedência progressiva na madeira. Por analogia, podemos verificar na Figura 100 que entre as Vigas P1 e P5 existe uma diferença muito superior à verificada entre as Vigas T16 e T17. Recorde-se que o diagrama de força-deformação apresenta muito mais semelhanças nas vigas da Série P do que nas vigas da Série T.



Figura 100 – Imagem da rotura por tracção e flexão nas Vigas P1, P5, T16 e T17.

Os resultados do ensaio de flexão nas vigas da Série U encontram-se ilustrados na Figura 101, de onde ressaltam dois valores de rotura nas vigas muito diferentes. Apesar de, em ambas, a rotura se ter verificado por flexão composta com tracção no elemento de madeira, os valores de carga aplicada divergem substancialmente, uma vez que na Viga U2 existe claramente uma rotura prematura na secção de meio vão, conforme ilustrado na Figura 102.

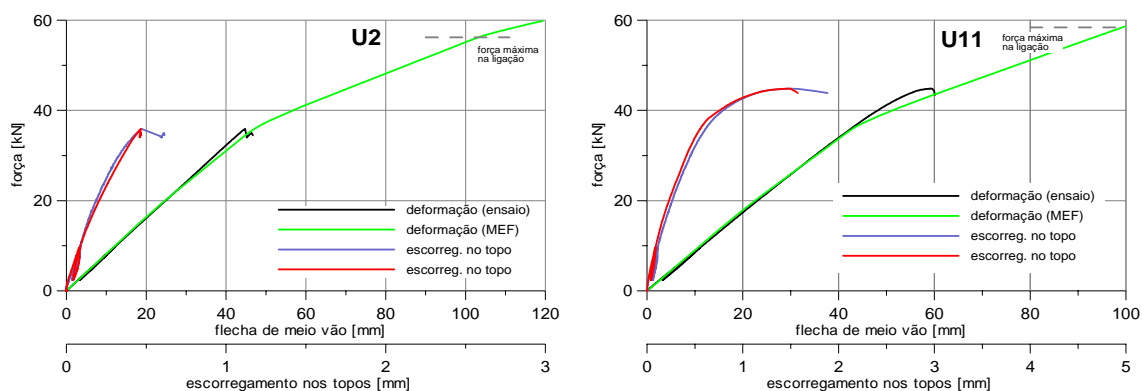


Figura 101 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração U.

Na Viga U2, o comportamento até à rotura é perfeitamente linear. A ligação não atingiu sequer 80% da resistência, segundo o que é possível interpretar do diagrama de escorregamento da Figura 101.



Figura 102 – Imagem da rotura da Viga U2 e do escorregamento no topo da Viga S13.

Por outro lado, na Viga U11 a rotura ocorre após o final do troço linear força-deslocamento, numa altura em que os escorregamentos verificados no topo da viga mostram que a própria ligação mista ultrapassou já largamente 80% da resistência esperada. Recorde-se que, nos ensaios de corte da ligação, a força máxima é atingida em média com um escorregamento superior a 4 mm, portanto muito além dos valores verificados no ensaio da Viga U11.

Conforme é visível na Figura 103, as tensões na madeira, no instante em que ocorre a rotura da viga mista, encontram-se já além do limite de segurança em cerca de 25%. As tensões no betão ficaram muito aquém do valor esperado de resistência à tracção por flexão.

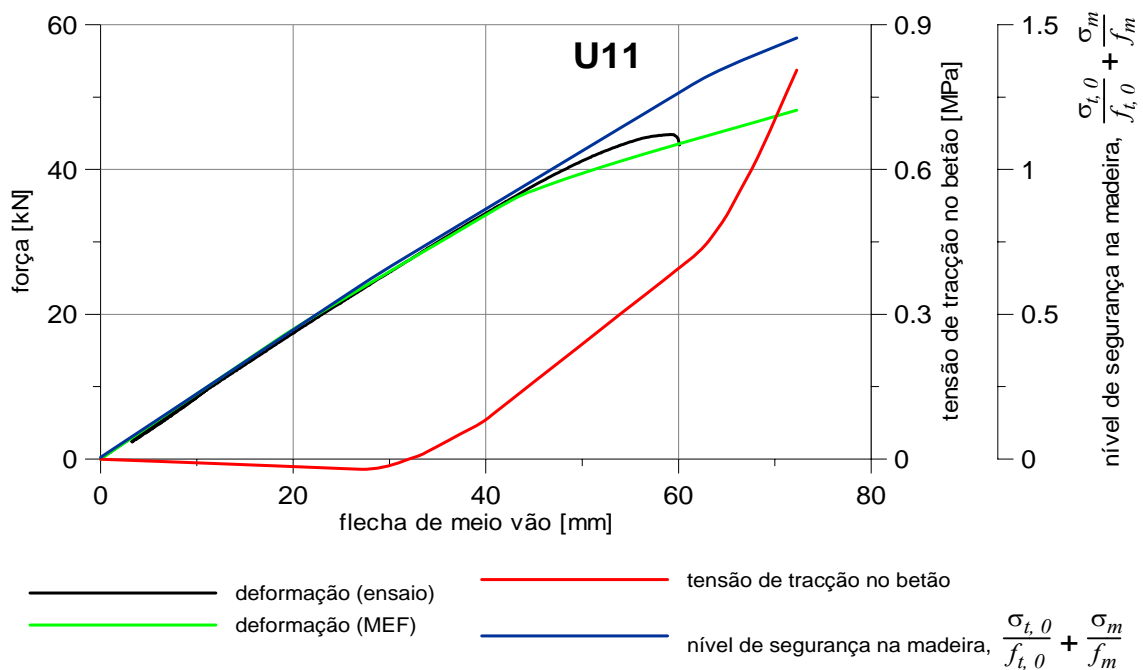


Figura 103 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança na madeira (U11).

Os resultados apresentados na Figura 104 para a Série S mostram um desempenho semelhante, visível no diagrama de força-deformação antes e depois da cedência, divergindo apenas ao nível da força máxima aplicada. No entanto, face às grandes deformações apresentadas pelas vigas, não foi possível em nenhuma delas atingir a rotura, tendo sido interrompido o ensaio aos 80 mm de deformação.

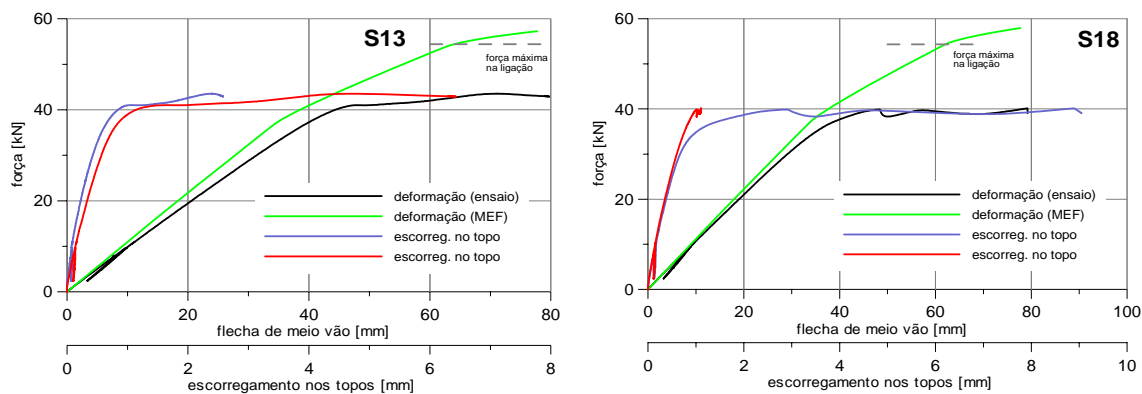


Figura 104 – Diagramas de comportamento das vigas mistas da configuração S.

Na fase elástica linear, a modelação numérica da Viga S13 apresenta o resultado mais díspar, em termos de rigidez de flexão, relativamente a todas as 26 vigas ensaiadas, sobrestimada em 12%, em contraste com o resultado na Viga S18 onde essa diferença é inferior a 5%. Após esta fase, em ambas as vigas, a diferença dos resultados dos ensaios face à modelação numérica é grande. Esta situação deve estar relacionada com os vários factores já enunciados atrás, na análise de resultados de outras vigas. Na base de todos os factores, estará provavelmente a diferença entre o comportamento real da ligação mista no ensaio de flexão e o desempenho assumido a partir dos ensaios de corte. Esta discordância relaciona-se não só com o valor da resistência da ligação, mas também com a própria capacidade de carga residual da ligação após a força máxima.

Outro elemento que certamente contribui para o desfasamento entre a modelação numérica e o comportamento real tem a ver com a não contribuição da fase não-linear do betão no modelo de elementos finitos, sabendo-se que, durante o patamar plástico da viga mista, o betão revela fissuras e terá um comportamento não-linear. A discrepância foi sendo maior à medida que a deformação na viga aumentou.

A Figura 105 apresenta as curvas de tensão no betão e na madeira sobrepostas às curvas força-flecha da Viga S18. Observa-se que, até aos 50 mm de deformação na viga, as tensões normais no betão são de compressão em toda a secção. Já a madeira alcança o

nível de segurança de 1,0 precisamente no final da fase linear do diagrama força/deformação a meio vão. Admitindo que a madeira nesta classe de resistência apresenta apenas deformações elásticas lineares até à rotura quando solicitada em flexão, teremos que imputar ao comportamento da ligação à diferença entre o comportamento real da viga mista e o resultado da modelação numérica.

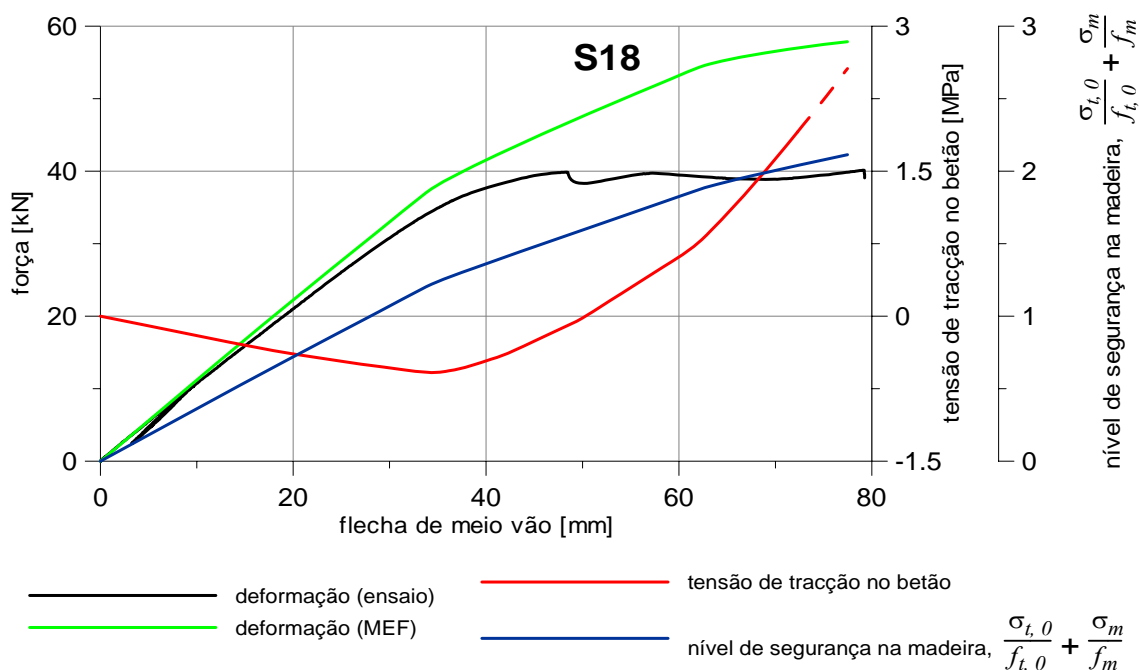


Figura 105 – Diagrama da evolução das tensões de tracção no betão e do nível de segurança da madeira (Viga S18).

Como exemplo do que foi referido atrás, apresentam-se na Figura 106 duas curvas alternativas aos resultados de ensaios de ligações, através de uma modificação operada no diagrama de força-escorregamento da ligação da Série S, tendo em vista a obtenção de um ajuste ao diagrama real observado nos ensaios de flexão. No diagrama do lado direito da Figura, a curva de cor verde representa o comportamento padrão utilizado para as modelações realizadas para os resultados da Figura 104, enquanto que a curva cor de laranja corresponde ao comportamento modificado da ligação, o qual dá origem aos diagramas MEF do lado esquerdo na Figura 106. Esta curva de cor laranja, condiz aproximadamente com o limite inferior da nuvem de resultados dos ensaios de corte da ligação. Este ajuste possibilita uma perspectiva dos esforços que podem estar instalados em cada material, bem como uma ideia do possível desfasamento para a ligação mista entre o comportamento ocorrido nos ensaios de corte e nos ensaios de flexão da viga.

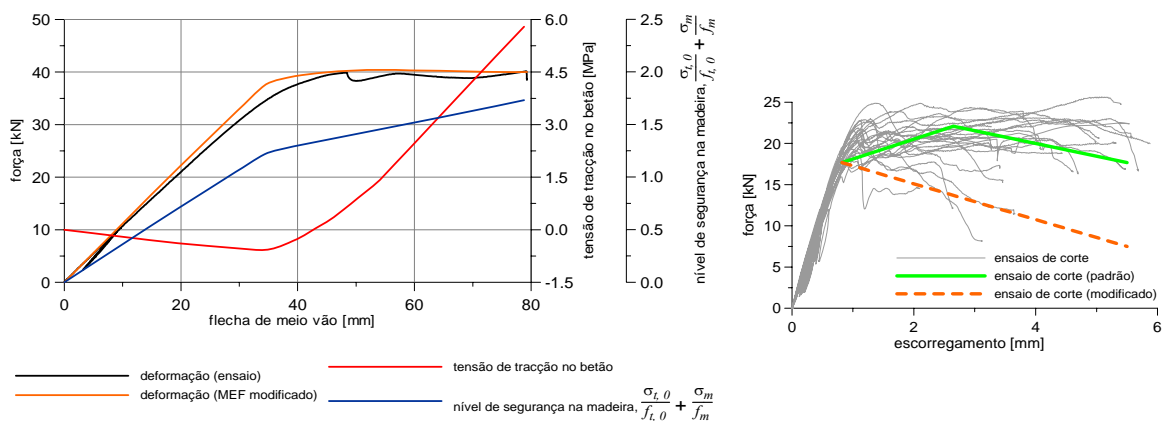


Figura 106 – Modelação numérica da Série S com ajuste ao comportamento real.

Nos diagramas da modelação numérica da Figura 106, é possível conferir que, na fase linear do comportamento da viga mista, as tensões no betão são sempre de compressão, sucedendo a inversão de esforços após os 40 mm de deformação. Nessa altura, os esforços na madeira são já significativos, ultrapassando o nível de segurança em mais de 25%. Entre os 50 e os 60 mm de deformação vertical na viga mista, as tensões no betão atingem a respectiva resistência à tracção, iniciando-se a fase fissurada que levará à diminuição da contribuição do betão para a rigidez de flexão da viga mista. Desta modelação conclui-se, que pelo menos 2/3 do patamar plástico da viga mista registado no ensaio de flexão tem seguramente a contribuição da fase fissurada do betão, pelo que o diagrama modificado (curva cor de laranja a tracejado na Figura 106) do comportamento ao corte da ligação também não deverá reproduzir com fidelidade a realidade.

Pelo exposto fica demonstrado que a diminuição da capacidade de carga da ligação não justifica totalmente o desfasamento encontrado nos resultados dos ensaios (Figura 104), necessitando-se para tal de considerar a contribuição da fase não-linear do betão.

5.4.6. Tacos

As vigas mistas analisadas neste capítulo foram realizadas com ligação mista de tacos colados à viga de madeira, a qual foi caracterizada em ensaio de corte (configurações E e F). Os procedimentos de colagem dos tacos encontram-se descritos no Capítulo 5.2.

Os resultados obtidos nas vigas mistas ensaiadas revelam em todas o mesmo tipo de comportamento, não obstante ter sido utilizado betão de qualidade diferente. De facto,

conforme se pode observar pelos resultados apresentados na Figura 107 e na Figura 108, o diagrama de comportamento de cada uma das vigas é caracterizado por um trecho único ascendente, com uma relação linear entre a força aplicada e a flecha medida a meio vão, até à rotura.

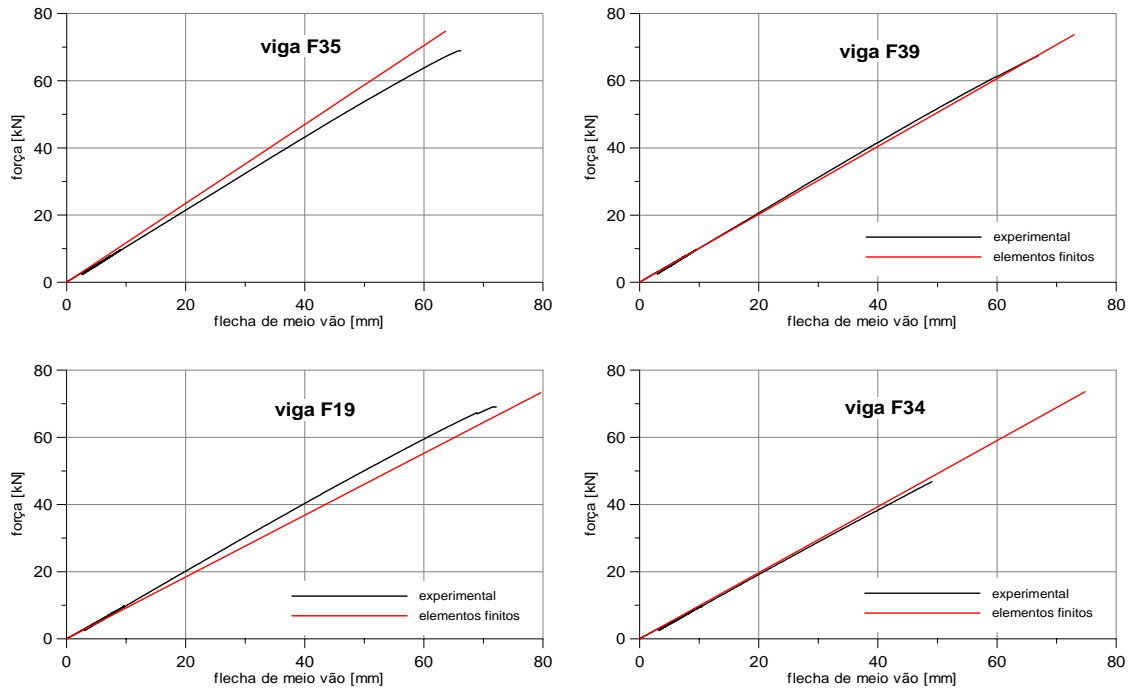


Figura 107 – Diagramas de força / deformação para as vigas mistas da configuração F.

Estas curvas revelam um comportamento de tipo frágil. É interessante notar que, nos ensaios das ligações madeira-betão com tacos, só num pequeno número de ensaios de corte ocorreu rotura frágil. Existiram outros modos de cedência e rotura na ligação, que anteviam alguma ductilidade, situação que afinal não existiu nas vigas ensaiadas.

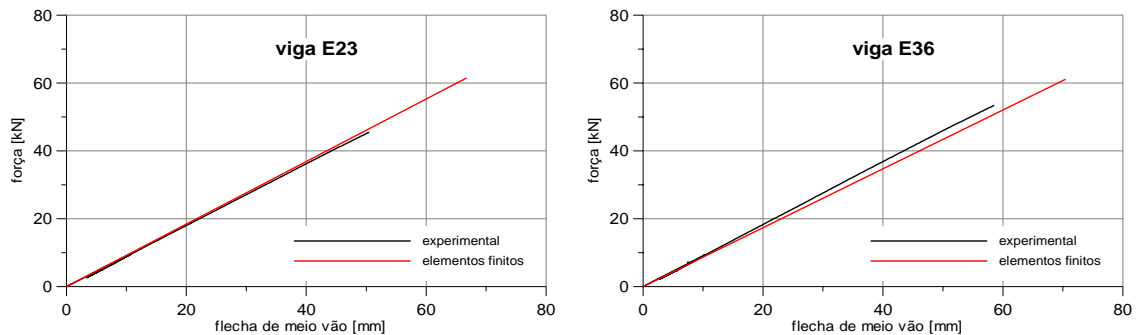


Figura 108 – Diagramas de força / deformação para as vigas mistas da configuração E.

O modo de rotura predominante nas vigas ensaiadas, foi o corte longitudinal na viga de madeira na zona do último taco, conforme se encontra ilustrado na Figura 109. A excepção a este tipo de rotura foi o ocorrido na Viga F34, com uma rotura por tracção na viga de madeira. Com efeito, nas modelações numéricas de elementos finitos realizadas, foi assumido um comportamento frágil da ligação, isto é com perda total da capacidade de carga após atingir a força máxima. Mantiveram-se os valores do módulo de escorregamento e da capacidade de carga.



Figura 109 – Modos de rotura nas vigas mistas com ligação por tacos colados.

O confronto dos resultados numéricos com os recolhidos experimentalmente, para as vigas da configuração F, resulta numa semelhança quase perfeita em termos de módulo de rigidez à flexão (os maiores desvios registam-se nas Vigas F35 e F19, com 13 e 8% respectivamente) com um desvio médio de 2%. No que se refere à capacidade de carga, exceptuando o caso da Viga F34 (onde a carga alcançada no ensaio ficou acima de 60% da carga do MEF), nas restantes vigas a carga alcançada nos ensaios ficou pouco aquém da carga prevista no MEF, com um desvio de 6 a 9%.

Como se pode observar, no caso da Série E, existe uma grande semelhança entre as curvas resultantes do modelo numérico e do ensaio. O módulo de rigidez da secção apresenta desvios inferiores a 4%. Já em termos de capacidade de carga, a previsão através da modelação numérica foi superior à carga real, em 14 e 35%, nas duas vigas mistas ensaiadas.

Nos ensaios realizados com ambos os tipos de betão, a capacidade de carga da viga mista é condicionada pela resistência da ligação, cuja rotura ocorre sempre por corte longitudinal na viga de madeira.

A existência deste modo de rotura não parece relacionável com o tipo de betão utilizado. Estando a ser mobilizada a resistência ao corte paralelo ao fio da madeira, o seu valor será directamente proporcional à área esforçada. Nas vigas mistas, o ligador

mais esforçado, ou seja o taco mais próximo da extremidade da viga, pode ajudar a definir a zona de corte na madeira como a área compreendida entre a extremidade da viga e a face interior do taco (ver Figura 110). Esta mesma zona nos ensaios de corte de provetes está também ilustrada na Figura 110.

Partindo desta interpretação para o modo de rotura da ligação por taco, deve reconhecer-se que os ensaios de corte não foram realizados em condições semelhantes aos presentes nos ensaios de flexão, uma vez que a área de corte no provete de madeira é superior, pela maior largura da peça, traduzindo-se numa diferença de 40% entre as duas situações (Figura 110). Talvez por este motivo não se tenham verificado os mesmos modos de rotura, nos ensaios de flexão e nos ensaios de corte.

Conforme se pode observar na Figura 109 e Figura 55, após a rotura, a área efectivamente mobilizada foi diferente. Isto traduz uma indefinição quanto à área de corte, não deixando de parecer evidente que, nos provetes de corte, a área seria sempre superior. Daí, os valores mais elevados na resistência da ligação nessas condições.

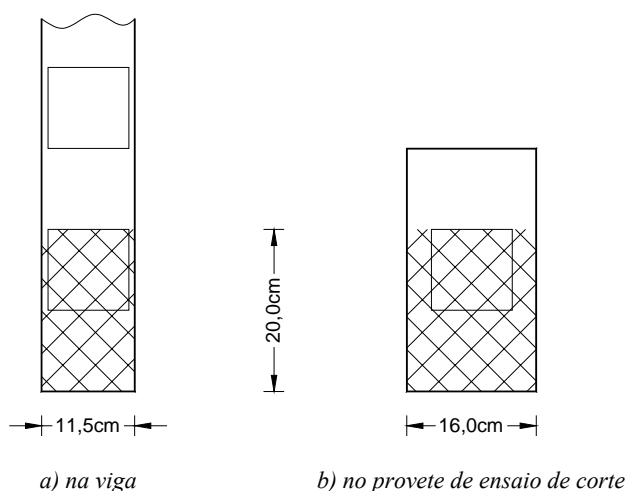


Figura 110 – Definição da área de corte na madeira para a ligação mista por tacos colados.

Na Figura 111 são apresentados, como exemplo, os resultados dos escorregamentos no topo da viga mista que mais se aproximaram dos valores de carga máxima prevista numericamente.

Como se pode observar, os escorregamentos apresentados são muito inferiores quando comparados aos anteriormente registados nas vigas com ligação mista por parafusos.

Em geral, os valores médios dos escorregamentos no topo das vigas mistas na rotura apresentam algumas diferenças quando se comparam as configurações de tacos. Foram

registados valores desde 0,121 mm, na configuração E, até 0,334 mm na configuração F. Em qualquer uma delas, mas com especial ênfase na configuração E, estes valores são inferiores ao previsto nos ensaios de corte, onde a deformação na carga máxima é superior a 0,5 mm.

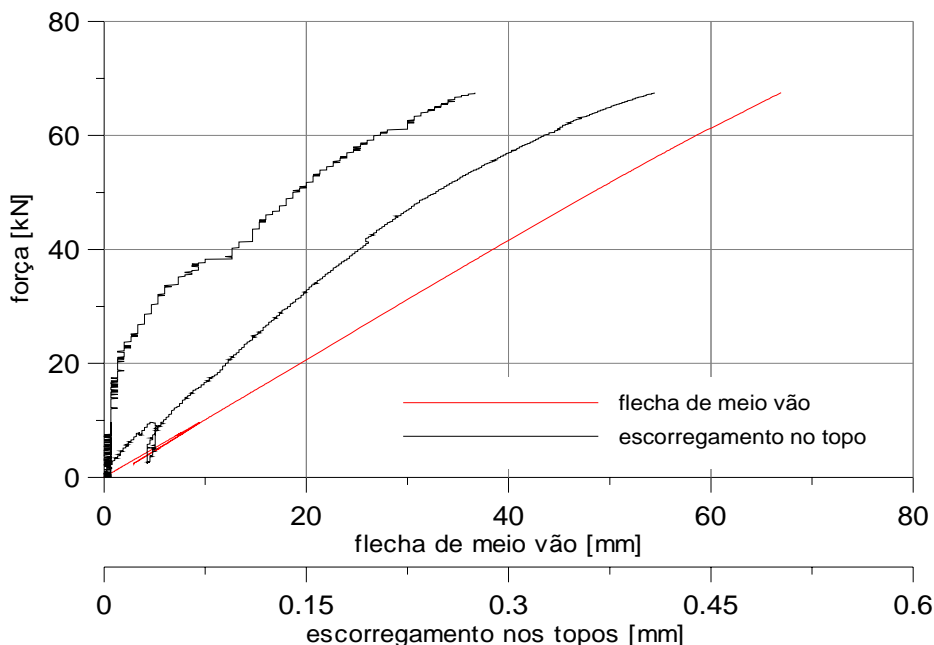


Figura 111 – Diagramas de força/deslocamento e força/escorregamento na viga mista F35.

Na Figura 112 é apresentado um resumo das curvas de comportamento das vigas mistas com ligações por tacos, sendo visível a diferença existente entre elas, em particular ao nível da capacidade de carga. As diferenças relativamente ao módulo de flexão são justificadas facilmente pelo módulo de elasticidade do betão utilizado em cada uma das configurações. Já relativamente à força de rotura verificada, a sua relação com a capacidade de carga das ligações mistas utilizadas em correspondência a cada umas das configurações E e F é mais difícil de enquadrar uma vez que, como já se disse anteriormente, os modos de rotura estão relacionados com rotura por corte na madeira. Ainda assim, nos ensaios de corte, a diferença na capacidade de carga dos provetes de cada uma das configurações era de cerca de 20%, valor este perfeitamente compatível com os resultados aqui expressos e ilustrados na Figura 112.

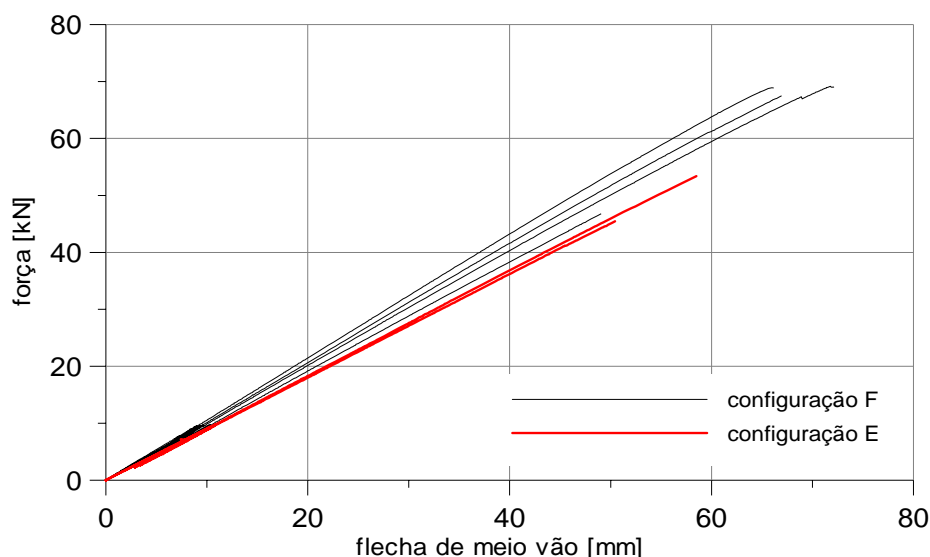


Figura 112 – Confronto de resultados do ensaio das vigas mistas com tacos com betões de diferente qualidade.

5.5. Análises complementares dos ensaios de flexão

Para além do que foi discutido anteriormente, pode ainda fazer-se uma análise global dos ensaios. Um dos factores que seria interessante compreender é a influência de rigidez da ligação madeira-betão no valor da tensão de tracção na madeira. Para isso elaborou-se a Figura 113. Nela é analisada a evolução das tensões, ao nível da fibra mais traccionada da madeira. Na modelação numérica foram utilizadas as configurações H e F, correspondentes a uma ligação mista por parafusos cruzados e por tacos colados, respectivamente. As tensões actuantes são então divididas nas suas duas componentes provenientes do esforço axial (N) e do momento flector (M), estando ainda representada a tracejado a curva decorrente do somatório destas duas parcelas (N+M).

Em conformidade com os resultados apresentados no sub-capítulo (5.4.6), as tensões na viga da configuração F têm uma evolução linear, o que já não sucede na viga da configuração H, sub-capítulo (5.4.4). Na configuração H, as ligações ao entrarem em cedência e perdendo posteriormente capacidade de carga, estabelecem na viga mista uma nova condição de equilíbrio, a qual, como se observa na Figura 113, implica um aumento significativo das tensões por flexão e uma diminuição das tensões normais. É precisamente o gradiente das tensões por flexão que faz antever uma rotura prematura, em comparação com a congénere da configuração F. Atentando novamente no exemplo

apresentado, verifica-se que, até cerca dos 30 kN, o nível de tensões nas duas vigas é semelhante, começando então posteriormente a divergir de forma mais pronunciada.

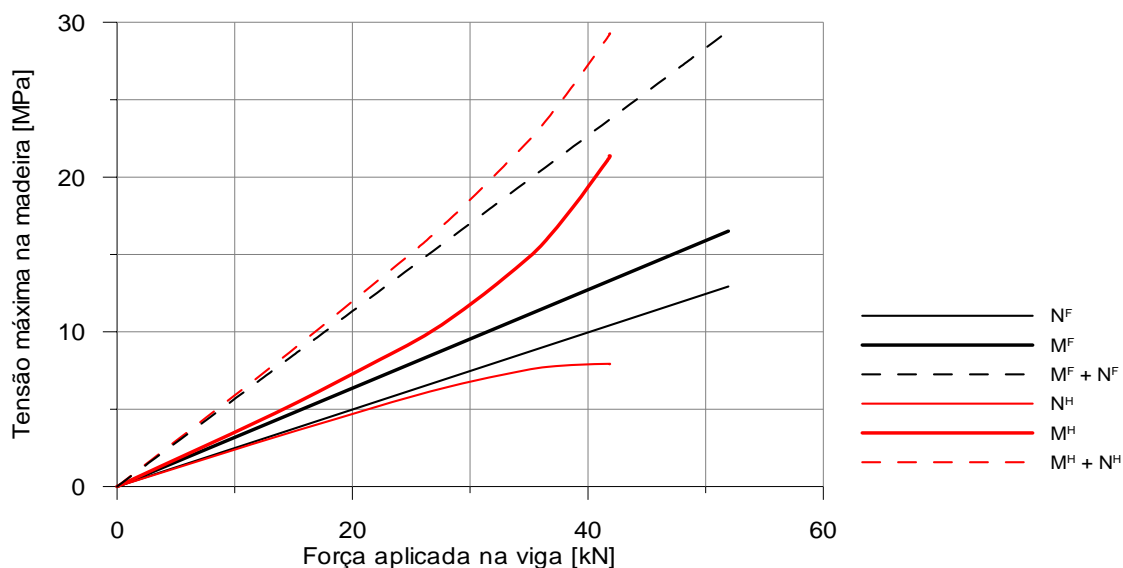


Figura 113 – Tensões máximas na fibra inferior da madeira na viga mista. Exemplo para dois tipos de ligação (vermelho – parafusos, preto – tacos).

Este exemplo evidencia, como era esperado, que a perda de rigidez na ligação mista, se repercute num aumento das tensões na madeira, de forma progressivamente mais acentuada à medida que se vai perdendo rigidez na ligação.

Na Figura 114 apresenta-se um resumo dos resultados dos ensaios de flexão, tomando como referência uma viga típica de cada série, ilustrando dessa forma o tipo de comportamento observado.

Contrariando um pouco as expectativas iniciais, em termos de rigidez das vigas não é possível observar uma tendência firme provocada pela influência da ligação ou até pela diferente classe do betão. Esta situação decorre do facto das vigas de madeira terem sido atribuídas de uma forma aleatória às vigas mistas e, conseqüentemente, a importância do módulo de elasticidade da madeira oculta a relevância dos outros parâmetros. Por outro lado, nas vigas com camada intermédia, embora a rigidez da ligação seja substancialmente inferior às restantes, o módulo de flexão da viga mista é beneficiado pelo aumento da altura total da secção, correspondente à espessura das tábuas de solho.

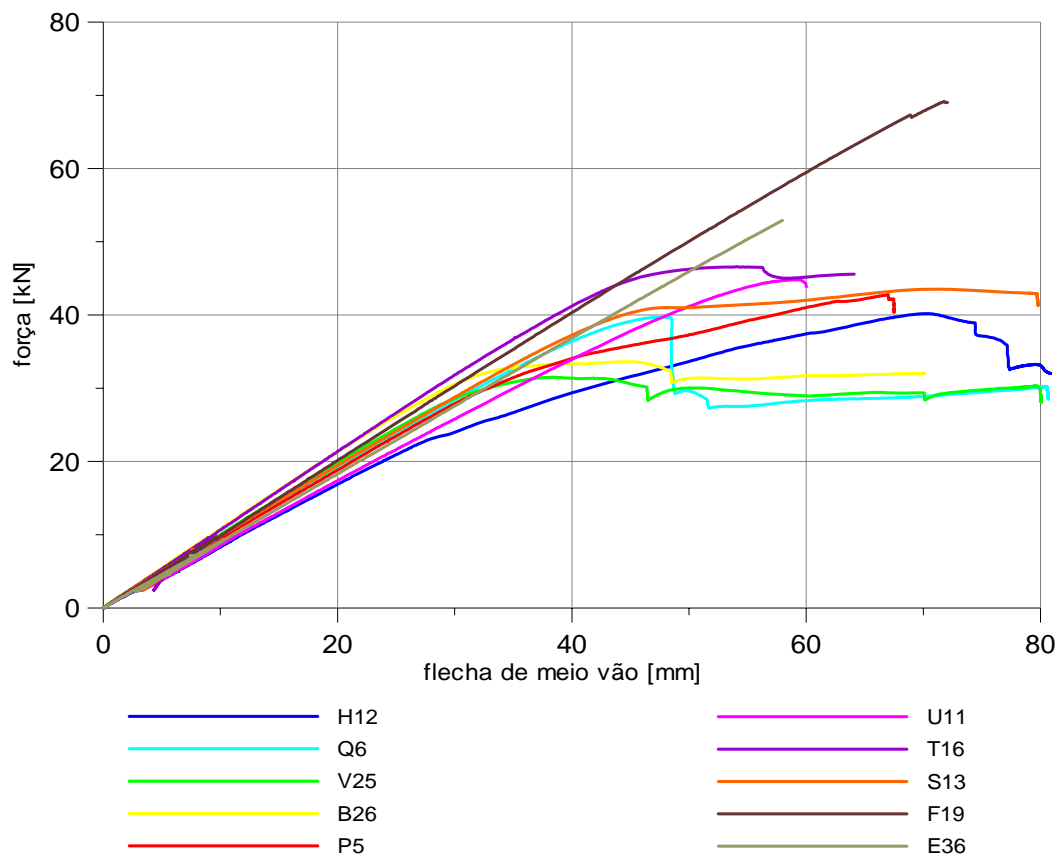


Figura 114 – Resumo de resultados dos ensaios de flexão em cada uma das séries.

Como se verifica, os factores de influência do valor do módulo de flexão das vigas mistas ensaiadas encontram-se dispersos em sentido e em importância. Numericamente, é possível clarificar melhor algumas dessas situações. Atentando o diagrama da Figura 115, verifica-se que a importância do valor do módulo de escorregamento da ligação mista no valor do módulo de flexão da viga mista, não tem uma relação linear. Assim, exemplificando para uma gama de valores semelhantes aos presentes neste trabalho, temos que a variação no módulo de flexão devida à adopção de ligações com módulos de escorregamento de 20, 30 e 60 kN/mm é similar, ou seja, muito embora com incrementos de amplitude muito diferente na rigidez da ligação, o módulo de flexão da viga tem um acréscimo constante.

O aumento da altura da secção pela introdução da camada intermédia, tem uma repercussão claramente superior à quebra do módulo de escorregamento pela existência da camada intermédia, pelo que a diminuição da rigidez da ligação não se faz sentir para as mesmas secções de madeira e betão.

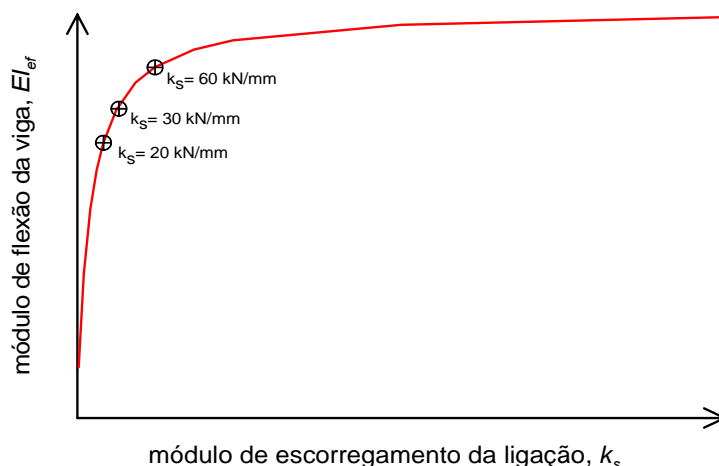


Figura 115 – Relação do módulo de escorregamento da ligação com o módulo de flexão da viga.

5.6. Resumo das conclusões dos ensaios de flexão

O Quadro 17 apresenta os valores do módulo de flexão das vigas mistas, quer os determinados directamente sobre os resultados nos ensaios de flexão, quer os calculados com base na metodologia proposta no Anexo B do Eurocódigo 5 [24, 71]. A análise comparativa entre os dois valores apresenta diferenças muito pequenas. O valor médio das diferenças absolutas é de 5 %, sendo quase nulo (0,5 %) quando se avaliam as diferenças relativas constantes na 3ª coluna do Quadro 17.

Analisando os valores da resistência atingida pelas vigas, parecem confirmar-se algumas das conclusões do capítulo anterior, onde de facto não é evidente uma influência da classe do betão. Apesar da consistência dos resultados, as vigas com betão da Classe LC 20/22 têm em média uma resistência superior, mas somente em cerca de 3 a 5 %. A excepção ocorre nas vigas com parafusos cruzados sem camada intermédia, que embora com resistência muito semelhante, apresentam um desenvolvimento muito distinto após a carga máxima, uma vez que as vigas da Série Q têm uma quebra evidente da capacidade de carga após atingirem o seu valor máximo.

Quadro 17 – Resumo dos resultados dos ensaios de flexão nas vigas mistas.

viga	EI^{exp} [kN.m ²]	EI_{ef}^{EC5} [kN.m ²]	$\Delta^{exp-EC5}$ [%]	força máxima [kN]
H3	3004	2867	4.6	46.4
H8	2322	2495	-7.5	39.9
H9	2094	1938	7.4	36.7
H12	2361	2346	0.6	40.2
B24	3222	2964	8.0	33.7
B27	3012	3023	-0.4	32.1
B30	2763	2581	6.6	31.1
B26	2991	2881	3.7	33.6
Q6	2699	2736	-1.4	39.7
Q7	2464	2422	1.7	37.3
V25	2756	2934	-6.5	31.5
V33	2968	2797	5.8	32.5
T16	2984	3024	-1.3	46.6
T17	2875	3030	-5.4	50.4
P1	2494	2272	8.9	39.7
P5	2619	2746	-4.8	42.8
S13	2716	3059	-12.6	43.6
S18	2983	3124	-4.7	40.1
U2	2236	2296	-2.7	35.9
U11	2401	2541	-5.8	44.8
F19	2796	2572	8.0	69.2
F34	2631	2749	-4.5	46.8
F35	2930	3282	-12.0	68.9
F39	2835	2825	0.4	67.5
E23	2521	2575	-2.1	45.4
E36	2526	2424	4.0	53.4

Outra diferença bastante evidente diz respeito à influência da camada intermédia, constatando-se que as vigas com camada intermédia mostram em geral maior capacidade de deformação após atingirem a força máxima nas ligações, muito embora

não consigam aumentar muito mais a sua capacidade de carga após esse período, ao contrário do que parece ocorrer com as vigas onde não existe camada intermédia.

A análise do desempenho e a comparação de resultados entre vigas deve considerar que o módulo de elasticidade e a resistência à flexão das vigas de madeira pode variar, conferindo alguma perturbação na interpretação dos resultados.

A este respeito, outro factor com particular relevo tem a ver com as características da ligação, isto é, mesmo ignorando a diversidade relativa às vigas de madeira, a existência de ligações com diferentes evoluções de força-deformação antes e depois da carga máxima, confere por si só redistribuições singulares nos esforços dos componentes do sistema. Igualmente, a rotura prematura (ou mesmo perda significativa de rigidez) de uma das ligações mistas do sistema invoca necessariamente uma redistribuição de esforços nas restantes, com conseqüente redistribuição de esforços nos restantes componentes, madeira e betão.

Na preparação inicial deste programa experimental, a concepção e o dimensionamento das vigas mistas foi efectuada tendo como padrão as características previstas para os parafusos cruzados com ou sem camada intermédia, tendo-se mantido o espaçamento das ligações na viga mista, independentemente do tipo de ligação usada. Assim, ao contrário das vigas com parafusos cruzados, nas vigas com parafusos paralelos, a ligação está sobredimensionada face ao nível de segurança existente nos outros dois componentes. Esta situação implica que a rotura na viga de madeira tenha sido sempre anterior à cedência da ligação.

Observando os diagramas de comportamento dos ensaios de corte nas diferentes séries, existem frequentemente provetes em que ocorre uma rotura localizada. Esta situação é caracterizada por uma perda prematura de resistência, mas que não implica geralmente a rotura, possibilitando posteriormente que o provete retome alguma capacidade de carga (em geral cerca de 2/3 do valor médio de resistência dos provetes dessa série). Este fenómeno, se ocorrer numa das ligações mais esforçadas da viga mista, pode implicar uma redistribuição importante dos esforços nas restantes ligações e nos outros elementos do sistema, podendo naturalmente estar na base de alguns dos desfasamentos encontrados entre o comportamento real das vigas e o esperado pela respectiva modelação numérica.

Pelo que se disse, parece que, partindo da análise aos resultados dos ensaios de flexão nas vigas mistas, somente a ligação da Série V (parafusos cruzados com camada intermédia e betão das classes LC16/18 e D1,6) tem valores de resistência claramente inesperados.

A análise aos resultados dos ensaios de flexão permite ainda concluir que a ductilidade da ligação e a exploração dessa característica na viga mista é, em situações correntes de projecto, a única via para evitar rotura de características frágeis na viga mista.

Confrontando a deformação correspondente à carga de dimensionamento com a deformação última obtida das vigas nos ensaios, observa-se que a capacidade de ductilidade do sistema é significativa no caso de ligadores metálicos. Esta capacidade é introduzida fundamentalmente pela ligação.

Esta conclusão é o corolário de todos os resultados anteriores, comprovando-se a capacidade do betão leve em ser utilizado em estruturas mistas madeira-betão sem perda de desempenho face às suas diferenças relativamente ao betão normal.

6. Efeitos diferidos em estruturas mistas madeira-betão

6.1. Generalidades

Alguns dos fenómenos mais relevantes para o desempenho da estrutura mista a longo prazo são certamente os seguintes: fluência do betão, da madeira e da ligação, retracção no betão e retracção ou inchamento da madeira devido às variações das condições higrométricas.

Durante a última década, diversos modelos de comportamento foram propostos por diferentes autores. O problema da determinação da fluência em estruturas mistas madeira-betão reside no facto de a estrutura ser composta por materiais com comportamento de fluência distintos e unidos por ligadores, também eles com um comportamento específico.

Os efeitos da fluência dos vários elementos da estrutura mista relacionam-se entre si, na medida em que o efeito da fluência de um componente influi nos outros, ocorrendo uma ‘transferência’ de tensões entre os componentes.

Pese embora a implementação de algoritmos algo sofisticados conseguirem modelar estes efeitos de uma forma bastante razoável, na prática de dimensionamento torna-se necessário encontrar formulações mais simplificadas que traduzam adequadamente estes efeitos diferidos.

O modelo mais comum e preconizado por diversos autores [14, 16, 98, 110], denominado Método do Módulo Efectivo, tem como predicado a sua grande simplicidade e consiste na afectação do módulo de elasticidade dos materiais e do módulo de escorregamento da ligação por um coeficiente de fluência dos materiais, φ_j , da seguinte forma:

$$E_{c,t} = \frac{E_{c,0}}{1 + \varphi_c} \quad (49)$$

$$k_{i,t} = \frac{k_{i,0}}{1 + \varphi_f} \quad (50)$$

$$E_{t,t} = \frac{E_{t,0}}{1 + \varphi_t} \quad (51)$$

onde

$E_{c,0}$ e $E_{c,t}$ é o módulo de elasticidade do betão, respectivamente, aos 28 dias e ao fim do tempo t ;

$E_{i,0}$ e $E_{i,t}$ é o módulo de elasticidade da madeira, respectivamente, aquando do início do carregamento e ao fim do tempo t ;

$k_{i,0}$ e $k_{i,t}$ é o coeficiente de rigidez da ligação, respectivamente, aquando do início do carregamento e ao fim do tempo t ;

φ_c , φ_f e φ_t são o coeficiente de fluência do betão, da ligação e da madeira, respectivamente.

Mario van der Linden chega mesmo a afirmar e demonstrar na sua Tese de Doutoramento [98] que este modelo é perfeitamente adequado para vigas mistas madeira-betão.

Saliente-se que, de acordo com o expresso no Eurocódigo 2, o coeficiente de fluência é estabelecido em função do módulo de elasticidade tangente, E_c , o qual se relaciona com o módulo de elasticidade secante de acordo com a Equação (52).

$$E_c = 1,05 E_{cm} \quad (52)$$

Isto é, o Método do Módulo Efectivo propõe converter um problema visco-elástico traduzido por modelos de equações diferenciais num problema elástico com equações lineares bastante mais simples de resolver, pela simples modificação da rigidez dos componentes.

Ario Ceccotti refere que este método se revela eficiente e do lado da segurança em problemas correntes, isto é, quando a verificação aos estados limite de utilização não é muito condicionante, em estruturas de vão médios/baixos expostas a classes de serviço pouco severas. Ao invés, na presença de soluções com grandes vãos e classes de serviço mais rigorosas, os fenómenos produzidos pelos efeitos diferidos tornam-se mais relevantes e estes modelos deverão ser substituídos por outros mais refinados, como são exemplo os modelos numéricos de elementos finitos.

O coeficiente de fluência para o tempo t , $\varphi_j(t)$, é definido genericamente pela Equação (53),

$$\varphi_j(t) = \frac{w(t) - w(0)}{w(0)} \quad (53)$$

na qual $w(t)$ representa a deformação a longo prazo, no tempo t , e $w(0)$ representa a deformação elástica inicial, logo após a aplicação do carregamento (tempo 0). Esta deformação elástica é considerada por diversos autores [42, 153, 40] como sendo a deformação obtida 10 minutos após a aplicação da carga.

Contudo, esta metodologia carece de maior validação para estruturas mistas, em particular para as estruturas mistas madeira-betão, sendo por este motivo alvo de tratamento neste capítulo.

A retracção no betão tem uma magnitude superior à retracção prevista na madeira, uma vez que a madeira deve ser colocada em obra com um teor de água em equilíbrio com as condições esperadas. Pese embora o facto de não se conhecer a verdadeira magnitude da retracção da madeira, função do equilíbrio higrométrico que se possa estabelecer, esta pode e deve ser subvalorizada se ocorrer no mesmo sentido que o betão (por secagem da madeira). Contudo, caso exista um aumento do teor de água na madeira, os efeitos produzidos tendem a aumentar as deformações, não sendo portanto desprezáveis, como aliás fica demonstrado por Fragiacomio [60].

Como decorre da interpretação da Figura 116, a retracção no betão provoca uma curvatura positiva na estrutura mista acarretando os seguintes efeitos: aumento das deformações e momentos flectores na secção diminuindo as componentes axiais dos esforços na madeira e no betão, bem como diminuição de cargas na ligação mista. Desta situação emerge que a não consideração da retracção do betão é uma opção contra a segurança, em termos de deformação e esforços na secção a longo prazo.

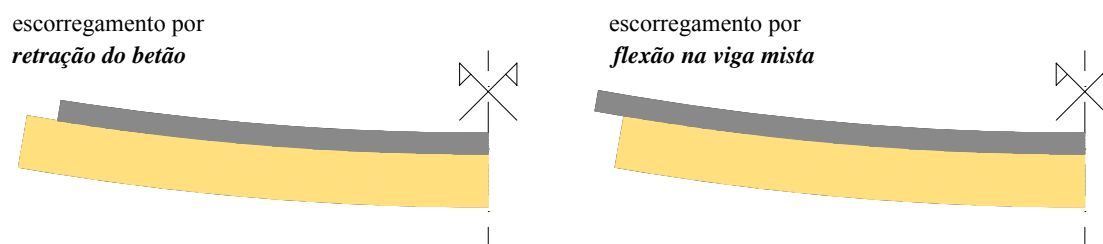


Figura 116 – Visualização dos efeitos da retracção do betão.

Devido à retracção do betão, podem ocorrer escorregamentos negativos (isto é, escorregamentos no sentido oposto aos provocados pela aplicação de cargas verticais) especialmente no topo das vigas, onde os efeitos da retracção no betão atingem o valor máximo, nos casos em que o carregamento exterior não é elevado.

O Eurocódigo 2 [28], estabelece dois tipos de retracção no betão: a retracção por secagem final e a retracção autogénea, perante as quais o betão leve tem comportamento distinto do betão normal. A retracção por secagem é obtida em função dos valores determinados para um betão normal de resistência semelhante, multiplicando-o por um coeficiente de 1,5 ou 1,2, consoante estejamos na presença de um betão, respectivamente, inferior ou superior a LC16/20. Para a retracção autogénea, não é fornecido nenhum coeficiente. Contudo é referido que deverá ser substancialmente inferior aos valores obtidos para um betão normal de resistência semelhante.

Como exemplo, encontram-se no Quadro 18 valores para as extensões de retracção por secagem e autogénea e para o coeficiente de fluência, obtidos por aplicação da metodologia expressa no Eurocódigo 2 a betões semelhantes aos utilizados nesta tese. Os respectivos cálculos foram efectuados para uma secção transversal tipo de 70 mm de espessura de betão, sem camada intermédia, admitindo o início do carregamento aos 28 dias com uma humidade relativa de 65% [28].

Quadro 18 – Valor da retracção e coeficiente de fluência ao fim de 50 anos.

	Retracção por secagem, ϵ_{CD}	Retracção autogénea, ϵ_{CA}	Coeficiente de fluência, φ_C		
			1 ano	20 anos	50 anos
$\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$ LC 12/13	$7,5 \times 10^{-4}$	$7,5 \times 10^{-6}$	0,96	1,18	1,23
$\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$ LC 20/22	$6,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-5}$	1,02	1,26	1,32

Dados os diferentes gradientes, no tempo, dos efeitos diferidos que ocorrem em cada componente da estrutura mista, poder-se-ão estabelecer diversos pontos críticos no tempo, além dos óbvios $t=0$ e $t=\infty$, para esses mesmos componentes. Consequência do anterior, somente uma análise detalhada permitirá identificar esses pontos.

A deformação a meio vão atinge o valor máximo, para efeitos de dimensionamento, ao fim de 50 anos, sendo portanto um parâmetro totalmente dependente do tempo.

Os valores máximos das tensões na madeira são influenciados por diversos factores que ocorrem com sentido oposto. Por um lado, a retracção e a fluência no betão implicam uma transferência de tensões para a madeira, mas por outro lado, a própria fluência da madeira implica uma transferência de sentido oposto. Desta forma, e analisando a informação da Figura 117, podemos inferir que entre os 3 e os 7 anos, já ocorreu cerca de 90 a 95% da retracção e da fluência total esperada na vida útil do betão, enquanto que na madeira só sucedeu 50% da fluência esperada na vida útil. Estes factos permitem concluir que, neste período, ocorrem os valores máximos das tensões na madeira, enquanto que no betão sucede precisamente o oposto, ou seja, após este período, o reencaminhamento de tensões muda de sentido, implicando um aumento de tensões no betão.

Pelos motivos atrás expostos, e uma vez também que a fluência do betão implica um aumento dos esforços na ligação, deveremos considerar uma verificação intermédia entre os 3 e os 7 anos, no que concerne especialmente às tensões na madeira e aos esforços na ligação. Esta conclusão encontra-se desenvolvida em [131].

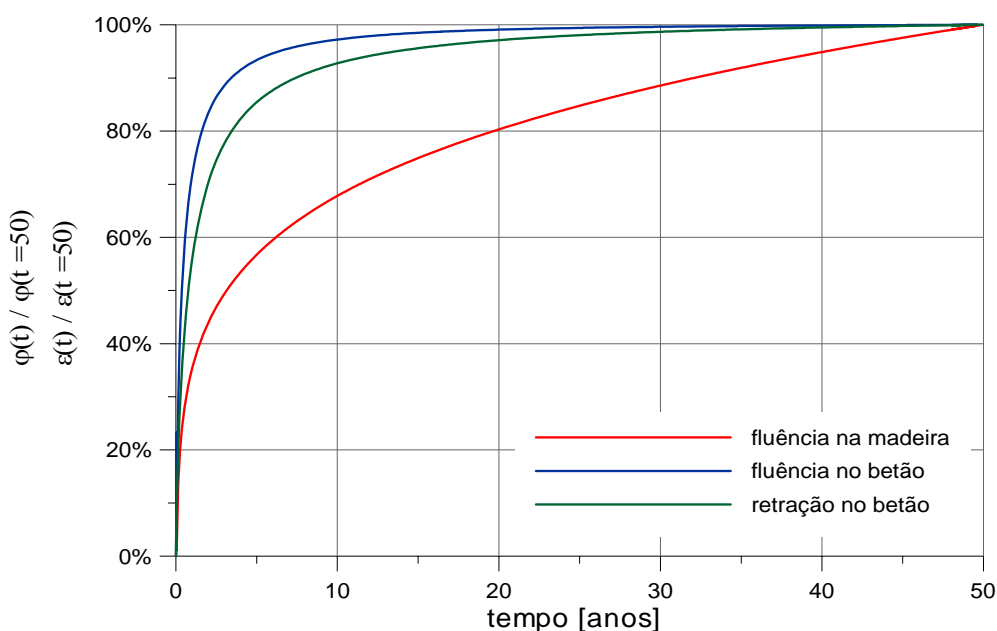


Figura 117 – Evolução da retracção e da fluência do betão e da fluência da madeira.

Para o betão, o valor do coeficiente de fluência, $\varphi_c(t)$, encontra-se devidamente tabelado e expresso pelas formulações apresentadas no Eurocódigo 2. Contudo, para a madeira, o Eurocódigo 5 [29, 71] não fornece um modelo matemático de comportamento. A versão actual do Eurocódigo 5 [29] introduziu algumas alterações a

este respeito, definindo simplesmente 3 classes de serviço e, com base nessa classificação, um coeficiente, k_{def} , que tem em conta o aumento da deformação com o tempo sob o efeito combinado das condições higrométricas e das cargas.

Relativamente aos estados limite últimos, o Eurocódigo 5 fornece um coeficiente de minoração das propriedades de resistência, k_{mod} , o qual pretende contabilizar o efeito conjunto da duração das cargas e das condições higrométricas a que o elemento de madeira está sujeito.

Em consequência, na necessidade em obter um coeficiente de fluência para o elemento de madeira, dever-se-á recorrer ao k_{def} , como coeficiente de fluência a tempo infinito. O mesmo conceito poderá ser adoptado para ligação, identificando o k_{def} como coeficiente de fluência para a ligação.

Em condições higrométricas constantes, um elemento genérico de madeira sujeito a um estado de tensões constantes ao longo do tempo (na estrutura mista, pelo facto dos diferentes componentes terem coeficientes de fluência distintos, haverá incremento, ao longo do tempo, das tensões instaladas na madeira), manifesta deformações crescentes (efeito visco-elástico). Este efeito é caracterizado por uma velocidade decrescente ao longo do tempo, tendendo assintoticamente para um valor final, ainda que a existência deste não esteja provada. Na análise da base deste fenómeno talvez seja importante realçar que, ao contrário do betão, a curva de comportamento de longo prazo da madeira não tem a ver com a idade de carregamento.

O comportamento a longo prazo de um elemento de madeira é, para além dos factores atrás enunciados, também influenciado pelo tipo de carregamento. Actualmente não existem modelos de comportamento para solicitações do tipo da que estão sujeitos os elementos de madeira nas estruturas mistas, flexão composta com tracção. Contudo, Shänzlin [131], partindo de modelos mais gerais, de Hanhijärvi [68] para a madeira e do Eurocódigo 2 para o betão bem como de curvas experimentais para a ligação mista, desenvolveu modelos de comportamento diferido para estruturas mistas madeira-betão. Desta forma são propostas por Shänzlin [131], duas vias alternativas, pressupondo cada uma delas capacidades de cálculo distintas: resolução numérica (*proHVB*) e um método de dimensionamento simplificado.

A resolução numérica do problema, com recurso a rotinas de cálculo automático desenvolvidas para o efeito, designadas por *proHVB* [131], confere naturalmente um

maior rigor do cálculo, através de uma actualização progressiva dos efeitos da redistribuição de esforços.

Tendo em vista a definição de um modelo de cálculo mais acessível, o autor colaborou na proposta de um *método de dimensionamento simplificado*, assente em parte na metodologia adoptada pelo Eurocódigo, que se encontra descrito em [87].

Devido à redistribuição de tensões ao longo do tempo, decorrente dos diferentes comportamentos diferidos dos materiais, a parcela correspondente a cada um dos componentes deverá, segundo Shänzlin, ser expressa por um coeficiente de fluência efectivo, realizando assim um cálculo simples segundo a metodologia apresentada anteriormente e designada por “Método do Módulo Efectivo”. Em suporte deste método, o coeficiente de fluência dos 3 componentes é modificado de acordo com a expressão seguinte:

$$\varphi_{i,eff} = \psi_{i,j} \cdot \varphi_i \quad (54)$$

onde

$\varphi_{i,eff}$ é o coeficiente de fluência efectivo do material i , considerando a acção mista madeira-betão e o diferente desenvolvimento no tempo dos respectivos parâmetros de cada componente;

φ_i é o coeficiente de fluência do material i ;

$\psi_{i,j}$ é um coeficiente de acordo com o Quadro 19.

Quadro 19 – Coeficientes de afectação dos coeficientes de fluência efectivos e da retracção efectiva, de acordo com [131].

período no tempo [anos]	$\psi_{madeira}$	$\psi_{betão}$	$k_{s,res}$
0	0	0	0
3 a 7	0,5	1,9	0,5
50	1,0	2,0	0,8

O efeito da retracção do betão é também considerado, contrariamente ao que sucede no Eurocódigo 5, onde os efeitos diferidos são unicamente representados pela fluência. Este efeito é interpretado por uma força distribuída e aplicada conjuntamente com o carregamento normal, produzindo um resultado equivalente à retracção do betão, ou

seja, a mesma curvatura e o mesmo momento flector a meio vão. O módulo de flexão efectivo, obtido pelo Eurocódigo 5, deve ainda ser também modificado para este efeito.

Nesta metodologia, e em consequência do que foi desenvolvido anteriormente, é identificado um novo ponto crítico no tempo, situado entre os 3 e 7 anos, para verificação da segurança, além dos correntemente utilizados: $t = 0$ e $t = \infty$.

O carregamento fictício, $p(x)$, com efeito equivalente à retracção no betão, é então dado pela Expressão (55),

$$p(x) = C.\Delta\varepsilon \quad (55)$$

sendo

$$C = k_{s,res} \frac{\pi^2 EA_M EA_B (h_M + h_B) \gamma}{2L^2 (EA_M + EA_B)} \quad (56)$$

$$\Delta\varepsilon = k_{s,res} (\varepsilon_{madeira} - \varepsilon_{betão}) \quad (57)$$

onde

$k_{s,res}$ é um coeficiente indicado no Quadro 19;

EA_M e EA_B são os módulos de rigidez axial da madeira e do betão, respectivamente;

L é o vão da viga mista;

h_B e h_M são as alturas das secções de betão e madeira, respectivamente;

γ é um parâmetro obtido pela Equação (24);

ε é a extensão de retracção em cada um dos materiais.

O módulo de flexão efectivo modificado, $EI_{ef, modificado}$, é obtido segundo a Expressão (58),

$$EI_{ef, modificado} = C_J . EI_{ef} \quad (58)$$

onde

$$C_J = \frac{C.\Delta\varepsilon - q(x)}{\frac{EA_B + EA_M}{EA_B EA_M} . C.\Delta\varepsilon + q(x)} \quad (59)$$

e $q(x)$ é a carga de dimensionamento.

De salientar ainda que esta carga equivalente, $p(x)$, não deverá ser considerada na análise global para efeitos de avaliação das reacções nos apoios, pois evidentemente não é afectada pela retracção no betão.

Os resultados obtidos por esta metodologia, posteriormente designados por “método simplificado” serão depois comparados com os resultados experimentais.

6.2. Ensaio de corte de longa duração

6.2.1. Descrição do ensaio

A avaliação experimental do coeficiente de fluência em ligações mistas madeira-betão foi efectuada com o mesmo tipo de provetes utilizados nos ensaios de curta duração e descritos no Capítulo 4. Para tal, foi desenvolvido por Dias [42], um sistema para a montagem desse ensaio, o qual permite a colocação em série de 4 provetes, sujeitos todos à mesma carga, a menos do peso próprio dos elementos (provetes e ferragens metálicas) suspensos por baixo destes (Figura 118 e Figura 119).



Figura 118 – Montagem dos ensaios de longa duração em ligações mistas madeira-betão.

A Figura 120 reproduz um esboço do sistema de montagem dos provetes no ensaio. Como é visível também na Figura 119, a força é produzida a partir de uma alavanca, a qual tem a capacidade de ampliar 10 vezes a massa colocada no seu extremo.



Figura 119 – Aplicação de carga nos ensaios de longa duração em ligações mistas madeira-betão.

Antes da colocação em carga dos provetes, o valor da força é calibrado através da interposição de uma célula de carga, após o que as massas na alavanca são fixas e a célula de carga é retirada, dando-se então início ao ensaio.

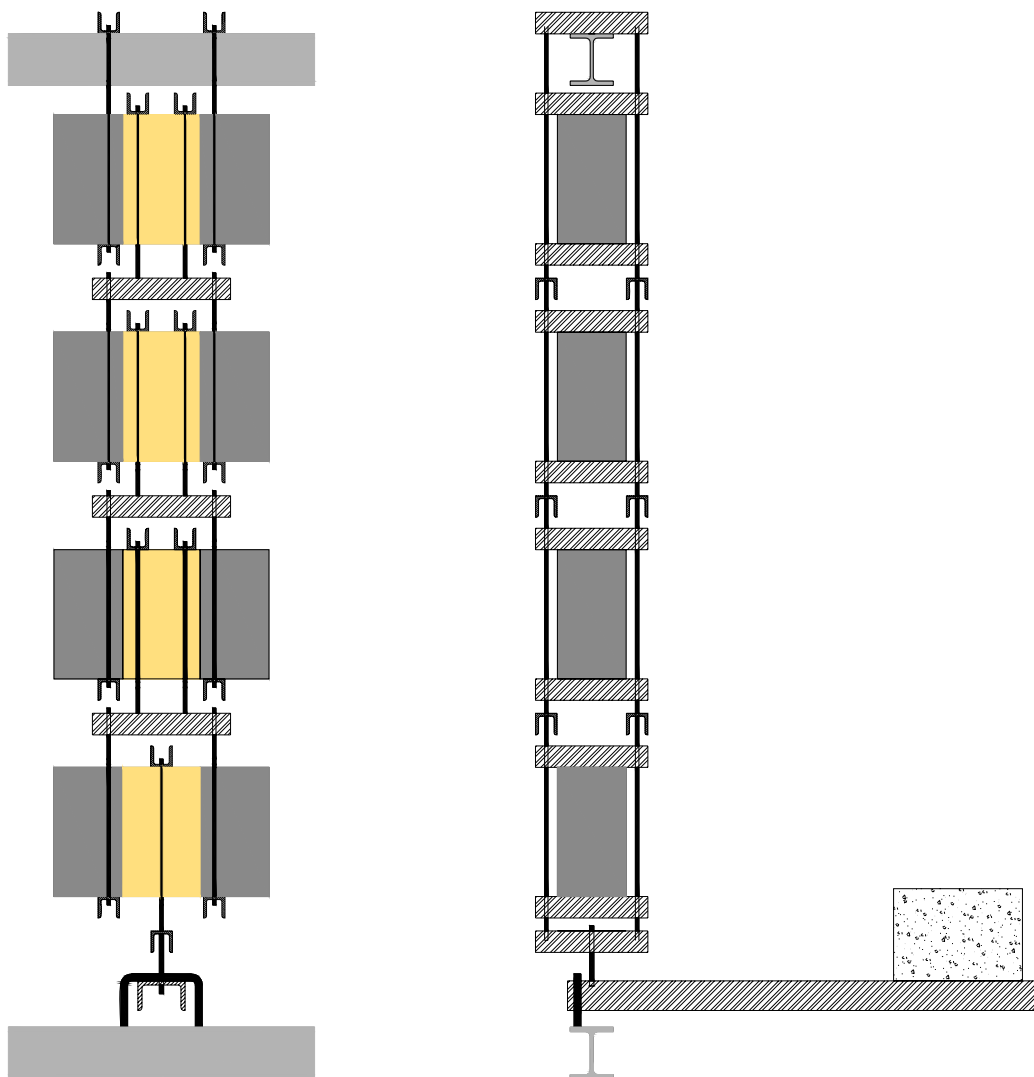


Figura 120 – Esquema de montagem do ensaio de longa duração para os provetes de ligações mistas.

Em alternativa a esta metodologia, foram propostos outros, exemplificados na Figura 121, para ensaios de longa duração sobre provetes mistos madeira-betão, reconhecendo-se inúmeras vantagens na utilização do *setup* adoptado neste trabalho. As fotos referem-se a ensaios realizados na Universidade de Estugarda [93], na EMPA [146] e na Universidade de Trieste [60].

A opção pelo esquema ilustrado na Figura 120 parece constituir a melhor solução, tendo em vista os seguintes critérios: facilidade e precisão na aplicação da força, baixo custo por provete, elevado número de provetes numa área reduzida, garantia da inalterabilidade do valor da carga ao longo do tempo.

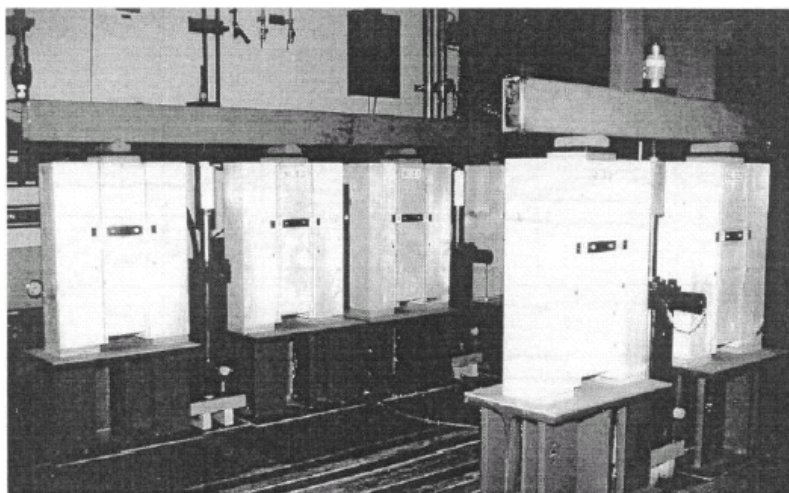
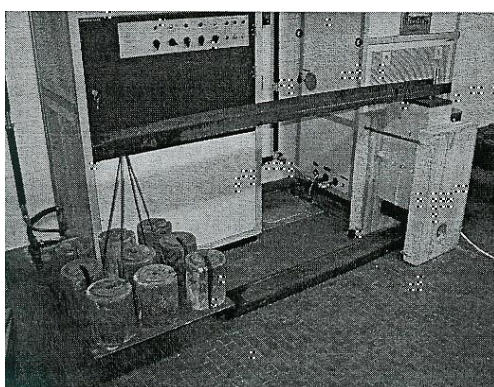


Figura 121 – Ensaio de longa duração em ligações mistas madeira-betão (fotos retiradas de [60, 93, 146]).

A força aplicada corresponde aqui a $\frac{1}{3}$ do valor médio da capacidade de carga atingida pelos provetes com a mesma configuração, em ensaios de curta duração.

Os escorregamentos são avaliados em 4 pontos, à semelhança do que sucedeu nos ensaios de curta duração, desta feita com recurso a comparadores analógicos tipo Mitutoyo, os quais possuem uma precisão de 0,001 mm.

Os ensaios decorrem desde 2003 numa sala fechada com ambiente controlado a 20 ± 2 °C de temperatura e 65 ± 5 % de teor de humidade. Devido a alguns problemas no funcionamento do equipamento de climatização, existiu durante um período limitado um descontrolo das condições acima referidas.

A opção por efectuar este tipo de ensaio em ambiente controlado não é advogada por um grande número de investigadores, fundamentando-a na necessidade de expor os elementos da estrutura a condições de exposição mais realistas, para além de, evidentemente, a realização deste tipo de ensaio em ambiente controlado onerar bastante a sua execução tendo em conta longos períodos de permanência no local.

A realização dos ensaios em ambiente controlado foi assim uma opção consciente, de forma a eliminar outros factores, a fim de isolar a fluência e diminuir ou mesmo anular outros efeitos, como sejam as variações higrométricas da madeira. Ainda assim, não foi possível anular a retracção do betão, cujo efeito está incorporado nas deformações medidas.

Sabendo-se que o desenvolvimento da retracção é bastante acentuado nos primeiros tempos após o endurecimento do betão, iniciaram-se os ensaios somente 4 meses após a betonagem, tentando-se deste modo escapar, na medida do possível, aos seus efeitos. De forma mais correcta dever-se-ia ter medido a retracção do betão indirectamente em prismas de betão que serviriam de prova, mas o volume de amassadura era limitado e obrigou a algumas decisões no sentido de limitar o número de provetes fabricados.

6.2.2. Apresentação e discussão de resultados

6.2.2.1 Parafusos cruzados sem camada intermédia

Na configuração de ligação mista madeira-betão realizada com parafusos cruzados sem camada intermédia, foram montadas 3 séries de ensaios, variando-se em cada uma delas a classe do betão, Séries H, Q e I.

São aqui apresentados os resultados das leituras recolhidas em cada uma das séries, cada qual com 4 provetes. Os resultados apresentados para cada provete correspondem ao valor médio das 4 leituras efectuadas. O valor do coeficiente de fluência é então determinado de acordo com a Equação (53).

A curva de regressão logarítmica apresentada nas figuras é calculada pelo método dos mínimos quadrados sobre uma curva auxiliar (não representada nas figuras) correspondente ao valor médio dos resultados de todos os provetes da série considerada. De referir que, uma vez que as leituras não foram efectuadas com intervalos de tempo igualmente espaçados, este facto poderia incutir um erro no cálculo da curva logarítmica de aproximação, dada a maior densidade de leituras nos primeiros dias, em especial nas primeiras horas. A solução para este problema foi ultrapassada pela determinação de uma curva auxiliar partindo da linearização da inicial, isto é, definindo-se um espaçamento tipo. Alguns valores foram determinados por interpolação linear entre duas leituras consecutivas, resultando assim numa curva com traçado exactamente igual, mas com valores de tempo igualmente espaçados.

Na Figura 122, são apresentados os resultados da Série H na qual é visível alguma dispersão de resultados, em especial pelo provete #4 que atinge um registo de coeficiente de fluência aproximadamente duplo do valor do provete #3.

O último registo tomado no dia 21 de Março 2005, passados 606 dias do início do ensaio, apresenta um valor médio do coeficiente de fluência dos 4 provetes de 0,915, valor este muito semelhante ao apresentado pelo provete #2.

A força transmitida pela alavanca aos provetes de corte é de 10,94 kN (1116 kg). Em rigor, a esta força deve somar-se a cada provete o peso de todo o equipamento, incluindo os demais provetes, posicionados abaixo dele. O acréscimo de força por provete é de 0,87 kN, 0,58 kN e 0,29 kN, consoante se trate do 1º, 2º ou 3º a contar de cima.

O coeficiente de correlação da aproximação logarítmica não é neste caso muito alto, ao contrário do que seria possível com outro tipo de funções, as quais, contudo, não seriam capazes de traduzir, no longo prazo, um comportamento típico de fluência. Inclusive, o desenvolvimento do coeficiente de fluência do provete #4 parece destacar-se do padrão dos restantes em duas fases do ensaio, o que contribui sem dúvida para algum desvio ao valor médio esperado, tendo em consideração os restantes 3 provetes.

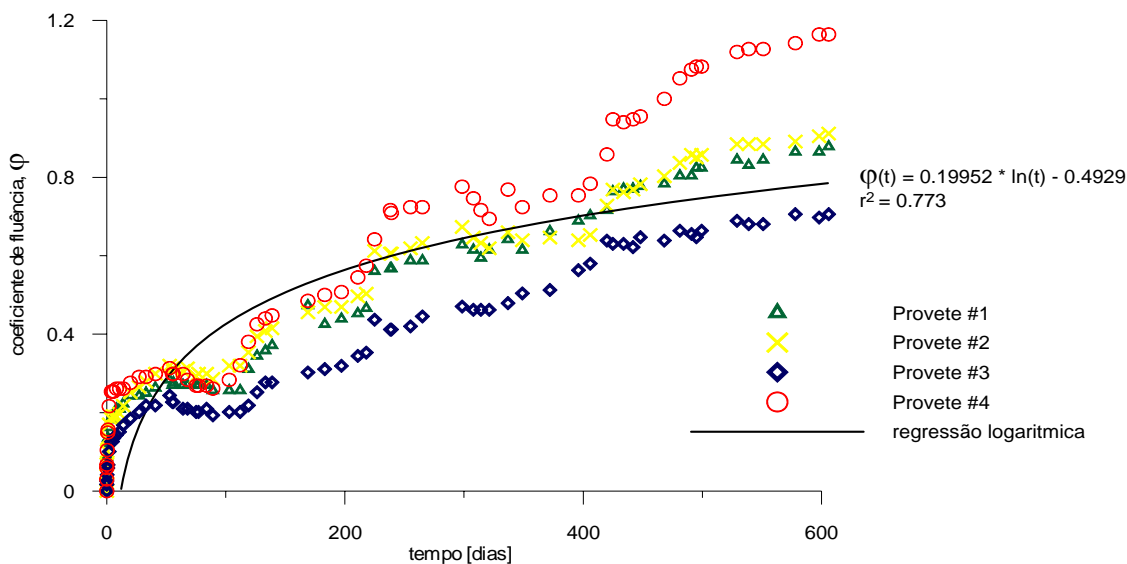


Figura 122 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série H.

Os resultados da Série Q, a qual difere da anterior pela menor classe do betão utilizado, são apresentados na Figura 123. A curva de regressão logarítmica apresenta um coeficiente de correlação elevado em comparação com as obtidas nas outras séries.

Comparativamente aos resultados anteriores, o coeficiente de fluência desta série é bastante consistente, parecendo reflectir ainda alguma influência da classe do betão.

A força efectuada pela alavanca nos provetes desta série é de 10,29 kN (1050 kg).

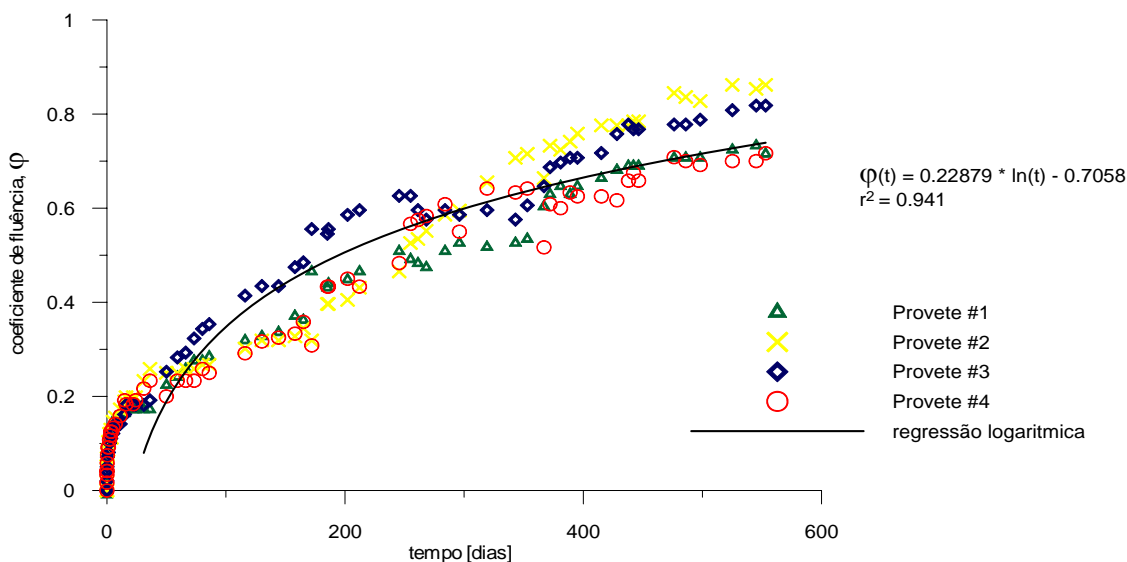


Figura 123 - Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série Q.

A Série I, apresentada na Figura 124 possui a mesma configuração do que as anteriores, variando somente a classe do betão. Nesta série, 7 meses após o início do ensaio, notou-

-se alguma divergência na evolução do valor do coeficiente de fluência nos 4 provetes, encontrando-se desvios de 0,09 a 0,36 no coeficiente de fluência.

De entre as séries com parafusos cruzados sem camada intermédia, a Série I é a que se encontra menos carregada, tendo-lhe sido aplicada uma força de 9,82 kN (1002 kg).

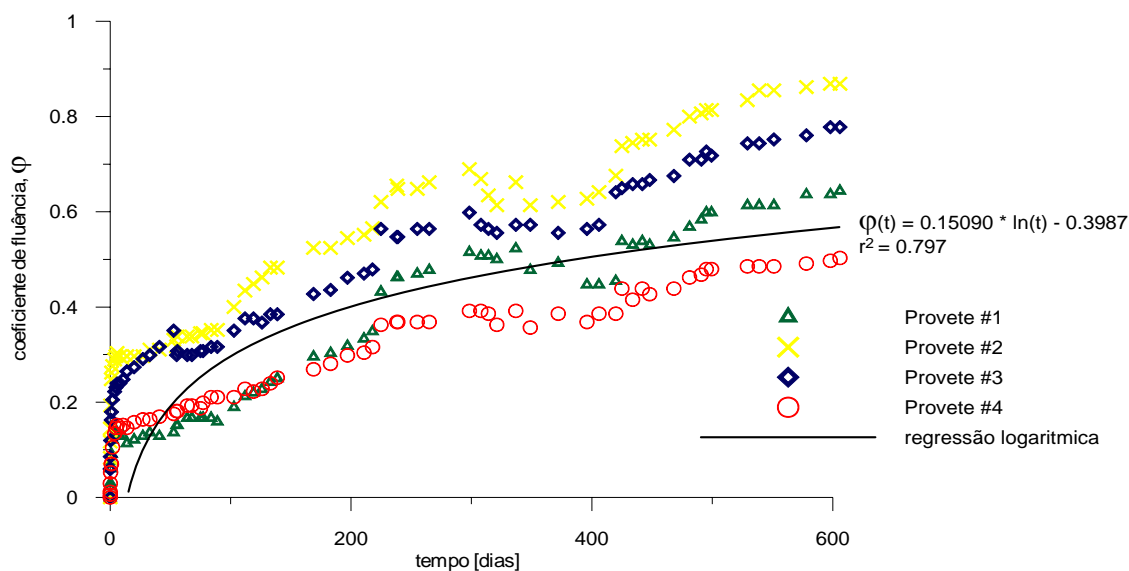


Figura 124 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série I.

Na análise aos valores apresentados no Quadro 20 é possível confirmar o que foi escrito anteriormente quanto à influência da classe do betão no coeficiente de fluência. Observa-se um diferencial de 15 a 20 % entre as Séries H e Q e a Série I, tendo por base os registos ao fim de 1 e 2 anos. Estas diferenças tendem a aumentar, para cerca de 25 %, quando se analisam os valores estimados para 5 e 50 anos.

Uma vez que o único parâmetro que varia é a classe do betão, importa verificar qual a influência da sua resistência à compressão e massa volúmica no coeficiente de fluência do betão de agregados leves. Recorrendo às expressões propostas pelo Eurocódigo 2, verifica-se que o coeficiente de fluência do betão leve aumenta quando a resistência à compressão diminui e quando a massa volúmica aumenta.

A semelhança entre as Séries H e Q pode assim resultar da diminuição da resistência à compressão e da massa volúmica que concorrem em sentido oposto e por consequência se podem anular.

Contudo, ao analisar os resultados da Série I, esta lógica parece já não se aplicar. Comparativamente à Série H, a diminuição do coeficiente de fluência para a Série I não

encontra justificação, porquanto a diminuição da resistência à compressão do betão implica precisamente um aumento do coeficiente de fluência do betão.

Quadro 20 – Descrição dos valores de coeficiente de fluência medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para as Séries H, Q e I.

série	provete	valores medidos		valores estimados	
		365 dias	606 dias	5 anos	50 anos
Série H	# 1	0,646	0,878		
	# 2	0,662	0,912		
	# 3	0,513	0,706		
	# 4	0,754	1,164		
	média	0,644	0,915	1,005	1,465
Série Q	# 1	0,517	0,716		
	# 2	0,664	0,862		
	# 3	0,603	0,818		
	# 4	0,646	0,717		
	média	0,608	0,778	1,012	1,539
Série I	# 1	0,492	0,644		
	# 2	0,621	0,869		
	# 3	0,556	0,778		
	# 4	0,386	0,503		
	média	0,514	0,698	0,734	1,082

Em resumo, deve concluir-se que não é possível traçar uma correspondência entre o coeficiente de fluência das 3 séries aqui apresentadas e o coeficiente de fluência do betão utilizado em cada uma delas.

Noutra perspectiva, uma tentativa de correlação dos resultados do coeficiente de fluência com a resistência e o módulo de escorregamento da ligação, obtidos nos ensaios de curta duração, parece não ter igualmente sucesso, uma vez que estas séries têm valores muito semelhantes.

6.2.2.2 Parafusos cruzados com camada intermédia

Na Figura 125 são apresentados os resultados do coeficiente de fluência, referentes à Série B de provetes de corte. Conforme se observa, somente dois provetes são relatados, sendo este facto consequência da existência de erros de medição nos outros dois provetes impossibilitando assim a sua análise.

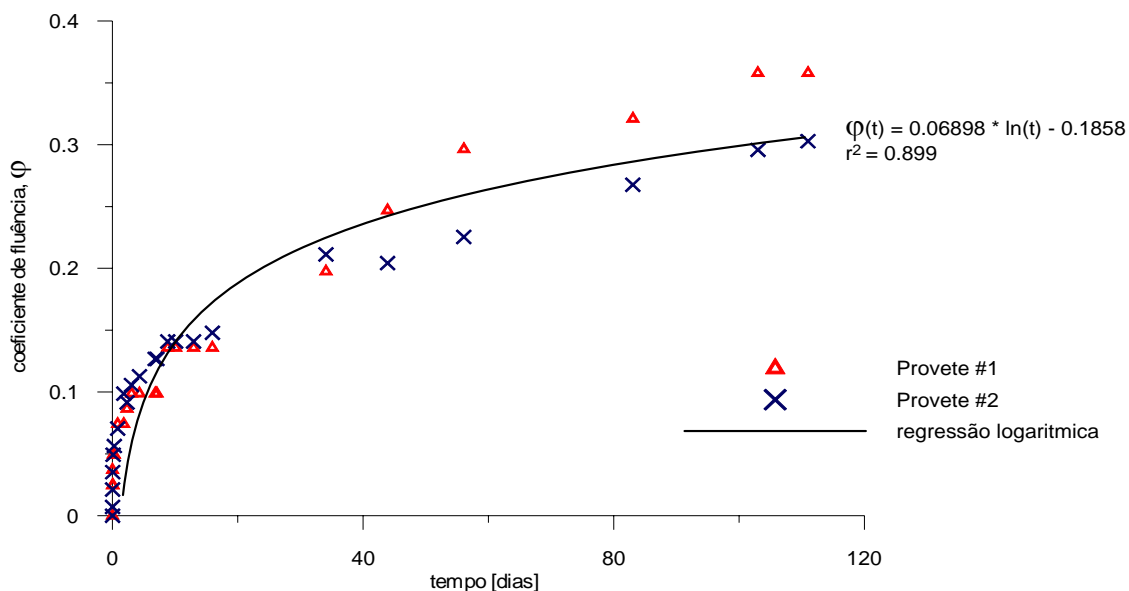


Figura 125 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista Série B.

Outro problema associado a esta série de provetes provém das poucas leituras existentes, uma vez que o ensaio foi iniciado somente no dia 30 de Novembro de 2004.

A existência de camada intermédia nesta configuração parece, pelos elementos existentes até ao momento, não acarretar diferenças substanciais para o coeficiente de fluência da ligação, ao contrário do que poderia ser esperado.

A força efectuada pela alavanca e que se encontra aplicada aos provetes é de 8,7 kN (888 kg) à qual se soma em cada um deles, o peso de todo o equipamento, incluindo os demais provetes posicionados abaixo.

Os resultados apresentados no Quadro 21 ilustram a pouca fiabilidade da estimativa baseada nos valores recolhidos nos primeiros 110 dias de ensaio. De facto, somente ao fim de 5 anos é que o valor estimado alcança o coeficiente de fluência medido após 3 meses. Esta situação repetir-se-á na análise aos resultados dos ensaios de longa duração das vigas em flexão da série equivalente a esta, conforme é detalhado no Sub-Capítulo (6.3.2.3).

Quadro 21 – Descrição dos valores de coeficiente de fluência medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para a Série B.

série	provete	valores medidos	valores estimados		
		140 dias	1 ano	5 anos	50 anos
Série B	# 1	0,346			
	# 2	0,317			
	média	0,331	0,221	0,332	0,491

6.2.2.3 Parafusos inclinados sem camada intermédia

Os resultados da Série P estão presentes na Figura 126 e detalhados no Quadro 22. O coeficiente de correlação desta série é da mesma ordem de grandeza dos anteriores.

A força efectuada pela alavanca nos provetes desta série é de 15,22 kN (1553 kg), sendo portanto a série à qual está aplicado o maior carregamento.

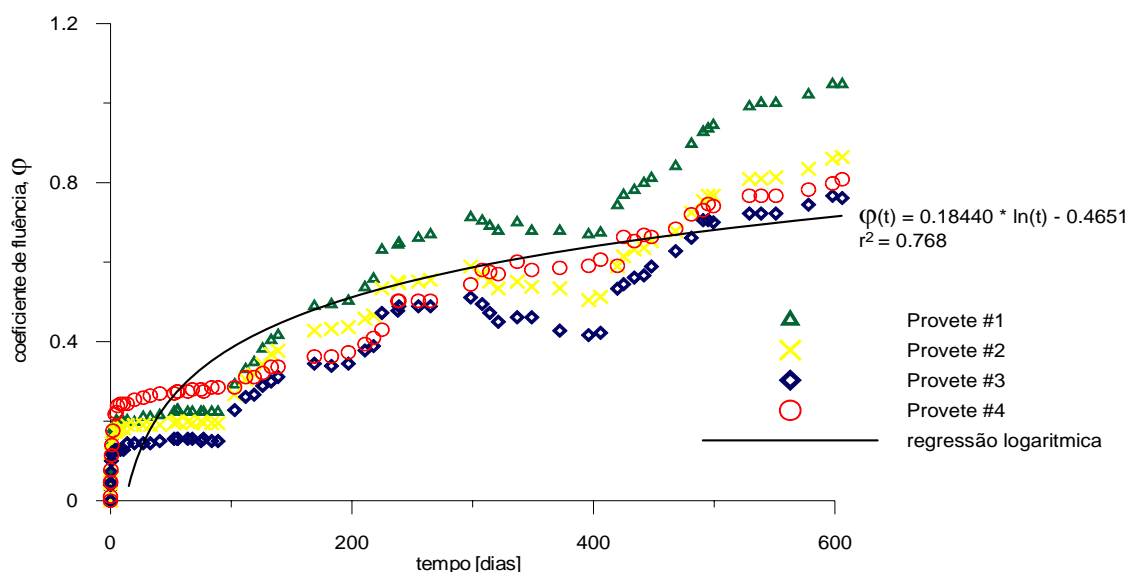


Figura 126 – Curva experimental do comportamento de fluência da ligação mista da Série P.

A Série P apresenta valores muito semelhantes, aos das Séries H e Q, inferindo-se que a disposição dos parafusos, e o que isso implica em termos das características mecânicas da ligação (particularmente a respeito da capacidade de carga), parece ter uma ligeiríssima influência no coeficiente de fluência da mesma, com diferenças inferiores a 10%.

Quadro 22 – Descrição dos valores medidos e estimados nos ensaios de corte de longa duração para a Série P.

série	proвете	valores medidos		valores estimados	
		1 ano	2 anos	5 anos	50 anos
Série P	# 1	0,678	1,047		
	# 2	0,534	0,864		
	# 3	0,428	0,761		
	# 4	0,585	0,808		
	média	0,556	0,870	0,920	1,344

6.2.3. Conclusões

Como é visível pela análise de todas as curvas apresentadas, a posição em altura do provete no dispositivo de ensaio não tem implicação no respectivo valor do coeficiente de fluência. Este facto é observável porquanto a numeração apresentada nos provetes corresponde à sua posição relativa no ensaio, identificando-se por exemplo como posição #1 o provete mais em cima.

Alguns investigadores com trabalhos similares [89, 98], utilizando o mesmo tipo de parafusos mas usando betão de massa volúmica normal e com uma camada intermédia entre 20 mm e 28 mm, estimaram o valor do coeficiente de fluência numa exposição climática de exterior. Van der Linden [98] obteve valores de coeficiente de fluência de 5,5 e 6,8 para 1200 e 18250 dias, respectivamente, enquanto Meierhofer [89] determinou um valor semelhante, de 6,4 para 20 anos.

A respeito destes valores apresentados por van der Linden e Meierhofer, deve referir-se que estes não decorrem de ensaios realizados directamente sobre provetes de ligações mistas, mas antes resultam de cálculos e simulações partindo dos resultados obtidos em vigas mistas em flexão. Este factor, devido à acção conjunta de diversos parâmetros de origens distintas, aumenta o erro associado ao respectivo resultado.

Em relação ao comportamento de longo prazo em ligações de madeira, van de Kuilen menciona num seu trabalho [153], que o coeficiente de fluência a 50 anos deverá ter um diferencial de 2 entre ambiente de exposição exterior e ambiente de exposição interior. Apesar disso, os valores apontados por esses dois investigadores continuam a ser muito

superiores ao determinado neste trabalho, o que dificilmente poderá ficar a dever-se somente à Classe do betão utilizado em cada um dos trabalhos.

Meierhofer [89] desenvolveu ainda ensaios de ligações com betão normal em ambiente controlado propondo as seguintes expressões para estimar o desenvolvimento do coeficiente de fluência ao longo do tempo: $\varphi = 0,104t^{0,268}$ para parafusos cruzados a 45° e $\varphi = 0,160t^{0,260}$ para parafusos perpendiculares ao plano de corte. Com este trabalho existe já uma plataforma comum, com a qual é possível efectuar comparações mais realistas com os resultados obtidos nesta tese envolvendo betão de agregados leves. A ligação mista estudada por aquele autor resulta então da colocação de parafusos SFS VB 48x7.5x100 cruzados e com a interposição de uma camada intermédia de 20 mm de espessura entre a madeira e o betão, com equivalência nos ensaios de longo prazo deste trabalho à Série B (6.2.2.2).

A estimativa para o coeficiente de fluência a 5 e a 50 anos é de 0,778 e de 1,442, respectivamente. Estes valores estão bastante próximos dos aqui previstos para as configurações sem camada intermédia, desviando-se significativamente da série com camada intermédia. O desvio reforça a hipótese já apresentada de que não existiram ainda medições suficientes para aferir, com maior capacidade, os resultados.

Dias, em duas publicações [40, 42] apresenta resultados obtidos numa ligação mista com ligadores tipo cavilha, materializada por varões de aço de 10 mm de diâmetro cravados igualmente em madeira de espruce. Esses ensaios são realizados nas mesmas condições higrométricas do que os ensaios apresentados nesta Tese, uma vez que se encontram montados na mesma sala. A série realizada por Dias com betão leve conduziu a uma estimativa de coeficiente de fluência a 50 anos de 1,23, bastante próxima da estimativa apresentada neste trabalho. Contudo, os resultados do coeficiente de fluência aí reportados por Dias referentes aos provetes com betão normal ($\varphi = 0,64$) e betão de alta resistência ($\varphi = 0,58$) estão claramente num nível inferior.

Um outro aspecto relevante tem a ver com o facto de os coeficientes de fluência das ligações não serem de uma ordem superior aos dos restantes componentes da viga mista. Esta situação encontra-se em contradição com o apresentado por van der Linden [98].

A limitação resultante do pouco tempo de medições existente até à data de preparação da presente Tese será ultrapassada a seu tempo, uma vez que os ensaios continuam a decorrer e o respectivo registo de escorregamentos continua a ser realizado, devendo ser publicado futuramente.

Neste capítulo, o recurso à utilização de betão leve não parece ter relevância pois com os elementos disponíveis neste momento os coeficientes de fluência são da mesma ordem de grandeza.

6.3. Ensaio de flexão de longa duração

6.3.1. Descrição do ensaio

Neste capítulo descreve-se a realização de ensaios de flexão em vigas mistas, utilizando-se configurações já testadas nas fases anteriores. Dadas as limitações de espaço, foram montados 3 pares de vigas correspondentes a outras tantas configurações, ou sejam, parafusos cruzados sem camada intermédia (Série H), parafusos cruzados com camada intermédia (Série B) e tacos colados (Série F), todas elas com o mesmo tipo de betão, da classe de resistência LC20/22 e classe de massa volumica D1,6. Da mesma forma, e à semelhança do sucedido nos ensaios das ligações, estas vigas possuem características idênticas às homólogas sujeitas a ensaios de curta duração.

As condições geométricas dos ensaios de curta duração foram aqui reproduzidas para uma carga fixa, como se pode observar na Figura 127. A força, produzida por um sistema de alavanca, é transmitida por um dispositivo rotulado unidireccionalmente, a uma barra circular de aço com 70 mm de diâmetro. Entre esta e a lâmina de betão da viga mista interpôs-se um elemento de neoprene com 10 mm de espessura. Após a preparação das massas (de betão), o braço da alavanca foi ajustado, de forma a produzir a força pretendida.

Este sistema e disposição de vigas foram desenvolvidos especialmente para este trabalho, tendo por base os constrangimentos de espaço e de orçamento e tendo em vista maximizar-se o número de vigas e ensaiar. Ao contrário de outras soluções praticadas por alguns investigadores [8, 14, 60, 89, 98], foi ainda conseguido um sistema estático de aplicação de carga idêntico ao utilizado nos ensaios de curta duração.



Figura 127 – Sistema de aplicação de carga nos ensaios de flexão de longa duração.

As medições de escorregamento no topo das vigas, bem como da flecha a meio vão, são realizadas com comparadores analógicos tipo Mitotoyo, que possuem uma precisão de 0,001 mm. Contudo, devido aos valores previstos para a flecha elástica de curto prazo, durante as primeiras horas de carregamento recorreu-se a um LVDT de sinal digital, com maior curso de deformação e precisão idêntica.

A Figura 128 permite elucidar sobre a disposição dos comparadores na medição das deformações da viga mista. Como é possível observar, a flecha na viga mista é medida em ambas as faces da viga, de forma a acautelar a possibilidade de torção.



Figura 128 – Medição de deformações na viga mista em ensaio de flexão de longa duração.

Outra diferença relativamente a trabalhos anteriores sobre esta matéria [8, 14, 60, 89, 98] é o facto destes ensaios estarem a ser realizados sob condições de temperatura e humidade controladas ($20 \pm 2^\circ\text{C}$ e $65 \pm 5\%$, respectivamente). Esta situação, que já foi referida no sub-capítulo (6.2.1), conduz a uma maior facilidade na análise de resultados, anulando-se os efeitos provocados pela variação da temperatura e teor de água nos elementos de madeira e betão.

6.3.2. Apresentação e discussão de resultados

6.3.2.1 Tacos

Os resultados apresentados neste Sub-Capítulo dizem respeito às vigas mistas da Série F e encontram-se ilustrados na Figura 129 e na Figura 130, onde ressalta o facto dos ensaios terem durações inferiores a uma semana. Esta situação decorreu da rotura prematura da ligação mista, a qual, por inspecção visual às vigas e pela análise ao escorregamento medido nos topos (Figura 131 e Figura 132), se conclui ter sucedido por rotura da ligação mista madeira-betão.

Mais concretamente, verificou-se a rotura da colagem entre o taco e a viga, facto este que não tinha ocorrido nos ensaios de curta duração.

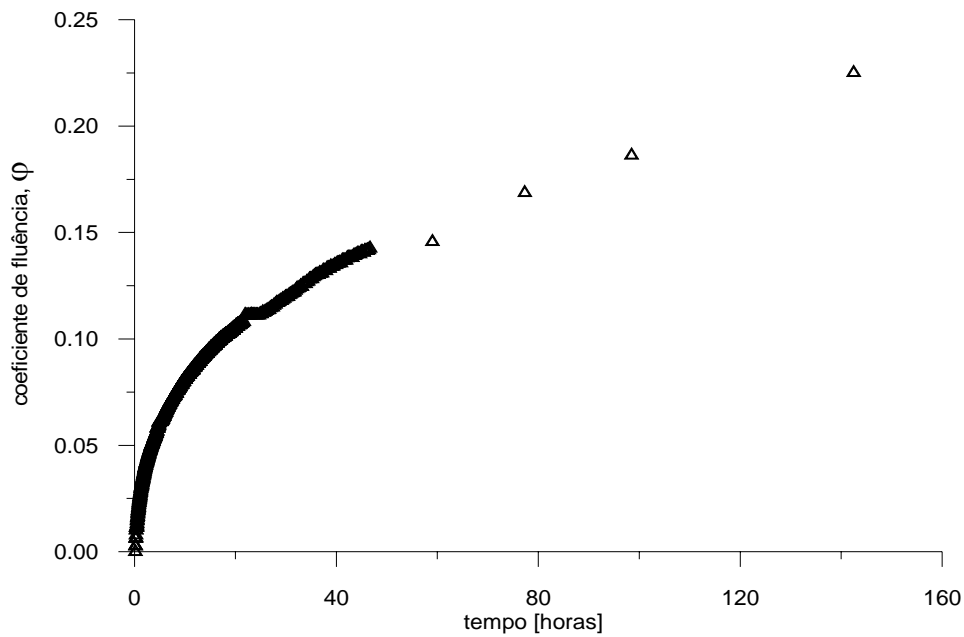


Figura 129 – Curva experimental do coeficiente de fluência da viga mista F21.

Assim, não foi possível a análise do comportamento de fluência da viga mista com este tipo de solução para a ligação mista. A resolução da deficiência detectada não se enquadrou no desenvolvimento deste trabalho, estando contudo programada no âmbito de um projecto de investigação, financiado pela FCT [113] para ser executado até 2008.

Este resultado conduziu à suspensão dos ensaios de longa duração de ligações mistas de tacos, inicialmente previstos.

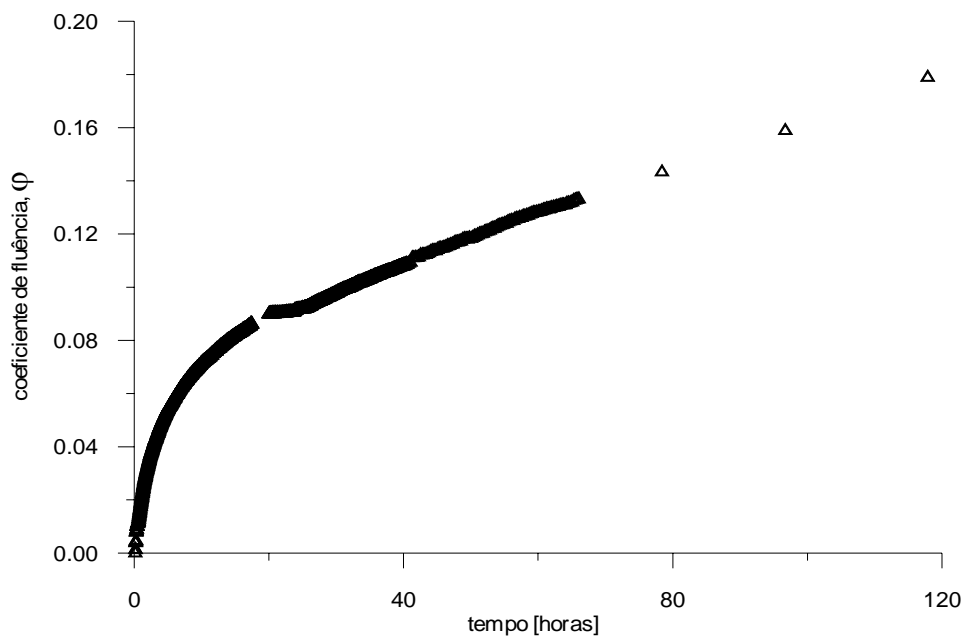


Figura 130 – Curva experimental do coeficiente de fluência da viga mista F38.

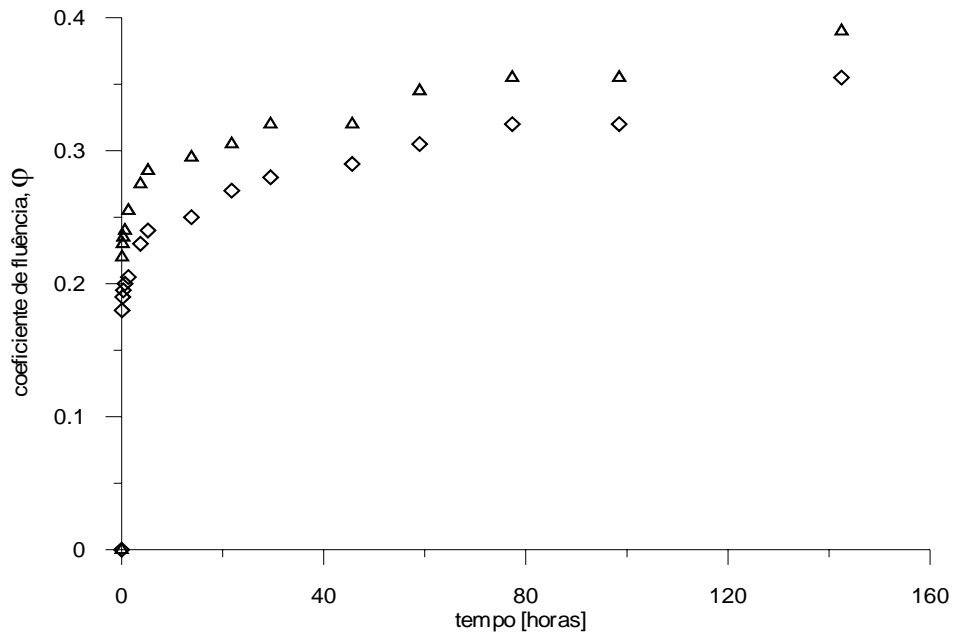


Figura 131 – Curva experimental do escorregamento em cada topo da viga mista F21.

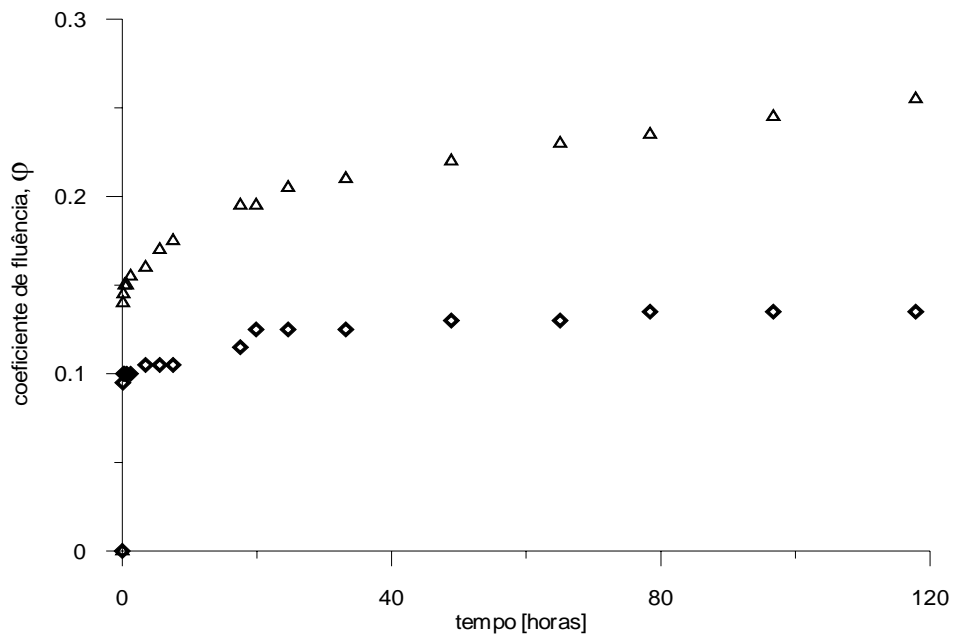


Figura 132 – Curva experimental do escorregamento em cada topo da viga mista F38.

Não obstante as dificuldades de execução já enunciadas, é possível encontrar resultados de ensaios de corte de longa duração sobre ligações mistas de tacos, usando betões de massa volúmica normal [42]. Os resultados aí referidos apontam para valores de coeficiente de fluência da ligação por tacos de cerca de 1,4, constatando-se valores

muito semelhantes aos obtidos neste trabalho (capítulo anterior) para a ligação por parafusos.

6.3.2.2 Parafusos cruzados sem camada intermédia

Ao contrário do que aconteceu em ensaios de longa duração de vigas com ligação por tacos, para os resultados apresentados neste ponto e no seguinte, foi possível recolher leituras durante 300 dias, prosseguindo ainda os ensaios. Estas são analisadas à luz dos resultados obtidos nos ensaios de corte de longa duração correspondentes.

Como foi referido no final do Sub-Capítulo (6.1), os resultados serão interpretados em confronto com as modelações de comportamento diferido de estruturas mistas madeira-betão propostos por Shänzlin [131].

Na Figura 133 e na Figura 134 são apresentadas as curvas de desenvolvimento do coeficiente de fluência da viga mista em referência aos valores medidos, aos valores previstos pelo modelo numérico de cálculo designado por *proHBV* [87, 131] e aos valores obtidos por via da extensão do método simplificado do Eurocódigo 5 [87, 131]. Este último foi ainda modificado para considerar a ausência de retração no betão. A tracejado representa-se também o coeficiente de fluência atingido ao fim de 50 anos, considerando a metodologia de cálculo do EC5.

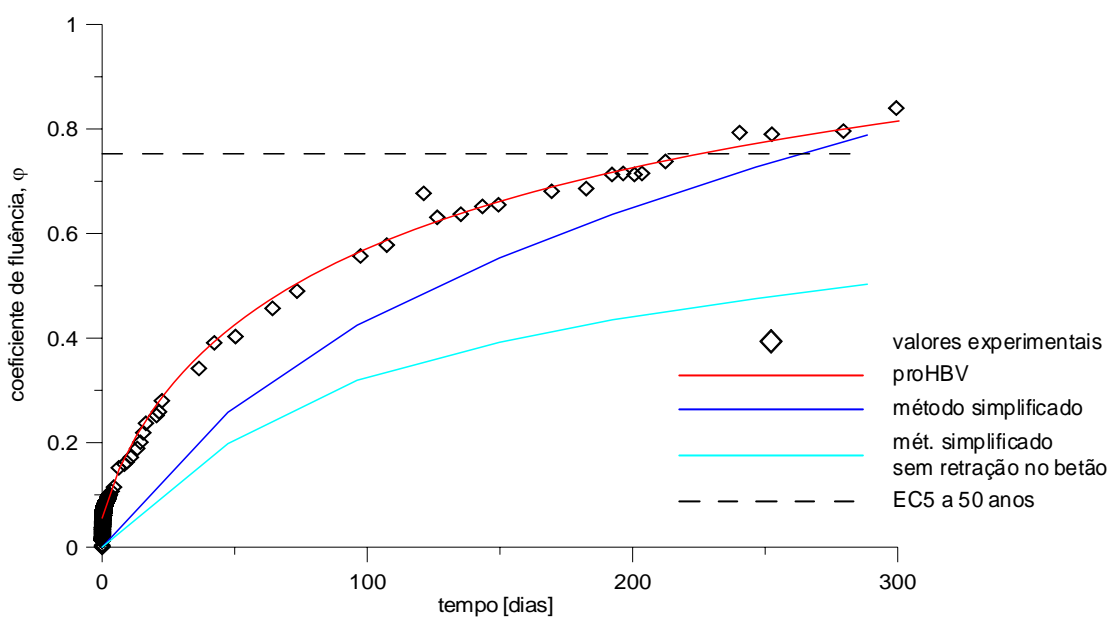


Figura 133 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga H4, juntamente com a previsão obtida nos diversos modelos.

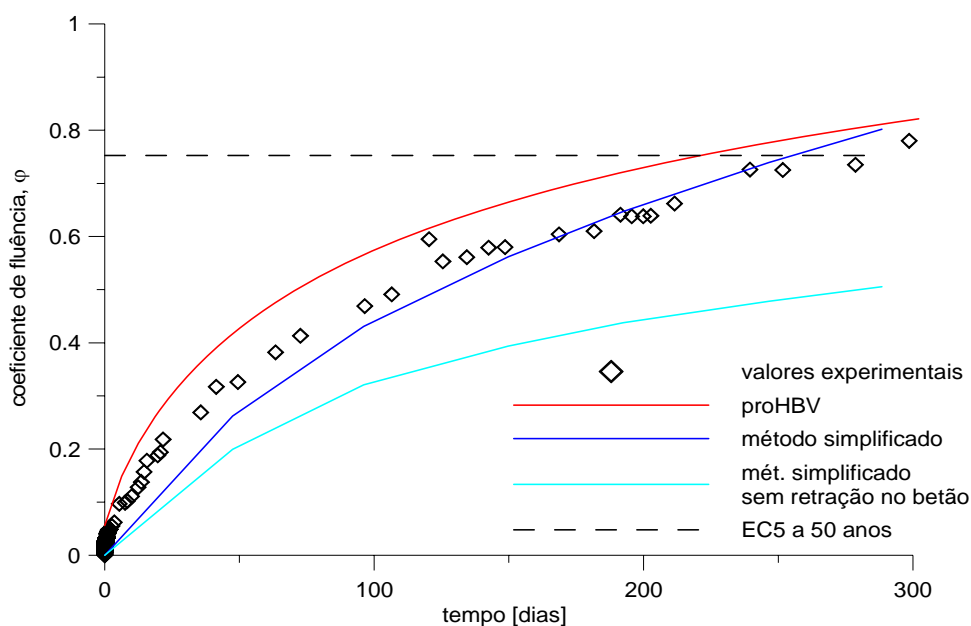


Figura 134 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga H10, juntamente com a previsão obtida nos diversos modelos.

Os resultados da Figura 133 exibem uma excelente capacidade de aproximação com a previsão resultante da implementação do modelo numérico *proHVB*, tendo para tal sido utilizados os resultados indicados na Figura 122, respeitantes ao coeficiente de fluência da ligação utilizada nesta viga mista.

O método simplificado conduz igualmente, ao fim de aproximadamente 300 dias, a um resultado muito semelhante ao medido no ensaio, embora neste momento esteja em dúvida se ele vai divergir ou acompanhar o curso dos resultados experimentais.

Contudo, o resultado mais interessante está relacionado com a importância da retração do betão, pois ao fim de 300 dias de ensaio, os cálculos indicam que os efeitos da retração do betão correspondem a cerca de $\frac{1}{3}$ da deformação diferida. Isto contribui, em larga medida, para o desfasamento dos cálculos efectuados com base no Eurocódigo, os quais, como foi já referido anteriormente, não incorporam os efeitos da retração no betão.

Na Viga H10, cujos resultados são apresentados na Figura 134, a concordância entre os dois modelos de previsão do comportamento diferido das vigas mistas, desenvolvidos por Shänzlin, e a realidade observada no ensaio, continua a ser bastante satisfatória. Confirma-se a importância da retração do betão e a subavaliação do valor das

deformações diferidas através Eurocódigo 5. Em consequência, o valor das deformações da viga, passados menos de 10 meses sobre o início do ensaio, ultrapassam já as previsões do EC5 para 50 anos.

6.3.2.3 Parafusos cruzados com camada intermédia

Para a análise dos resultados das vigas com camada intermédia, recorre-se aos resultados já expostos para os provetes de ensaio de corte de longa duração. Todavia, estes dizem respeito a um período pouco alargado de tempo, inferior a 4 meses, e por esse facto vão condicionar de alguma forma a qualidade da análise que poderia ser efectuada, nomeadamente na utilização do modelo numérico.

Apesar das limitações enunciadas, os resultados expressos na Figura 135 e na Figura 136 suportam igualmente a análise já efectuada no ponto anterior para as Vigas H4 e H10. Existe aqui uma tendência clara de agravamento da importância da retração do betão e, curiosamente, também a previsão pelo Eurocódigo 5 das deformações da viga mista ao fim de 50 anos igualam os valores observados no ensaio ao fim de menos de 1 ano.

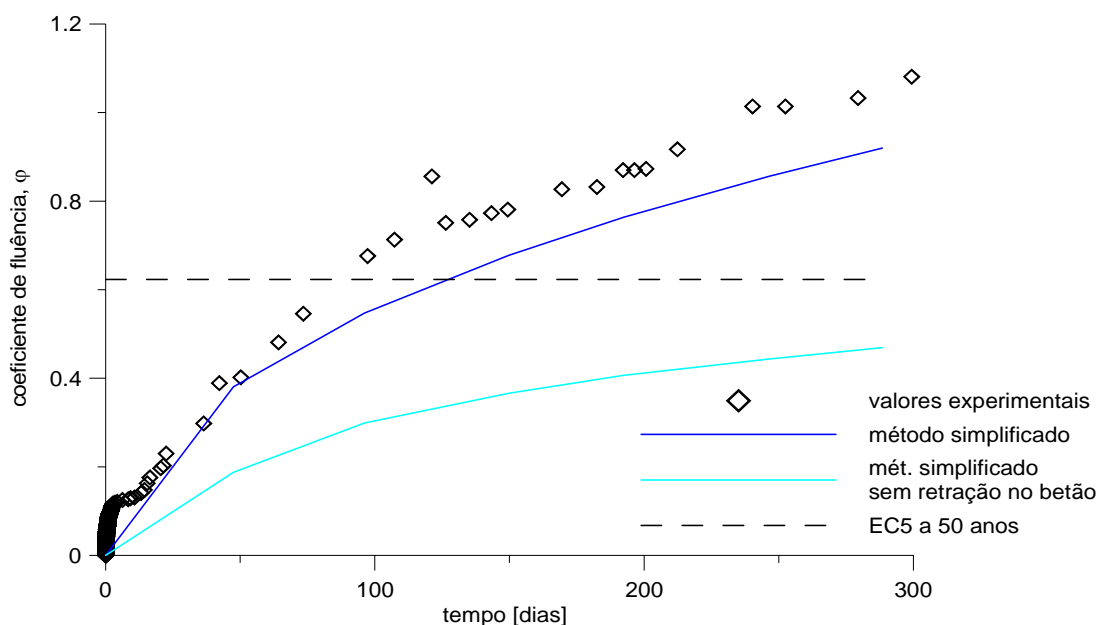


Figura 135 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga B40, juntamente com a previsão obtida pelos diversos modelos.

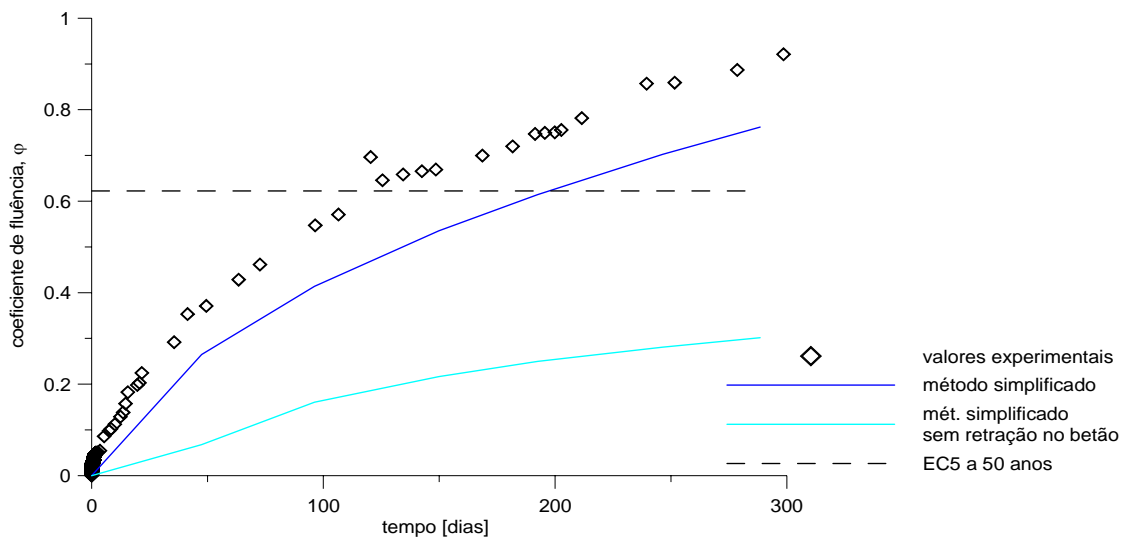


Figura 136 – Curva experimental do coeficiente de fluência da Viga B37, juntamente com a previsão obtida pelos diversos modelos.

A continuação do ensaio permitirá seguramente clarificar estas situações, tanto mais que os resultados das próprias vigas não indiciam actualmente uma tendência para a diminuição acentuada do gradiente de crescimento do coeficiente de fluência global da viga mista.

6.3.3. Conclusões

O coeficiente de fluência global da viga mista em flexão depende, como se viu, das características particulares de cada viga mista, nomeadamente das suas dimensões e das propriedades de elasticidade de cada um dos seus componentes. Desta forma, os coeficientes de fluência retirados dos ensaios de longa duração sobre vigas mistas em flexão não podem ser generalizados para qualquer tipo de viga mista madeira-betão.

Através de uma análise paramétrica, observou-se que para um leque bastante alargado de características de pavimentos mistos, o coeficiente de fluência deveria oscilar entre 1,5 e 4,5, para a utilização de betão normal, conforme se encontra descrito em [87]. Os parâmetros mais relevantes, a este propósito, a extrapolação dos resultados obtidos nos primeiros 300 dias de ensaio, conduz a valores de coeficiente de fluência de 1,8 nas vigas da Série H e 2,1 a 2,3 na Série B, valores inferiores aos conhecidos para lajes mistas de betão com massa volúmica normal. A utilização de betão de agregados leves apresenta aqui uma vantagem, pela diminuição das deformações diferidas em comparação com betão normal.

A determinação de um coeficiente de fluência global a partir destes ensaios de longa duração sobre vigas mistas é ainda afectada pelo facto de coexistirem outros factores, como sejam a retracção do betão e as variações higrométricas da madeira, as quais não são monitorizadas individualmente, pelo que os seus efeitos se encontram englobados no resultado final.

A retracção do betão leve é quantificada pelo Eurocódigo 2 como sendo 20% a 50% superior à de um betão de massa volúmica normal com a mesma resistência à compressão. Por esta razão, este parâmetro foi alvo de tratamento particular, tendo sido determinada a sua importância por via das modelações analíticas descritas em (6.1). Os resultados obtidos comprovam de facto uma influência importante da retracção, responsável por cerca de $\frac{1}{3}$ das deformações diferidas ao fim dos 300 dias de ensaio. Esta informação parece não estar de acordo com algumas conclusões referidas por Fragiaco [60], onde se estabelece um limite de 15% para as deformações diferidas por efeito da retracção do betão.

O outro fenómeno que concorre paralelamente com a fluência dos materiais componentes do sistema misto está relacionado com os efeitos das variações higrométricas da madeira. À semelhança do que sucedeu com a retracção, este efeito não foi medido experimentalmente. Contudo, foi possível verificar que existe um desvio de 1 a 2% entre o teor de água da madeira no início do ensaio e o teor de água de equilíbrio para condições existentes na sala climatizada.

Esta situação poderá ter acontecido nas primeiras semanas do ensaio, até ser atingido o teor de água de equilíbrio, tendo como consequência uma diminuição das deformações. Isto é, o efeito da retracção da madeira, fruto da diminuição do teor de água, compensa a retracção do betão e actua em sentido contrário ao da fluência dos componentes da viga mista.

A aplicação dos modelos de comportamento desenvolvidos por Shänzlin [131] permite uma análise crítica dos resultados dos ensaios de corte de longa duração, como ficou demonstrado em especial nas vigas com ligação por parafusos e sem camada intermédia, com a excelente correlação entre os resultados experimentais e ambos os modelos de comportamento. Espera-se que futuramente, com a continuação dos ensaios de fluência das vigas e das ligações, venha a ser possível uma aferição mais exaustiva e segura dos respectivos resultados.

Simulações efectuadas por van der Linden, indicaram que o modelo mais simples de previsão do comportamento a longo prazo das estruturas mistas, preconizado pelo EC5, descreve com boa aproximação os efeitos diferidos. Todavia, os resultados aqui expressos não confirmam essa conclusão, uma vez que a previsão de fluência obtida pelo EC5 foi atingida experimentalmente ao fim de menos de meio ano em todas as vigas. Esta situação pode ficar a dever-se à importância dos efeitos da retracção do betão leve, os quais têm uma quota de mais de $\frac{1}{3}$ das deformações diferidas da viga mista.

7. Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1. Aspectos gerais

Com a concretização do programa de trabalhos estabelecido no âmbito desta tese pretendia-se identificar o potencial e as condições de utilização de betões leves em estruturas mistas madeira-betão. Este tópico de investigação foi, aliás, sugerido explicitamente numa tese anterior [98] e referido por outros autores confrontando-se com o seu potencial interesse e a inexistência de investigação neste tópico [52, 60, 131, 151].

Procurando colocar toda a ênfase do trabalho na utilização de betão leve estrutural, foram efectuados estudos de composições, procurando encontrar duas, uma que maximizasse a resistência à compressão do betão e outra que minimizasse a massa volúmica. Em resultado, foram fabricadas duas qualidades de betão, tipificadas pelas suas classes de resistência e classes de massa volúmica, como LC 20/22 com D1,6 e LC12/13 com D1,4. Todas as configurações de ligação e viga mista ensaiadas, foram fabricadas com ambos os tipos de betão.

Como sùmula do trabalho realizado, foi possível determinar as características mecânicas de vários tipos de ligação mista (com parafusos, com tacos colados e com placas denteadas) ao nível da sua resistência, rigidez e capacidade de deformação. Considerando ainda várias combinações de configuração (com ou sem camada intermédia entre a madeira e o betão) e disposição dos parafusos (cruzados ou paralelos), foi recolhida de forma exaustiva informação sobre o comportamento de algumas ligações típicas madeira-betão.

A adequação dos modelos de análise global de estruturas mistas madeira-betão para acções de curta ou de longa duração, foi também estudada em ensaios de flexão de vigas à escala real. O seu comportamento diferido foi alvo de especial atenção, tendo os coeficientes de fluência obtidos, bem como o registo de deformações ao longo de vários meses, permitido avanços importantes no conhecimento do desempenho deste tipo de sistema.

O resumo das conclusões e as recomendações para investigações futuras são apresentados a seguir.

7.2. Conclusões

O trabalho desenvolvido nesta Tese permite considerar a utilização de betão de agregados leves em estruturas mistas madeira-betão como uma opção válida, em alternativa à preconização de betão de massa volúmica normal. Não obstante a necessidade de algumas considerações particulares no dimensionamento e concepção da estrutura, os maiores recursos devem ser afectos ao domínio tecnológico na produção de betão de agregados leves e ao controlo dos respectivos custos, por forma a se tornar financeiramente mais competitivo e tecnicamente mais acessível ao consumidor final.

Os ensaios realizados sobre ligações mistas mostram que não existe perda significativa das propriedades mecânicas relativamente a resultados em ligações homólogas com betão normal, existindo inclusive situações com algum ganho.

A influência do tipo de betão leve não foi visível através dos betões considerados neste trabalho, muito embora as suas propriedades se coloquem no limite superior do que será tecnicamente viável executar com o agregado de LECA, em termos de betão estrutural.

Efectivamente, o exemplo do betão referido no sub-capítulo 4.4.2.1 utilizado por Selle [52, 142, 134] apresentando um excelente rácio de eficiência (massa volúmica / resistência à compressão) consegue evidenciar que o agregado leve de argila expandida, LECA[®] fica aquém do que é tecnologicamente possível fabricar com outros agregados leves para betão estrutural. Este facto deve-se às propriedades físicas e mecânicas dos agregados de LECA[®] que não possibilitam o fabrico de betões mais eficientes.

Os estudos de composição efectuados demonstraram ser possível o fabrico de betão leve estrutural com agregado de LECA com massa volúmica na classe D1,4 correspondendo-lhe a classe de resistência LC12/13 (ou em algumas situações a classe LC16/18), assim como betão da classe de resistência LC20/22 pertencente à classe de massa volúmica D1,6. De qualquer modo, estes valores configuram prestações muito interessantes para aplicações estruturais, desde a pré-fabricação de elementos de betão armado ou pré-esforçado, a soluções de reforço e reabilitação estrutural, tirando partido do potencial de diminuição do peso próprio dos elementos estruturais.

A respeito da influência da classe do betão leve no desempenho das estruturas mistas madeira-betão, não obstante os ensaios de corte nas ligações mistas não terem sido suficientemente conclusivos, a realização de ensaios de flexão mostra existir alguma diferença. Contudo, os ganhos observados na resistência da viga mista são inferiores a

5%. Somente nas configurações com camada intermédia e nas vigas com betão de resistência inferior parecem existir alguns problemas, presenciando-se aí uma quebra pontual da capacidade de carga da viga mista, após atingir o valor máximo de carga.

Na comparação com betão normal, os resultados dos ensaios de corte sobre ligações mostram diferenças mais nítidas. Nas séries sem camada intermédia, a resistência baixa entre 25 e 30% com a adopção de betão leve. Porém, essa diferença anula-se com a presença de camada intermédia. Relativamente ao módulo de escorregamento, ocorre a situação inversa, atingindo-se com a utilização de betão leve um ganho acima dos 30% nas séries com camada intermédia.

A última conclusão é particularmente interessante para a utilização de betão leve em estruturas mistas madeira-betão em edifícios, porquanto, como foi explicado anteriormente, será precisamente em reabilitação e reforço de estruturas antigas que mais directamente se enquadra a opção pelo betão leve.

A influência da camada intermédia nas vigas e nas ligações, foi outro dos factores analisados neste trabalho, não se tendo confirmado as tendências verificadas no passado para betão de massa volúmica normal.

Em termos de capacidade de carga, a introdução da camada intermédia não pareceu influenciar negativamente a ligação, contrariando a experiência existente com ligações em betão normal. Todavia, existe um acréscimo claro e bastante benéfico na capacidade de deformação após a carga máxima na ligação, o que se repercute também numa elevada ductilidade da viga mista nestas condições.

Relativamente ao módulo de escorregamento, a introdução de uma camada intermédia entre a madeira e o betão repercute-se na diminuição da rigidez da ligação mista, em geral com valor não superior a 30%. Porém, este valor apresenta-se inferior aos conhecidos com a utilização de betão normal, que oscilam em torno de 50%.

As ligações por tacos comprovaram algumas das expectativas iniciais relativas às elevadas prestações mecânicas, registando-se, por exemplo, valores superiores ao dobro dos atingidos pelas ligações com parafusos. Com este tipo de ligação, o comportamento à flexão das vigas mistas revelou-se praticamente de interacção total, perspectivando-se que assim possa ser considerado para efeitos de análise em casos correntes de projecto. A utilização de betão leve neste tipo de ligação, impõe somente uma espessura mínima de taco, de forma a evitar um esmagamento localizado na superfície de contacto

madeira-betão. Porém, no âmbito deste trabalho, não foi possível debelar um problema associado à eficácia da colagem entre o taco e a viga de madeira, o qual terá impedido a realização de análises mais esclarecedoras quanto ao modelo de comportamento deste tipo de ligação. Esta tarefa está já enquadrada num projecto de investigação suportado pela FCT [113].

Os ensaios de fluência, muito embora não possuam ainda uma duração significativa, sublinham já algumas das diferenças expectáveis antes do início do trabalho, dando conta de coeficientes de fluência na viga mista de uma ordem inferior aos previstos com betão normal.

Para as vigas mistas ensaiadas aqui, a previsão assente nos resultados existentes até este momento, aponta para um coeficiente de fluência de 1,8 para a configuração sem camada intermédia utilizando parafusos cruzados como ligação, aumentando ligeiramente na configuração homóloga com camada intermédia, para cerca de 2,3. Pese embora, como foi referido anteriormente nesta tese, estes valores não devam ser extrapolados para outras secções transversais ou outros vãos, fica no entanto essa ideia de que estes são inferiores aos obtidos com betão normal.

A obtenção de coeficientes de fluência utilizando betão leve, inferiores aos previstos adoptando betão de massa volúmica normal, representa um benefício importante e muitas vezes decisivo neste tipo de estruturas. Para além disto, sabe-se, por experiência de projecto, que o dimensionamento é regra geral condicionado pelas condições de longo prazo e habitualmente em estados limite de utilização.

Contudo, emerge também outro problema, associado aos efeitos da retracção do betão. De facto, esta assume uma importância significativa no comportamento diferido da estrutura mista madeira-betão. Ao contrário do referido por alguns autores para a utilização de betão normal, o efeito da retracção do betão na estrutura mista tem de ser considerado quando se adopta betão leve, tendo-se determinado que cerca de $\frac{1}{3}$ das deformações diferidas provêm precisamente da retracção. Em face disto, a metodologia proposta no Eurocódigo 5 com base directamente no Método do Módulo Efectivo, não se mostra do lado da segurança, uma vez que as deformações reais ultrapassam o valor total (a 50 anos) previsto pelo Eurocódigo 5, logo após menos de 1 ano. Esta informação deverá contudo ser comprovada com a continuidade da monitorização dos ensaios de longo prazo a decorrer, tendo em vista contar com um período mais longo de ensaio.

Quanto ao efeito de acções de curta duração, com base nos resultados atingidos pelos ensaios de flexão, foi possível comprovar que a metodologia de análise global de estruturas mistas madeira-betão, proposta no Anexo B da Parte 1 do Eurocódigo 5, se adequa devidamente à análise deste tipo de estruturas.

Pela experiência obtida na análise aos resultados dos ensaios de corte realizados, parecem existir razões para se considerar que o *setup* usual para a realização de ensaios para caracterização de ligações mistas madeira-betão deverá ser melhorado. Apesar de haver alguma tradição neste tipo de ensaio, talvez se devesse evoluir no sentido de ensaios de corte simples. Esta situação prende-se com a verificação de que, após a cedência de uma das ligações, as deformações introduzidas poderão comprometer as medições efectuadas a partir de então. Esta situação decorre da rotação do provete, consequência da rotura localizada ou cedência mais pronunciada em uma das faces do provete, deixando de existir simetria.

A norma EN 26891 (ISO 6891) [31] não contempla no plano de carga e respectivos registos, medições para além da carga máxima. Este facto parece ser altamente limitador, uma vez que se pode concluir, também neste trabalho, que a ductilidade da ligação é um aspecto altamente relevante no desempenho global do sistema. Aliás, a ductilidade das ligações madeira-madeira não tem qualquer referência no Eurocódigo 5. Pelo contrário, por exemplo o Regulamento Suíço de estruturas de madeira (SIA 164), conforme citado em [112], apresenta uma metodologia de quantificação da ductilidade de ligações madeira-madeira.

A ductilidade de ligações, entendida como a capacidade de deformação da ligação até à perda total da capacidade de carga, ou até ao ponto de tangente vertical no diagrama de força-escorregamento, mostrou-se, nos ensaios de flexão, como podendo constituir um factor determinante para um acréscimo directo da capacidade de carga da viga mista. As vigas em que as ligações tenham maior capacidade de deformação para além da carga máxima, conseguem também elas aumentar a sua capacidade de carga em função dessa característica da ligação.

Para além deste aumento de resistência da viga mista, outro elemento de grande relevo é a grande capacidade de deformação da viga mista em fase não-linear. Este comportamento ocorre para além do limite de dimensionamento em estados limite últimos e por si só não eleva o factor de segurança da estrutura. O coeficiente de segurança da estrutura, entendido como o quociente entre a resistência obtida na viga

mista real por ensaio sobre o valor estimado e determinado pelos modelos cálculo, não sofre influência da ductilidade da estrutura. Todavia, apesar de poder não existir aumento da resistência da viga, a existência de um comportamento dúctil proporciona uma maior reserva de resistência da estrutura. No projecto de estruturas em geral, é reconhecida a grande importância deste aspecto, ressaltando a conclusão da capacidade do betão estrutural de agregados leves para aplicação em estruturas mistas madeira-betão, sem perda de desempenho.

7.3. Desenvolvimentos futuros

A experiência obtida pela realização desta Tese permite apontar 3 direcções: identificação e desenvolvimento de novas aplicações, estudo do comportamento de estruturas mistas madeira-betão face a acções extremas e o desenvolvimento de metodologias de análise e dimensionamento que possibilitem a substituição dos métodos experimentais e alcancem o aproveitamento total das características dos diversos componentes do sistema.

As barreiras acústicas, como solução para atenuação de ruído, constituem hoje em dia, nomeadamente em infra-estruturas rodoviárias e ferroviárias, um elemento de extrema importância, atendendo aos estudos de impacte ambiental que assim o obrigam aquando da proximidade de populações. Para esse efeito são conhecidas soluções recorrendo aos habituais materiais de construção, betão, madeira e aço. Uma solução baseada no sistema de estruturas mistas madeira-betão, recolhe um conjunto de vantagens ao nível funcional e construtivo. A adaptação deste sistema estrutural à pré-fabricação, a oportunidade de aligeirar significativamente esses elementos, a possibilidade de realizar vãos superiores aos usuais neste tipo de construção e o aproveitamento da rugosidade superficial das peças com betão leve para absorção do ruído, são algumas das vantagens da aplicação desta técnica e em particular para a adopção de betão leve na construção de barreiras acústicas.

Como foi referido anteriormente, esta Tese não versou os aspectos da identificação dinâmica e respectiva análise deste tipo de estruturas, sendo conhecidos apenas alguns trabalhos nesta área. Esta será seguramente uma matéria com grande necessidade de investigação, tratando-se, inclusivamente, de um aspecto decisivo no conforto da utilização deste tipo de estrutura.

A inversão de sentido na direcção do esforço a que estão sujeitas as ligações nas estruturas mistas madeira-betão, não é, em geral, tido em conta na avaliação do seu comportamento. Todavia, esta circunstância está presente na estrutura em serviço, mesmo não sendo considerada na definição de acções nos regulamentos. Uma carga aplicada numa estrutura, ao mudar de posição (num pavimento ou no tabuleiro de uma ponte), implica necessariamente a inversão do sentido dos esforços de escorregamento. Assim, a análise da resposta da ligação mista a esta situação de carga, juntamente com a repetitividade da acção (acção cíclica) em condições ou não de fadiga, gera então um tópico novo para investigação.

Finalmente, e em face da inexistência nos regulamentos e na literatura da especialidade de metodologias para a previsão do comportamento da generalidade das tipologias de ligações mistas, a investigação experimental, conforme se encontra aliás reflectido no próprio Eurocódigo 5, continua a ser uma área de interesse, paralelamente à natural procura de aperfeiçoamento de novas soluções de ligações mistas e optimização das existentes.

8. Referências

- [1] ACI. *Guide for structural lightweight aggregate concrete* (ACI 213R-87). ACI Manual of concrete practice. Part 1. 1997.
- [2] ACI. Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete (ACI 211.2.91). ACI Manual of concrete practice. Part 1. 1997.
- [3] Ballerini, M., Piazza, M., *Connectori di calcestruzzo per strutture composte legno-calcestruzzo. Indagine sperimentale*. 5th Holzbau Workshop on Composite Structures. Salerno. Italy. November. 2002.
- [4] Bathon, L., Clouston, P., *Experimental and numerical results on semi prestressed wood-concrete composite floor systems for long span applications*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2004. Lahti, Finland. pp. 339-344.
- [5] Bathon, L., Graf, M., *A continuous wood-concrete-composite system*. Proceedings of the 7th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2002. Whistler, Canadá.
- [6] Bazant, Z., Becq-Giraudon, E., *Effects of Size and Slenderness on Ductility of Fracturing Structures*. Journal of Engineering Mechanics. Vol. 125, n.º 3. 1999. pg. 331-339.
- [7] Bejtka, I., Blass, H., *Joints with inclined screws*. CIB W18 Meeting 35th. Kyoto. Japan. September 2002.
- [8] Blass, H., Ehlbeck, J., Linden, M., Schlager, M., *Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine Abteilung Ingenieurholzbau*. Universität Fridericiana Karlsruhe. 1995.
- [9] Blass, H., et al., STEP 1 - Timber engineering. Basis of design, material properties, structural components and joints. Centrum Hout. The Netherlands. 1995.
- [10] Blass, H., et al., STEP 2 - Timber engineering. Design, details and structural systems. Centrum Hout. The Netherlands. 1995.
- [11] Branco, J., Cruz, P., *Propriedades de sistemas de ligação em lajes mistas madeira-betão*. Congresso Nacional Betão Estrutural 2002. LNEC. Lisboa. 2002.

- [12] Brunner, M., *Development of glued timber-concrete-composite structural elements*. SEREUROPE. Project no. C02.0090. Bern. Switzerland. 2003.
- [13] Brunner, M., Gerber, C., *Composite decks of concrete glued to timber*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [14] Ceccotti, A., *Composite timber-concrete composite structures*. Progress in Structural Engineering and Materials. 4:264-275. 2002.
- [15] Ceccotti, A., Fragiacomio, M., Gutkowski, R., On the design of timber-concrete composite beams according to the new versions of Eurocode 5. CIB W18 Meeting. Kyoto. 2002.
- [16] Ceccotti, A., *Timber-concrete composite structures*. STEP-Timber Engineering 2, Almere Centrum Hout: 1994: E13/1–E13/12.
- [17] CEMBUREAU. *Constructions en béton léger*. Association Européenne du Ciment. 1974.
- [18] CEN, EN 338. Structural timber – Strength classes. 2003.
- [19] CEN, EN 380. Timber Structures – Test methods – General principles for static load testing. 1993.
- [20] CEN. EN 384. Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density. 2004.
- [21] CEN. EN 408. Timber Structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties. 1995.
- [22] CEN. EN 912. Timber fasteners. Specifications for connectors for timber. 1999.
- [23] CEN. prEN 1193. Timber structures – Structural and glued laminated timber – Determination of additional physical and mechanical properties. 1995.
- [24] CEN. EN 1382. Timber structures. Test methods. Withdrawal capacity of timber fasteners. 1999.
- [25] CEN. EN 1383. Timber structures. Test methods. Pull through resistance of timber fasteners. 1999.
- [26] CEN, EN 1990. Eurocode. Basis of structural design. 2002.

- [27] CEN, EN 1991-1-1 – Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings. 2002.
- [28] CEN, EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules for buildings. 2004.
- [29] CEN. EN 1995. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. 2004.
- [30] CEN. EN 1995-2. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges. 2004.
- [31] CEN, EN 26891 (ISO 6891: 1983). Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – General principles for determination of strength and deformation characteristics. 1994.
- [32] CEN, EN 28970. Timber structures – Testing joints made with mechanical fasteners – Requirements for wood density. 1991
- [33] Clouston, P., Civjan, S., Bathon, L., Experimental behaviour of a continuous metal connector for a wood-concrete composite system. *Forest Product Journal*. 56(6): 76-84. 2004.
- [34] Cone, C., *A composite timber-concrete bridge*. Forest Research Institute Technical Paper No. 34. New Zealand Forest Service. 1970.
- [35] Coutinho, A., *Fabrico e propriedades do betão*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Vol. 2. Lisboa. 1988.
- [36] Davids, W., Nonlinear analysis of FRP-glulam-concrete beams with partial composite action. *ASCE J. Struct. Engineering* 127(8):967-971. 2001.
- [37] Deutsches Institut für Bautechnik. *SFS Holz-Beton-Verbundsystem (Z-9.1-342)*. Outubro 2003.
- [38] Deutsches Institut für Bautechnik. *Timco Holz-Beton-Verbundsystem (Z-9.1-445)*. Agosto 2000.
- [39] Dias, A., Cruz, H., Lopes, S., Kuilen, J., *Experimental shear-friction tests on dowel type fasteners timber-concrete joints*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. Lahti. Finland. 2004. Vol. III, pp. 305-316.

- [40] Dias, A., *Ensaaios de longa duração em ligações madeira-betão realizadas com cavilhas*. CIMAD'04 – A Madeira na Construção, 1º Congresso Ibérico. Guimarães, 2004.
- [41] Dias, A., *Estruturas Mistas Madeira-Betão*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Coimbra, Coimbra, Portugal, 1999.
- [42] Dias, A., *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*. PhD Thesis. Delft University Press. 2005.
- [43] Dias, A., van der Kuilen, J., Cruz, H., *Mechanical properties of timber-concrete joints made with steel dowels*. CIB W18 Meeting 36th. Colorado – USA. 2003.
- [44] ESCSI, *Building bridges and marine structures with structural lightweight aggregate concrete*. Expanded Shale, Clay and Slate Institute. EUA. 2001.
- [45] Eurolightcon, *Definitions and international consensus report*. Project BE96-3942/R1. 1992.
- [46] Eurolightcon, *LWAC materials properties – State of the art*. Project BE96-3942/R2. 1998.
- [47] Eurolightcon, *Pumping of LWAC based on expanded clay in Europe*. Project BE96-3942/R11. 2000.
- [48] Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., *Shear connection nonlinearity and deflection of steel-concrete composite beam: a simplified method*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 1, Jan. 03. ASCE. pp. 12-20.
- [49] Faust, T., *Supplements to MC90 for lightweight aggregate concrete*. LACER n.4. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. Leipzig University. 1999. pp. 75-84.
- [50] Faust, T., Beck, M., *Pore structure of different LWAs*. LACER n.4. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. Leipzig University. 1999. pp. 123-165.
- [51] Faust, T., *Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau*. Ernst & Sohn. 2002.
- [52] Faust, T., Selle, R., *Properties of composite joints of timber-LWAC composite structures*. Leipzig Annual Civil Engineering Report, LACER n° 4. 1999.
- [53] FIB, *Lightweight aggregate concrete – Codes and standards*. CEB-FIB Bulletin 4. 1999.

- [54] FIB, Lightweight aggregate concrete – Part 1: Recommended extensions to MC90; Part 2: Identification of research needs; Part 3: Case Studies. CEB-FIB Bulletin 8. 2000.
- [55] FIB. Guidance documents (bulletin 8). Lightweight aggregate concrete. Recommended extensions to Model Code 90. Identification of research needs. Case studies. 2000.
- [56] FIB. State of the art report (bulletin 4). Lightweight aggregate concrete. Codes and standards. 1999.
- [57] Fjellstrom, P., Tengs, A., Aashein, E., Salokangas, L., Jutila, A., *Monitoring of four new timber bridges*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. 2002.
- [58] Fontana, M., Frangi, A., *Fire behaviour of timber concrete composite slabs*. International Wood Engineering Conference, Montreux, Switzerland, 1998.
- [59] Fournely, E., Racher, P., *Multi scale behaviour of a composite floor in static and cyclic loadings*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2004. Lahti, Finland. pp. 383-388.
- [60] Fragiaco, M., *Comportamento a lungo termine di travi composte legno-calcestruzzo*. Doctoral Thesis. University of Trieste. Italy. 2000.
- [61] Frangi, A., *Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken*. Institute of Structural Engineering IBK. Swiss Federal Institute of Technology ETH Zurich. PhD Thesis No. 14328 and IBK-report No. 269, vdf Hochschulverlag AG. September 2001.
- [62] Frangi, A., Fontana, M., *Elasto-Plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection*. IABSE. Structural Engineering International, 1/2003:47-57.
- [63] Gauthier, D., *Composite wood-concrete building member*. U.S. Patent 5,561,957. 1996.
[\(http://patft.uspto.gov/netacgi/nph-Parser?Sect1=PTO1&Sect2=HITOFF&d=PALL&p=1&u=/netahtml/srchnum.htm&r=1&f=G&l=50&s1=5,561,957.WKU.&OS=PN/5,561,957&RS=PN/5,561,957\)](http://patft.uspto.gov/netacgi/nph-Parser?Sect1=PTO1&Sect2=HITOFF&d=PALL&p=1&u=/netahtml/srchnum.htm&r=1&f=G&l=50&s1=5,561,957.WKU.&OS=PN/5,561,957&RS=PN/5,561,957)
 (05/03/21).

- [64] Girhammar U., *Behaviour of timber, concrete composite load-bearing structures*. Chapter 3 – Theory. Proceedings of the RILEM International Symposium, ACMAR-Ravenna, 27 June 1992: 3: 1–57.
- [65] Girhammar, U., Gopu, V., *Analysis of P- Δ effect in composite concrete/timber beams columns*. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, part 2, 1991.
- [66] Gutkowski, R., Balogh, J., Natterer J., Brown K., Koike E., Etournaud P., *Laboratory tests of composite wood-concrete beam and floor specimens*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [67] Gutkowski, R., Brown, K., Etournaud, P., Thompson, W., *Shear key for strengthening bridges*. Structural Research Report, Civil Engineering Department, Colorado State University, Ft. Collins, USA.
- [68] Hanhijärvi, A., *Modelling of creep deformation mechanisms in wood*. Helsinki University of Technology. Technical Research Centre of Finland. VTT Publications. Dissertation, 1995.
- [69] Hilson, B., *Joints with dowel-type fasteners – Theory*. STEP-Timber Engineering 1, Almere Centrum Hout: 1994: C3/1–C3/11.
- [70] INCM, Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA). 1983.
- [71] IPQ. NP EN 206-1. Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. 2005.
- [72] IPQ. NP 581. Agregados para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e godos. 1969.
- [73] IPQ. NP 614. Madeiras, determinação do teor de água. 1973.
- [74] IPQ. NP 616. Madeiras, determinação da massa volúmica. 1973.
- [75] IPQ. NP 955. Agregados para argamassas e betões. Determinação da baridade. 1973.
- [76] IPQ. NP EN 1194. Estruturas de Madeira. Madeira lamelada-colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos. 2002.

- [77] IPQ. NP EN 1195. Estruturas de Madeira. Métodos de ensaio. Desempenho de pavimentos estruturais. 2000.
- [78] IPQ. NP 1379. Agregados para argamassas e betões. Análise granulométrica. 1976.
- [79] IPQ. NP 1383. Betões. Preparação de provetes para ensaio de compressão e de flexão. 1976.
- [80] IPQ. NP ENV 1992-1-1. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. 1998.
- [81] IPQ. NP ENV 1995-1-1. Eurocódigo 5 – Projecto de estruturas de madeira. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. 1993.
- [82] IPQ, NP EN 12350-2. Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento. 2002.
- [83] IPQ, NP EN 12390-6 – Ensaio do betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão dos provetes de ensaio. 2003.
- [84] IPQ, NP EN 12390-7 – Ensaio do betão endurecido. Parte 7: Massa volúmica do betão endurecido. 2003.
- [85] IPQ, NP ENV 13670-1. Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais. 2005.
- [86] Johansen, K., *Theory of timber connections*. IABSE. pp. 249-262.
- [87] Jorge, L., Shänzlin, J., Lopes, S., Cruz, H., Kuhlmann, U., *Timber and lightweight aggregate concrete as composite structure, focussing on the time dependent behaviour*. (submetido ao Journal of Structural Engineering)
- [88] Jorge, L., Silva, S., *Resistência ao fogo de estruturas de madeira lamelada-colada*. Congresso Nacional da Engenharia de Estruturas. pp. 431-438. LNEC, 2002.
- [89] Kenel, A., Meierhofer, U., *Holz / Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung*. EMPA, Dubendorf (CH). Abteilung Holz, 1998. Forschungs und Arbeitsbericht 115/39.
- [90] Kevarinmaki, A., *Joints with inclined screws*. CIB W18 Meeting 35th. Kyoto. Japan. September 2002.

- [91] Kjell Helge, S. *Modulus of elasticity – local or global values*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [92] Kreuzinger H., *Mechanically jointed beams and columns*. STEP-Timber Engineering 1, Almere Centrum Hout: 1994: B11/1–B11/10.
- [93] Kuhlmann, U., Michelfelder, B., *Grooves as shear-connectors in timber-concrete composite structures*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2004. Lahti, Finland. pp. 301-307.
- [94] Lehmann, S., Grosse, M., Rautenstrauch, K., *New connector types of laminated timber concrete composite element joints*. Proceedings of the International RILEM Symposium: Joints of timber structures. University of Stuttgart. 2001.
- [95] Lehmann, S., Rautenstrauch, K., *Nail-laminated timber floors elements in natural surface bond with mineral surface layer*. CIB W18. 36-7-3. Colorado, USA. 2003.
- [96] Lin, J., Chui Y., Smith, I., *Serviceability of wood floors systems with concrete topping*. International wood Engineering Conference, Montreux, Switzerland, 1998.
- [97] Linden, M., Blass, H., *Timber – concrete composite floor systems*. Proceedings of International Wood Engineering Conference, vol. 3, Louisiana, USA, 1996, pp. 309 - 316.
- [98] Linden, M., *Timber-concrete composite floor systems*. PhD Thesis. Delft University Press. 1999.
- [99] LNEC, 3^o ENCORE – Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Actas Vol. 1 e 2. Lisboa, 2003.
- [100] LNEC, *Eucalipto comum*. Madeira para construção. 1997.
- [101] LNEC, *Pinho bravo para estruturas*. Madeira para construção. 1997.
- [102] Lourenço, J., *Estudos de composição para a produção de betões de agregados leves de argila expandida – Parte I*. Revista da APEB. 2000. pp. 21-27.
- [103] Lourenço, J., Júlio, E., Maranhã, P., *Betão de agregados leves de argila expandida – Guia para a sua utilização*. APEB. 2004.

- [104] Mauro D., Marcelo, T., *Semirigid composite wood-concrete T-beams*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [105] Meierhofer, U., *A timber/concrete composite system*. Structural Engineering International, 2/93. IABSE.
- [106] Miura, I., Nakazawa, T., Imai, F., Zhang, R., *Influence of aggregate type and void content on sound absorption of porous concrete*. International Conference on Concrete for Structures – INCOS 05. Universidade de Coimbra. Portugal. 2005.
- [107] Möhler K., *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengestezten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Habilitation. Technical University of Karlsruhe. 1956: I–II: 1–73.
- [108] Natterer, J., Hamm, J., Favre, P., *Composite Wood-Concrete Floors for Multi-Story Buildings*. Proceedings of the International Wood Engineering Conference - Vol. 3, New Orleans, La., pp. 3.431-3.435. 1996.
- [109] Natterer, J., Herzog, T., Volz M., *Construire en Bois 2*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, vol II, 1998.
- [110] Natterer, J., Hoefft, M., *Zum Tragverhalten von holz-beton verbundkonstruktionen*. Forschungsbericht CERS nr. 1345. EPFL/IBOIS, 1987.
- [111] Natterer, J., *New technologies for engineered timber structures*. Prog. Struct. Engng Mater. 2002; 4:245–263
- [112] Natterer, J., Sandoz, J., Rey, M., *Construction en bois: Matériau, technologie et dimensionnement*. TGC vol. 13. PPUR. EPFL. 2004.
- [113] Negrão, J., *Caracterização de ligações coladas e comportamento de elementos estruturais compósitos de madeira baseados em colagem*. Projecto FCT POCI/ECM/60089/2004. FCTUC. 2004.
- [114] Nie, J., Cai, S., *Steel-concrete composite beams considering shear slip effects*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 4, Abr. 03. ASCE. pp. 495-506.
- [115] Nolan, G., *Experience with concrete overlaid bridges in Tasmania*. <http://oak.arch.utas.edu.au>. (03/10/05).

- [116] Noponen, S., Jutila, A., *Wood-concrete composite bridges – Exemple drawings for timber bridges*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. 1999.
- [117] OFME, *Bois construction et enviroment*. Observatoire de la Foret Mediterranee. <http://www.ofme.org/bois-constrution>, (03/03/05).
- [118] Piazza, M, Ballerini, M, *Experimental and numerical results on timber-concrete composite floors with different connection system*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [119] Porto Editora, *Regulamento de Segurança contra Incêndios*. 1993.
- [120] Postulka, J., *Strengthening of wooden ceiling constructions*. IABSE Symposium Strengthening of Building Structures – Diagnosis and Therapy. Veneza. 1983.
- [121] Priestley, M., *Shear tests on timber-concrete composite construction*. Report no. 364. New Zeland Forest Service. Central Laboratories. Ministry of Works. 1970.
- [122] Raadschelders, J., *Timber-concrete floor in existing constructions*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2004. Lahti, Finland. pp. 555-557.
- [123] Racher, P., *Mechanical timber joints – General*. STEP-Timber Engineering 1, Almere Centrum Hout: 1994: C1/1–C1/10.
- [124] Rajcic, V., Zagar, Z., *FEM models of composite timber-lightweight concrete floor system*. 6th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2000. Whistler Resort, British Columbia, Canada. August, 2000.
- [125] Rilem TC 111 CST, *Behaviour of timber-concrete composite load-bearing structures*. Proc. Of ACMAR-Ravenna International Symposium, Dep. of Civil Engineering, University of Florence, Italy. 1992.
- [126] Rudnai, G., *Lightweight concrete*. Publishing House of the Hungarian Academy of Sciences. Budapeste. 1963.
- [127] Salari, R., Spacone, E., Shing, B., Frangopol, D., *Non-linear analysis of composite beams with deformable shear connectors*. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, Oct. 98. ASCE. pp. 1148-1158.

- [128] Salokangas, L., Jutila, A., *Vihantasalmen Sillan Seurantatutkimus*. Nordic Timber Bridge Project. Helsinki University of Technology. TKK-SRT-32. 2003.
- [129] Salokangas, L., Jutila, A., *Wood-concrete composite bridges – Follow-up tests of the Uusisalmi bridge*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. 1999.
- [130] Savolainen, A., Rautakorpi, H., Jutila, A., *Puisen kevyen liikenteen kaarisillan kehittäminen*. Nordic Wood Project. Helsinki University of Technology. TKK-SRT-20. 1998.
- [131] Schänzlin, J., *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Institut für Konstruktion und Entwurf. Universität Stuttgart. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf. Nr. 2003-2. Dissertation. 2003.
- [132] Schmidt, J., *Holz Calciumsulfatfließestrich-Verbunddecken*. Institut für Statik und Dynamik der Tragstrukturen. Universität Leipzig. Dissertation Nr. 7/2003. 2003.
- [133] Secil, *Cimento Portland CEM I 52,5R – Ficha Técnica*. <http://www.secil.pt/pdf/CEMI525R.pdf>. (18-11-2004).
- [134] Selle, R., *Holz-Leichtbeton Verbunddecken*. Diplomarbeit. Universität Leipzig. 2000.
- [135] Sepa Oy, *Sepa 2000-puubetoniliittolaatta*. http://customers.evianet.fi/sepa/data.php/200201/091215200201041334_betoni.pdf. (04/10/19).
- [136] Short, A., Kinniburgh, W., *Lightweight concrete*. CR Books Lda. Londres. 1968.
- [137] Sika, *Viscocrete-3000 – Ficha Técnica 1.38*. <http://www.sika.pt/fichastecnicas/1-38.pdf>. (18-11-2004).
- [138] Silva, V., *Mecânica e Resistência de Materiais*. Ediliber Editora. 1995.
- [139] Sipari, P., Heinonen, R., Parmanen, J., *Acoustic properties of wooden floor slabs*. VTT Publications 345, Technical Research Centre of Finland, Espoo, 1998.
- [140] Spacone, E., El-Tawil, S., *Nonlinear análisis of steel-concrete composite structures: State of the art*. Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 2, Fev. 04. ASCE. pp. 159-168.
- [141] Stehn, L., Johansson, H., *Ductility aspects in nailed glued laminated timber connection design*. Journal of Structural Engineering, Vol. 128 – nº 3. Mar. 2002

- [142] Steinberg, E., Selle, R., Faust, T., *Connectors for timber-lightweight concrete composite structures*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129 – n° 11. Nov. 2003.
- [143] Stojic, D., Cvetkovic, R., Analysis of composite timber-concrete structures according to the limit states – Design and Innovative methods in coupling of a timber and concrete. Facta Universitatis. Architecture and Civil Engineering Vol. 2, No 3, 2001, pp. 169 – 184.
- [144] Tavares, S., Vieira, R., *Expo 98 Portuguese national pavilion a large use of lightweight structural concrete*. Proceedings of the 12th Ready Mixed Concrete Congress. ERMCO. APEB. Vol. 2. Lisboa. 1998. pp. 874-882.
- [145] Thelandersson, S., Larsen, H., *Timber Engineering*. Wiley. 2003.
- [146] Timmermann, K., Meierhofer, U., Holz/Beton – Verbundkonstruktionen. Untersuchungen und entwicklungen zum mechanischen verbund von holz und beton. EMPA – Abteilung Holz. Bericht 115-30. 1983.
- [147] Tommola, J., Salokangas, L., Jutila, A., *Wood-concrete composite bridges – Tests on shear connectors*. Nordic Timber Bridge Project. Nordic Timber Council. 1999.
- [148] Toratti, T., Kevarinmaki, A., *Development of wood-concrete composite floors*. IABSE Conference Lahti, 2001.
- [149] Toratti, T., Talja, A., Järvinen, E., *Classification of human-induced floor vibrations in buildings: a wood-concrete composite floor example*. Proceedings of the 7th World Conference on Timber Engineering. WCTE2002. Shah Alam, Malásia. Agosto, 2002. pp. 43-51.
- [150] Turrini, G., Piazza, M., Il comportamento statico della struttura mista legno-calcestruzzo. Recuperare n. 6: 214-225. 1983.
- [151] Turrini, G., Piazza, M., *Il recupero dei solai in legno*. Recuperare n. 7: 396-407. 1983.
- [152] Turrini, G., Piazza, M., *Una tecnica di recupero statico dei solai in legno*. Recuperare n. 5: 224-237. 1983.

- [153] Van de Kuilen, J., *Duraction of load effects in timber joints*. PhD thesis. Delft University of Tecnology. 1999.
- [154] Veloso, L., Martinez, M., *Estudo do comportamento das paredes diafragma de madeira*. CIMAD'04 – A madeira na construção, 1º Congresso Ibérico, Guimarães. 2004. pp. 661-670.
- [155] Vieira, M., *Betões de elevado desempenho com agregados leves – Durabilidade e microestrutura*. Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico. 2000.
- [156] Virlogeux, M., Arnold, M., *Granulats et betons legers*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées. Paris. 1986.
- [157] Wang, Y., *Deflection of steel-concrete composite beams with partial shear interaction*. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, Oct. 98. ASCE. pp. 1159-1165.
- [158] Weigler, K., *Hormigones ligeros armados*. Editorial Gustavo Gili. 1974.
- [159] Wieland, H., *Holz-Beton Verbundbauweise*, IABSE Symposium Brussels, 1990
- [160] Yttrup, P., Concrete and Timber Composite Construction for Enhanced Strength, Stifness and Service Life for Timber Bridges. <http://oak.arch.utas.edu.au>. (03/10/05).
- [161] Zakaria, M., Ghazali, M., Finite Element Analysis of Timber Concrete Composite T-Beams. 2º PTEC Vol. 2, 1989.
- [162] Zhou, T., Rodd, P., Guan, Z., Pope, D., *Deformation behaviour of double-sided metal nail plate timber joints*. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. WCTE 2004. June, 2004. Lathi, Finland. pp. 285-288.

ANEXO I - Ensaios de corte

Quadro I- 1 – Caracterização do betão leve e da madeira utilizados nos ensaios de corte de curta duração.

série	betão			madeira	
	f_{cm} [MPa]	classe resistência	ρ [kg/m ³]	ρ [kg/m ³]	TH [%]
A	27.9	LC20/22	1539	431	12.9
B	31.3	LC25/28	1561	429	14.0
C	22.6	LC16/18	1477	430	13.0
D	25.5	LC16/18	1480	430	14.0
E	21.1	LC16/18	1382	433	13.3
F	29.5	LC20/22	1554	429	12.7
G	30.8	LC20/22	1595	430	14.1
H	29.6	LC20/22	1533	432	13.8
H	30.7	LC20/22	1538	429	14.4
I	24.6	LC16/18	1461	430	13.8
J	22.5	LC16/18	1485	430	13.9
P	29.5	LC20/22	1555	428	13.1
Q	21.0	LC16/18	1376	433	12.6
R	31.8	LC20/22	1529	432	13.4
S	23.0	LC16/18	1376	430	12.4
T	24.0	LC16/18	1384	433	13.6
U	20.7	LC16/18	1410	426	13.0
V	16.2	LC12/13	1258	430	12.7

Quadro I- 2 – Resultados dos ensaios de corte na configuração M.

designação	duração	F_{max}	V_{01}	V_{04}	V_{14}	V_{11}	V_{21}	V_{24}	V_{26}	V_{28}	V_i	$V_{i,mod}$	V_s	V_e	k_i	k_s	V_{06}	$V_{06,mod}$	V_{08}	$V_{08,mod}$
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
M1	11:33	57.5	0.01	0.11	0.12	0.06	0.06	0.11	0.17	0.23	0.11	0.14	-0.03	0.07	116.2	93.6	0.38	0.41	0.70	0.73
M2	11:20	60.0	0.03	0.14	0.14	0.07	0.06	0.14	0.23	0.44	0.14	0.14	-0.01	0.10	167.5	159.1	0.28	0.28	0.58	0.58
M3	08:52	42.2	0.04	0.21	0.23	0.15	0.14	0.23	0.42	-	0.21	0.24	-0.02	0.12	106.7	96.5	0.26	0.27	0.44	0.45
M4	09:23	52.5	0.05	0.25	0.26	0.15	0.15	0.26	0.38	0.60	0.25	0.26	-0.01	0.14	90.7	85.7	0.35	0.36	0.55	0.55
M5	10:54	46.3	0.03	0.20	0.21	0.12	0.11	0.21	0.37	1.19	0.20	0.22	-0.02	0.12	116.5	103.8	0.26	0.28	0.51	0.52
M6	11:19	57.2	0.03	0.14	0.15	0.08	0.07	0.14	0.24	0.43	0.14	0.15	-0.01	0.10	162.9	149.8	0.26	0.26	0.48	0.49
M7	09:16	47.2	0.04	0.21	0.23	0.14	0.13	0.22	0.36	0.67	0.21	0.23	-0.02	0.12	110.2	102.2	0.29	0.29	0.46	0.47
M8	14:54	56.2	0.04	0.20	0.21	0.12	0.11	0.20	0.31	0.52	0.20	0.21	-0.02	0.12	118.5	109.8	0.32	0.34	0.55	0.56
M9	10:20	58.5	0.04	0.18	0.19	0.11	0.10	0.18	0.28	0.46	0.18	0.19	-0.01	0.10	131.0	122.5	0.31	0.32	0.54	0.56
M10	10:06	52.0	0.04	0.18	0.20	0.10	0.10	0.19	0.30	0.53	0.18	0.20	-0.01	0.12	125.4	117.8	0.28	0.29	0.46	0.46
média	10:47	53.0	0.04	0.18	0.19	0.11	0.10	0.19	0.31	0.56	0.18	0.20	-0.02	0.11	124.6	114.1	0.30	0.31	0.53	0.54

Quadro I- 3 – Resultados dos ensaios de corte na configuração H.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
H1	12:18	15.4	0.03	0.19	0.20	0.10	0.10	0.19	0.31	0.49	0.19	0.21	-0.02	0.13	32.5	28.8	0.34	0.37	0.55	0.58
H2	15:26	18.0	0.02	0.15	0.16	0.09	0.08	0.16	0.26	0.41	0.15	0.17	-0.02	0.10	37.1	32.5	0.37	0.38	0.94	0.96
H3	09:48	15.5	0.05	0.20	0.21	0.12	0.12	0.21	0.32	0.48	0.20	0.21	-0.01	0.13	29.0	28.0	0.35	0.35	0.53	0.53
H4	10:38	16.3	0.03	0.18	0.19	0.11	0.10	0.18	0.29	0.44	0.18	0.20	-0.02	0.11	31.8	28.6	0.34	0.36	0.54	0.56
H5	10:48	19.8	0.03	0.15	0.16	0.08	0.08	0.15	0.25	0.40	0.15	0.17	-0.02	0.10	40.5	36.6	0.41	0.42	0.65	0.66
H6	11:23	16.5	0.03	0.19	0.19	0.10	0.10	0.19	0.30	0.69	0.19	0.21	-0.03	0.12	33.8	29.8	0.36	0.39	0.95	0.97
H7	11:14	17.9	0.03	0.20	0.21	0.11	0.11	0.20	0.32	0.47	0.20	0.22	-0.02	0.13	31.2	28.3	0.41	0.43	0.63	0.65
H8	10:06	17.2	0.03	0.19	0.19	0.10	0.10	0.19	0.29	0.45	0.19	0.20	-0.02	0.12	32.9	30.1	0.56	0.57	0.59	0.61
H9	15:28	16.4	0.03	0.17	0.19	0.11	0.11	0.18	0.35	0.52	0.17	0.19	-0.01	0.11	34.0	31.6	0.41	0.42	0.62	0.63
H10	12:50	16.5	0.02	0.18	0.19	0.11	0.11	0.18	0.29	0.45	0.18	0.21	-0.03	0.10	34.0	29.2	0.35	0.38	0.57	0.60
H11	13:57	17.6	0.03	0.21	0.21	0.12	0.12	0.20	0.31	0.46	0.21	0.24	-0.03	0.12	30.5	26.5	0.40	0.44	0.61	0.65
H12	14:33	17.5	0.02	0.16	0.16	0.08	0.08	0.15	0.25	0.40	0.16	0.17	-0.02	0.10	40.4	35.9	0.33	0.36	0.59	0.61
H13	12:19	15.8	0.04	0.23	0.24	0.14	0.13	0.23	0.36	0.85	0.23	0.26	-0.03	0.13	27.2	24.1	0.41	0.44	1.00	1.03
H14	15:37	16.2	0.05	0.22	0.23	0.14	0.13	0.22	0.33	0.44	0.22	0.23	-0.01	0.12	27.8	26.6	0.38	0.40	0.60	0.62
H15	14:33	18.4	0.02	0.17	0.17	0.08	0.07	0.16	0.24	0.34	0.17	0.19	-0.03	0.12	37.6	32.4	0.32	0.36	0.53	0.57
H16	12:12	14.0	0.03	0.20	0.21	0.11	0.11	0.20	0.32	0.48	0.20	0.23	-0.03	0.13	31.0	27.3	0.31	0.33	0.45	0.48
H17	09:38	17.1	0.03	0.16	0.16	0.08	0.08	0.16	0.26	0.40	0.16	0.17	-0.01	0.11	38.4	35.5	0.33	0.35	0.51	0.52
H18	09:00	14.8	0.02	0.17	0.18	0.10	0.10	0.16	0.27	0.42	0.17	0.20	-0.03	0.09	36.0	30.8	0.28	0.32	0.42	0.47
H19	09:04	17.3	0.02	0.18	0.18	0.10	0.09	0.17	0.28	0.41	0.18	0.20	-0.03	0.11	32.6	28.4	0.35	0.38	0.53	0.56
H20	11:04	13.4	0.03	0.15	0.16	0.08	0.08	0.16	0.26	0.58	0.15	0.16	-0.01	0.11	38.2	35.6	0.23	0.24	0.36	0.36
H21	10:50	16.8	0.03	0.18	0.18	0.08	0.08	0.18	0.32	0.50	0.18	0.19	-0.02	0.13	33.0	30.1	0.40	0.41	0.72	0.73
H22	09:30	16.4	0.04	0.17	0.17	0.08	0.08	0.18	0.29	0.44	0.17	0.17	-0.01	0.13	32.9	32.0	0.34	0.34	0.52	0.52
H23	10:40	18.4	0.03	0.17	0.18	0.09	0.08	0.18	0.28	0.42	0.17	0.19	-0.02	0.12	34.0	31.1	0.39	0.40	0.58	0.59
H24	09:45	17.9	0.03	0.15	0.15	0.07	0.07	0.15	0.26	0.37	0.15	0.16	-0.01	0.11	39.1	35.8	0.34	0.35	0.50	0.51
H25	09:27	14.3	0.03	0.16	0.16	0.08	0.08	0.16	0.28	0.58	0.16	0.17	-0.02	0.11	36.7	33.4	0.27	0.28	0.57	0.58
H26	09:44	18.5	0.03	0.15	0.15	0.07	0.07	0.15	0.27	0.40	0.15	0.16	-0.01	0.11	38.8	36.3	0.38	0.38	0.54	0.54
H27	09:15	17.6	0.02	0.13	0.13	0.06	0.06	0.13	0.22	0.32	0.13	0.14	-0.01	0.10	45.5	42.0	0.28	0.29	0.44	0.44
H28	10:41	17.0	0.03	0.16	0.16	0.07	0.07	0.16	0.26	0.40	0.16	0.17	-0.02	0.12	37.6	33.9	0.32	0.33	0.51	0.53
H29	09:54	16.4	0.03	0.13	0.14	0.06	0.06	0.13	0.22	0.32	0.13	0.14	-0.01	0.10	43.7	40.3	0.26	0.27	0.39	0.40
H30	12:11	15.6	0.02	0.15	0.15	0.07	0.07	0.15	0.27	0.41	0.15	0.17	-0.02	0.11	39.2	34.6	0.30	0.31	0.46	0.48
H31	14:31	14.6	0.03	0.17	0.17	0.08	0.08	0.17	0.29	0.75	0.17	0.18	-0.01	0.12	35.2	32.4	0.29	0.31	0.76	0.78
H32	08:50	12.3	0.03	0.19	0.19	0.09	0.09	0.19	0.31	0.90	0.19	0.21	-0.02	0.14	31.1	28.2	0.25	0.26	0.66	0.68
H33	09:45	18.0	0.02	0.14	0.15	0.07	0.06	0.15	0.24	0.36	0.14	0.16	-0.02	0.11	40.2	35.6	0.33	0.35	0.51	0.53
H34	09:54	14.0	0.03	0.17	0.17	0.08	0.08	0.17	0.27	0.41	0.17	0.19	-0.02	0.12	35.3	31.6	0.26	0.28	0.39	0.41
H35	09:41	14.0	0.03	0.18	0.18	0.08	0.08	0.18	0.29	0.42	0.18	0.20	-0.02	0.14	33.0	29.1	0.28	0.30	0.40	0.42
H36	10:19	15.1	0.05	0.23	0.23	0.14	0.14	0.22	0.34	0.50	0.23	0.25	-0.02	0.12	26.6	24.9	0.35	0.38	0.75	0.78
H37	09:16	15.9	0.03	0.16	0.16	0.08	0.08	0.17	0.27	0.40	0.16	0.17	-0.01	0.12	36.2	33.3	0.31	0.32	0.45	0.45
H38	10:18	18.0	0.03	0.15	0.16	0.08	0.08	0.16	0.25	0.36	0.15	0.17	-0.01	0.11	38.1	35.4	0.33	0.33	0.69	0.69
H39	13:03	15.7	0.03	0.16	0.17	0.10	0.09	0.17	0.28	0.46	0.16	0.17	-0.01	0.10	37.1	34.3	0.34	0.34	0.66	0.66
média	11:16	16.4	0.03	0.17	0.18	0.09	0.09	0.17	0.28	0.47	0.17	0.19	-0.02	0.12	35.1	31.8	0.34	0.36	0.58	0.60

Quadro I- 4 – Resultados dos ensaios de corte na configuração U.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
U1	29:25	23.4	0.06	0.20	0.21	0.11	0.10	0.28	0.46	0.72	0.20	0.19	0.01	0.19	32.8	34.5	0.50	0.41	0.82	0.72
U2	08:43	19.8	0.04	0.23	0.24	0.13	0.12	0.22	0.38	0.71	0.23	0.24	-0.02	0.14	40.3	37.6	0.32	0.34	0.53	0.55
U3	19:28	21.7	0.04	0.21	0.22	0.12	0.12	0.21	0.35	0.53	0.21	0.22	-0.01	0.13	43.2	40.6	0.34	0.35	0.52	0.53
U4	11:52	26.6	0.05	0.27	0.28	0.19	0.18	0.27	0.44	0.68	0.27	0.29	-0.02	0.13	34.1	31.6	0.59	0.60	0.96	0.98
U5	16:40	23.7	0.05	0.24	0.24	0.12	0.12	0.24	0.36	0.51	0.24	0.25	-0.01	0.16	38.0	36.1	0.40	0.41	0.58	0.59
U6	14:16	23.0	0.05	0.31	0.32	0.22	0.21	0.31	0.50	0.74	0.31	0.34	-0.03	0.13	29.7	26.8	0.53	0.57	0.74	0.77
U7	18:04	22.3	0.06	0.28	0.29	0.16	0.16	0.28	0.44	0.65	0.28	0.29	-0.01	0.17	32.9	31.6	0.44	0.46	0.62	0.63
U8	10:06	19.7	0.07	0.34	0.36	0.21	0.20	0.33	0.51	0.81	0.34	0.36	-0.02	0.19	27.9	26.5	0.45	0.47	0.65	0.68
U9	16:28	23.8	0.06	0.33	0.35	0.24	0.23	0.33	0.51	1.14	0.33	0.36	-0.03	0.13	28.4	26.0	0.57	0.60	1.70	1.73
U10	15:26	25.2	0.05	0.27	0.29	0.20	0.19	0.28	0.44	0.67	0.27	0.30	-0.02	0.12	33.7	30.9	0.55	0.57	0.85	0.87
U11	10:23	19.7	0.04	0.21	0.21	0.12	0.12	0.22	0.40	0.67	0.21	0.22	-0.02	0.13	41.6	38.5	0.31	0.32	0.54	0.55
U12	13:33	26.9	0.04	0.23	0.24	0.15	0.15	0.23	0.37	0.56	0.23	0.26	-0.02	0.12	39.5	35.7	0.49	0.51	0.88	0.91
U13	08:47	19.8	0.04	0.26	0.28	0.19	0.18	0.25	0.42	0.71	0.26	0.29	-0.03	0.10	36.7	33.2	0.36	0.40	0.57	0.61
U14	13:37	24.0	0.05	0.24	0.25	0.15	0.14	0.24	0.38	0.55	0.24	0.25	-0.02	0.14	37.8	35.5	0.43	0.44	0.66	0.67
U15	20:47	23.4	0.05	0.24	0.25	0.16	0.15	0.24	0.38	0.56	0.24	0.26	-0.02	0.12	38.5	35.6	0.41	0.43	0.63	0.65
U16	10:29	21.8	0.04	0.21	0.23	0.13	0.12	0.29	0.52	0.94	0.21	0.22	-0.01	0.18	33.9	32.1	0.51	0.45	0.92	0.85
U17	12:47	22.5	0.06	0.29	0.31	0.19	0.18	0.30	0.47	1.70	0.29	0.31	-0.02	0.15	31.5	29.5	0.48	0.50	1.83	1.84
U18	15:47	23.7	0.04	0.19	0.20	0.11	0.10	0.20	0.33	0.47	0.19	0.21	-0.02	0.13	45.3	42.0	0.36	0.37	0.53	0.54
U19	11:40	22.9	0.06	0.28	0.29	0.20	0.20	0.28	0.45	0.75	0.28	0.29	-0.01	0.12	32.1	31.3	0.47	0.47	0.84	0.84
U20	08:00	20.7	0.04	0.21	0.22	0.12	0.11	0.20	0.33	0.48	0.21	0.22	-0.02	0.12	42.8	39.9	0.31	0.33	0.43	0.46
U21	14:13	23.1	0.05	0.25	0.26	0.14	0.14	0.24	0.38	0.56	0.25	0.27	-0.02	0.15	37.8	34.7	0.41	0.43	0.61	0.64
U22	13:11	24.2	0.04	0.19	0.20	0.12	0.12	0.19	0.34	0.60	0.19	0.20	-0.02	0.10	47.5	43.9	0.40	0.41	0.95	0.96
U23	11:27	20.2	0.04	0.24	0.25	0.14	0.14	0.24	0.41	0.78	0.24	0.26	-0.02	0.14	38.2	34.6	0.36	0.38	0.65	0.67
U24	16:59	26.8	0.04	0.20	0.21	0.12	0.12	0.21	0.35	0.53	0.20	0.21	-0.01	0.12	43.1	41.3	0.45	0.44	1.57	1.57
média	13:35	22.9	0.05	0.25	0.26	0.16	0.15	0.25	0.41	0.71	0.25	0.26	-0.02	0.14	37.0	34.6	0.435	0.44	0.82	0.83

Quadro I- 5 – Resultados dos ensaios de corte na configuração V.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
V1	10:21	19.1	0.06	0.24	0.25	0.12	0.12	0.24	0.37	0.52	0.24	0.24	0.00	0.17	24.6	24.2	0.51	0.51	0.75	0.75
V2	13:22	18.8	0.08	0.32	0.33	0.16	0.16	0.33	0.51	0.72	0.32	0.32	0.00	0.22	17.7	17.5	0.69	0.68	1.18	1.17
V3	11:26	17.9	0.08	0.33	0.34	0.21	0.20	0.34	0.52	0.72	0.33	0.33	0.00	0.18	17.0	17.0	0.65	0.64	0.94	0.92
V4	11:35	13.4	0.04	0.26	0.27	0.18	0.18	0.27	0.45	0.70	0.26	0.30	-0.04	0.12	22.3	19.3	0.40	0.44	0.59	0.63
V5	11:30	17.0	0.06	0.31	0.32	0.16	0.15	0.29	0.45	0.64	0.31	0.34	-0.02	0.20	20.6	19.2	0.54	0.59	0.80	0.85
V6	11:11	15.0	0.07	0.37	0.39	0.23	0.23	0.36	0.55	0.84	0.37	0.40	-0.03	0.19	16.2	15.2	0.57	0.61	0.90	0.93
V7	13:26	16.8	0.04	0.23	0.24	0.11	0.11	0.24	0.38	0.56	0.23	0.25	-0.02	0.17	24.9	23.1	0.47	0.48	0.71	0.72
V8	12:36	16.5	0.04	0.26	0.27	0.15	0.14	0.26	0.42	0.63	0.26	0.29	-0.03	0.16	22.8	20.5	0.50	0.53	0.75	0.78
V9	09:38	16.2	0.06	0.25	0.26	0.13	0.13	0.26	0.41	0.58	0.25	0.26	-0.01	0.18	22.5	22.0	0.46	0.46	0.68	0.67
V10	10:28	16.0	0.05	0.27	0.28	0.15	0.14	0.26	0.39	0.53	0.27	0.30	-0.03	0.17	22.1	20.2	0.43	0.47	0.62	0.65
V11	16:24	15.9	0.06	0.28	0.29	0.14	0.13	0.30	0.47	0.65	0.28	0.29	-0.01	0.21	20.1	19.3	0.52	0.51	0.73	0.73
V12	10:21	15.9	0.06	0.26	0.26	0.12	0.11	0.25	0.39	0.56	0.26	0.26	-0.01	0.19	23.0	22.4	0.44	0.45	0.64	0.65
V13	10:24	18.0	0.04	0.21	0.21	0.10	0.09	0.20	0.33	0.48	0.21	0.23	-0.02	0.15	29.1	26.2	0.44	0.47	0.69	0.72
V14	10:31	17.8	0.06	0.26	0.27	0.13	0.13	0.26	0.39	0.55	0.26	0.27	-0.01	0.18	22.9	21.9	0.50	0.51	0.75	0.77
V15	09:51	17.1	0.06	0.30	0.31	0.17	0.17	0.30	0.44	0.62	0.30	0.32	-0.02	0.17	19.9	18.9	0.53	0.56	0.78	0.80
V16	12:31	16.5	0.08	0.34	0.35	0.21	0.20	0.34	0.53	1.07	0.34	0.35	-0.01	0.19	17.3	16.7	0.78	0.79	1.28	1.28
V17	16:25	20.4	0.05	0.28	0.28	0.15	0.14	0.27	0.42	0.60	0.28	0.30	-0.02	0.18	21.7	20.2	0.65	0.68	1.10	1.13
V18	15:50	17.3	0.06	0.31	0.32	0.18	0.18	0.33	0.57	0.89	0.31	0.33	-0.02	0.19	18.5	17.2	0.72	0.72	1.24	1.24
V19	09:26	15.9	0.06	0.27	0.27	0.12	0.12	0.26	0.40	0.56	0.27	0.28	-0.01	0.19	22.8	21.9	0.44	0.46	0.94	0.95
V20	14:09	16.1	0.04	0.27	0.28	0.13	0.12	0.25	0.39	0.59	0.27	0.31	-0.04	0.18	24.4	21.3	0.45	0.50	0.69	0.74
V21	11:43	17.3	0.06	0.28	0.29	0.14	0.13	0.27	0.42	0.62	0.28	0.29	-0.01	0.20	21.7	20.8	0.53	0.55	0.82	0.84
V22	11:15	16.9	0.06	0.35	0.36	0.22	0.22	0.33	0.48	0.66	0.35	0.39	-0.04	0.17	18.6	16.9	0.56	0.61	0.86	0.91
V23	13:21	19.8	0.05	0.28	0.29	0.15	0.15	0.25	0.37	0.54	0.28	0.30	-0.03	0.16	24.7	22.6	0.57	0.63	1.09	1.14
média	12:04	17.0	0.06	0.28	0.29	0.15	0.15	0.28	0.44	0.64	0.28	0.30	-0.02	0.18	21.5	20.2	0.54	0.56	0.85	0.87

Quadro I- 6 – Resultados dos ensaios de corte na configuração T.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
T1	10:24	25.8	0.08	0.35	0.36	0.22	0.21	0.36	0.55	0.76	0.35	0.35	-0.01	0.20	26.5	25.9	0.64	0.64	0.96	0.95
T2	08:57	22.7	0.07	0.32	0.33	0.19	0.18	0.32	0.51	0.77	0.32	0.33	-0.01	0.19	29.2	27.9	0.51	0.52	0.77	0.78
T3	12:51	24.6	0.08	0.37	0.40	0.24	0.23	0.39	0.63	1.31	0.37	0.40	-0.02	0.21	24.6	23.1	0.72	0.73	0.90	0.91
T4	12:39	23.8	0.10	0.44	0.45	0.28	0.27	0.45	0.68	0.99	0.44	0.45	-0.01	0.23	20.7	20.1	0.72	0.72	1.47	1.47
T5	12:00	30.6	0.08	0.37	0.40	0.23	0.23	0.38	0.60	0.87	0.37	0.40	-0.02	0.21	25.2	23.8	0.90	0.92	2.53	2.54
T6	13:49	27.1	0.07	0.34	0.35	0.21	0.20	0.34	0.52	0.74	0.34	0.36	-0.02	0.18	28.0	26.2	0.66	0.68	0.94	0.97
T7	13:48	27.3	0.09	0.40	0.42	0.26	0.25	0.41	0.65	0.89	0.40	0.42	-0.02	0.22	23.0	22.1	0.80	0.81	1.20	1.20
T8	10:40	24.1	0.10	0.45	0.46	0.28	0.27	0.46	0.69	0.92	0.45	0.46	-0.01	0.25	20.4	19.9	0.75	0.75	0.99	0.99
T9	11:23	27.8	0.08	0.35	0.36	0.21	0.21	0.35	0.54	0.78	0.35	0.35	0.00	0.19	27.3	26.9	0.71	0.71	1.04	1.05
T10	09:32	23.2	0.10	0.40	0.42	0.26	0.25	0.42	0.63	0.84	0.40	0.40	-0.01	0.22	23.2	22.9	0.65	0.63	0.88	0.86
T11	11:11	24.5	0.08	0.39	0.41	0.24	0.24	0.41	0.62	0.84	0.39	0.41	-0.02	0.22	23.0	21.9	0.68	0.69	1.39	1.40
T12	10:45	20.4	0.09	0.41	0.43	0.27	0.27	0.42	0.62	1.78	0.41	0.43	-0.02	0.21	22.5	21.4	0.56	0.57	0.81	0.83
T13	12:06	25.5	0.08	0.35	0.36	0.20	0.20	0.36	0.59	0.85	0.35	0.36	-0.01	0.22	26.0	25.1	0.70	0.69	0.53	0.53
T14	12:52	22.1	0.09	0.40	0.42	0.25	0.25	0.42	0.63	0.88	0.40	0.41	-0.01	0.23	22.4	21.7	0.61	0.60	0.86	0.85
T15	08:15	24.7	0.09	0.40	0.42	0.25	0.24	0.43	0.68	0.96	0.40	0.41	-0.01	0.24	22.1	21.4	0.72	0.71	1.08	1.07
T16	13:47	23.0	0.08	0.36	0.38	0.23	0.22	0.38	0.59	0.89	0.36	0.37	-0.01	0.20	24.6	24.0	0.61	0.61	0.93	0.92
T17	13:40	23.7	0.09	0.40	0.41	0.25	0.24	0.40	0.41	1.03	0.40	0.41	-0.01	0.22	22.7	22.0	0.64	0.65	1.46	1.47
T18	12:53	25.6	0.07	0.32	0.33	0.20	0.20	0.33	0.56	0.79	0.32	0.34	-0.02	0.18	28.3	26.9	0.65	0.66	1.27	1.27
T19	15:46	26.3	0.07	0.34	0.36	0.23	0.22	0.35	0.54	0.76	0.34	0.36	-0.02	0.17	27.1	25.6	0.66	0.67	0.93	0.95
T20	08:52	24.0	0.08	0.34	0.35	0.20	0.19	0.34	0.57	0.80	0.34	0.35	-0.01	0.20	27.3	26.4	0.62	0.62	0.81	0.81
T21	12:51	25.4	0.08	0.34	0.35	0.21	0.20	0.35	0.56	0.81	0.34	0.34	0.00	0.19	26.7	26.6	0.66	0.65	1.11	1.11
T22	08:46	23.4	0.09	0.37	0.39	0.23	0.23	0.39	0.62	0.92	0.37	0.38	-0.01	0.22	24.4	24.1	0.65	0.64	0.92	0.90
T23	14:49	24.1	0.10	0.42	0.44	0.27	0.27	0.44	0.66	1.27	0.42	0.44	-0.01	0.23	21.7	21.1	0.78	0.78	1.46	1.46
T24	18:01	24.5	0.13	0.43	0.45	0.29	0.29	0.44	0.70	0.97	0.43	0.40	0.02	0.21	21.2	22.5	0.76	0.72	1.84	1.80
média	12:06	24.8	0.09	0.38	0.39	0.24	0.23	0.39	0.60	0.93	0.38	0.39	-0.01	0.21	24.5	23.7	0.68	0.68	1.13	1.13

Quadro I- 7 – Resultados dos ensaios de corte na configuração S.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
S1	11:32	21.6	0.05	0.25	0.26	0.13	0.12	0.34	0.54	0.77	0.25	0.26	-0.02	0.23	24.6	23.1	0.59	0.51	0.86	0.78
S2	09:27	18.8	0.10	0.39	0.41	0.21	0.20	0.39	0.57	0.79	0.39	0.39	0.00	0.25	21.2	21.4	0.54	0.53	0.73	0.72
S3	08:20	18.6	0.08	0.35	0.36	0.17	0.16	0.35	0.53	0.76	0.35	0.35	-0.01	0.25	23.6	23.2	0.49	0.50	0.69	0.70
S4	09:04	20.5	0.07	0.31	0.32	0.15	0.15	0.31	0.48	0.69	0.31	0.32	-0.01	0.22	27.1	26.0	0.49	0.51	0.71	0.72
S5	09:07	21.7	0.08	0.35	0.37	0.52	0.71	0.35	0.52	0.72	0.35	0.37	-0.02	-0.34	24.0	23.0	0.57	0.58	0.79	0.81
S6	08:36	18.8	0.10	0.38	0.39	0.21	0.21	0.37	0.55	0.55	0.38	0.37	0.01	0.23	22.3	23.0	0.56	0.55	0.76	0.75
S7	12:59	21.7	0.07	0.34	0.35	0.18	0.17	0.33	0.48	0.66	0.34	0.35	-0.01	0.22	25.0	24.0	0.53	0.55	0.73	0.75
S8	10:42	19.4	0.08	0.34	0.35	0.17	0.17	0.32	0.48	0.66	0.34	0.35	-0.01	0.22	25.2	24.6	0.46	0.49	0.64	0.66
S9	09:51	23.9	0.08	0.35	0.36	0.20	0.19	0.35	0.53	0.71	0.35	0.37	-0.01	0.22	23.6	22.6	0.64	0.65	0.89	0.91
S10	10:32	24.9	0.09	0.37	0.39	0.22	0.21	0.38	0.56	0.75	0.37	0.37	0.00	0.23	21.7	21.8	0.66	0.65	1.01	1.00
S11	11:38	23.6	0.10	0.45	0.48	0.35	0.34	0.47	0.77	2.16	0.45	0.48	-0.02	0.17	26.4	25.2	0.56	0.56	0.86	0.86
S12	13:25	23.1	0.12	0.49	0.50	0.40	0.39	0.51	0.77	3.57	0.49	0.50	-0.01	0.15	24.0	23.7	0.58	0.57	0.79	0.78
S13	09:54	24.9	0.12	0.47	0.48	0.36	0.36	0.48	0.75	1.14	0.47	0.46	0.01	0.16	25.5	25.9	0.60	0.58	0.85	0.82
S14	11:39	20.6	0.15	0.59	0.61	0.46	0.44	0.61	0.87	1.00	0.59	0.58	0.00	0.21	20.4	20.6	0.62	0.59	0.90	0.87
S15	14:21	22.5	0.13	0.51	0.53	0.38	0.37	0.52	0.88	0.90	0.51	0.51	0.00	0.20	23.9	23.9	0.58	0.57	0.88	0.87
S16	12:50	24.4	0.12	0.50	0.51	0.40	0.39	0.51	0.76	2.73	0.50	0.51	-0.01	0.15	24.5	24.2	0.60	0.60	0.82	0.82
S17	12:46	20.4	0.07	0.33	0.34	0.19	0.18	0.32	0.48	0.64	0.33	0.34	-0.01	0.19	25.1	24.0	0.49	0.51	0.66	0.68
S18	11:35	22.2	0.07	0.32	0.33	0.13	0.12	0.32	0.52	0.76	0.32	0.33	-0.01	0.27	25.7	24.7	0.60	0.61	1.24	1.26
S19	09:18	21.5	0.08	0.31	0.32	0.16	0.15	0.32	0.49	0.67	0.31	0.30	0.01	0.22	25.4	25.8	0.53	0.51	0.74	0.72
S20	15:37	23.0	0.08	0.32	0.33	0.17	0.16	0.33	0.50	0.67	0.32	0.32	0.00	0.22	24.5	24.4	0.58	0.57	0.78	0.77
S21	08:02	21.7	0.07	0.35	0.36	0.17	0.16	0.35	0.51	0.69	0.35	0.36	-0.02	0.25	23.9	22.6	0.55	0.57	0.76	0.78
S22	13:38	23.8	0.07	0.29	0.31	0.15	0.15	0.30	0.46	0.62	0.29	0.30	0.00	0.21	27.0	26.6	0.56	0.55	0.78	0.77
S23	15:01	22.9	0.09	0.35	0.36	0.17	0.17	0.35	0.50	0.67	0.35	0.36	0.00	0.25	23.4	23.2	0.57	0.58	0.78	0.79
S24	15:19	25.7	0.08	0.33	0.35	0.19	0.18	0.33	0.49	0.66	0.33	0.34	-0.01	0.21	25.0	24.5	0.63	0.64	0.92	0.92
média	11:28	22.1	0.09	0.38	0.39	0.24	0.24	0.38	0.58	1.00	0.38	0.38	-0.01	0.19	24.3	23.8	0.57	0.56	0.82	0.81

Quadro I- 8 – Resultados dos ensaios de corte na configuração B.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
B1	10:01	14.9	0.06	0.24	0.25	0.12	0.12	0.27	0.44	0.64	0.24	0.24	0.00	0.19	22.6	22.7	0.43	0.40	0.64	0.61
B2	09:30	15.0	0.07	0.29	0.30	0.14	0.14	0.28	0.49	0.71	0.29	0.30	-0.01	0.20	19.4	18.8	0.49	0.51	0.71	0.73
B3	14:05	14.8	0.05	0.24	0.25	0.11	0.11	0.22	0.40	0.63	0.24	0.25	-0.01	0.16	24.5	23.1	0.40	0.43	0.61	0.65
B4	09:22	16.1	0.07	0.29	0.30	0.15	0.15	0.27	0.45	0.64	0.29	0.30	-0.01	0.18	20.0	19.6	0.49	0.52	0.71	0.73
B5	10:02	13.5	0.06	0.28	0.29	0.13	0.13	0.26	0.45	0.66	0.28	0.29	-0.01	0.19	21.1	20.4	0.40	0.44	0.57	0.60
B6	09:49	17.9	0.05	0.25	0.25	0.12	0.11	0.23	0.41	0.60	0.25	0.26	-0.01	0.17	23.7	22.4	0.52	0.55	0.76	0.79
B7	11:56	15.1	0.05	0.24	0.24	0.12	0.11	0.22	0.42	0.64	0.24	0.25	-0.02	0.16	24.6	23.0	0.43	0.46	0.65	0.69
B8	10:15	15.8	0.06	0.29	0.30	0.16	0.15	0.27	0.45	0.66	0.29	0.31	-0.02	0.17	20.9	19.6	0.50	0.54	0.72	0.77
B9	09:38	16.1	0.05	0.26	0.27	0.13	0.13	0.25	0.44	0.64	0.26	0.28	-0.02	0.17	22.3	20.9	0.48	0.51	0.70	0.74
B10	10:02	14.9	0.06	0.30	0.31	0.15	0.14	0.29	0.52	0.77	0.30	0.33	-0.02	0.20	18.9	17.6	0.51	0.55	0.76	0.80
B11	15:45	17.0	0.06	0.29	0.29	0.13	0.13	0.27	0.47	0.70	0.29	0.30	-0.01	0.20	20.3	19.6	0.56	0.59	0.85	0.88
B12	11:12	17.1	0.07	0.31	0.31	0.17	0.17	0.28	0.49	0.80	0.31	0.31	-0.01	0.17	19.6	19.1	0.59	0.63	1.22	1.25
B13	09:15	15.4	0.06	0.26	0.27	0.13	0.13	0.25	0.45	0.65	0.26	0.27	-0.01	0.17	22.1	21.3	0.47	0.49	0.68	0.71
B14	10:24	17.0	0.05	0.25	0.26	0.13	0.12	0.23	0.41	0.60	0.25	0.26	-0.01	0.15	23.9	22.6	0.48	0.52	0.76	0.80
B15	10:15	16.3	0.07	0.31	0.32	0.16	0.16	0.29	0.52	0.73	0.31	0.32	-0.01	0.20	18.5	18.1	0.58	0.60	0.83	0.85
B16	11:52	16.5	0.06	0.27	0.28	0.13	0.13	0.26	0.46	0.65	0.27	0.29	-0.01	0.19	21.0	20.1	0.51	0.54	0.75	0.78
B17	11:07	15.7	0.05	0.27	0.27	0.13	0.13	0.25	0.44	0.77	0.27	0.29	-0.02	0.18	21.9	20.0	0.47	0.51	0.84	0.89
B18	09:40	16.3	0.07	0.30	0.31	0.15	0.14	0.29	0.51	0.72	0.30	0.31	-0.01	0.21	18.8	18.3	0.56	0.59	0.82	0.85
B19	10:00	16.2	0.06	0.32	0.33	0.16	0.16	0.29	0.48	0.69	0.32	0.35	-0.03	0.20	18.8	17.3	0.53	0.59	0.77	0.83
B20	09:52	14.3	0.06	0.30	0.31	0.15	0.15	0.28	0.49	0.70	0.30	0.33	-0.02	0.19	19.8	18.3	0.46	0.51	0.67	0.72
B21	09:06	15.2	0.06	0.26	0.26	0.12	0.12	0.24	0.42	0.60	0.26	0.26	0.00	0.18	22.6	22.2	0.43	0.45	0.61	0.63
B22	10:16	17.4	0.05	0.24	0.25	0.11	0.11	0.23	0.42	0.61	0.24	0.25	-0.01	0.17	23.8	22.7	0.51	0.53	0.75	0.78
B23	10:29	16.9	0.05	0.27	0.27	0.14	0.13	0.24	0.45	0.65	0.27	0.29	-0.03	0.17	22.4	20.5	0.52	0.57	0.77	0.81
B24	09:41	15.9	0.05	0.29	0.29	0.14	0.13	0.26	0.47	0.69	0.29	0.31	-0.03	0.19	20.8	19.0	0.51	0.57	0.75	0.80
B25	09:07	14.4	0.05	0.24	0.25	0.14	0.13	0.24	0.40	0.60	0.24	0.26	-0.02	0.15	23.8	22.1	0.40	0.41	0.59	0.60
B26	10:27	16.6	0.06	0.24	0.25	0.13	0.12	0.25	0.39	0.56	0.24	0.24	0.00	0.16	23.4	23.5	0.46	0.45	0.67	0.66
B27	10:35	13.7	0.06	0.23	0.24	0.12	0.12	0.24	0.39	0.60	0.23	0.23	0.00	0.16	24.9	24.8	0.36	0.35	0.55	0.54
B28	08:58	13.7	0.05	0.25	0.26	0.14	0.14	0.26	0.42	0.61	0.25	0.27	-0.02	0.16	22.5	21.1	0.39	0.40	0.57	0.58
B29	09:33	14.8	0.06	0.30	0.31	0.20	0.19	0.30	0.47	0.67	0.30	0.31	-0.02	0.15	19.9	18.8	0.48	0.49	0.69	0.71
B30	10:41	16.1	0.06	0.27	0.28	0.16	0.16	0.28	0.44	0.62	0.27	0.28	-0.01	0.16	21.2	20.6	0.50	0.49	0.71	0.71
B31	09:35	14.0	0.05	0.23	0.25	0.13	0.12	0.25	0.40	0.64	0.23	0.25	-0.01	0.17	24.0	22.7	0.39	0.38	0.59	0.59
B32	09:16	14.0	0.06	0.28	0.29	0.17	0.16	0.29	0.46	0.67	0.28	0.30	-0.02	0.17	20.4	19.2	0.44	0.44	0.64	0.64
B33	12:01	13.4	0.06	0.25	0.27	0.15	0.14	0.26	0.41	0.58	0.25	0.26	-0.01	0.16	23.2	22.3	0.37	0.37	0.52	0.53
B34	12:19	14.5	0.03	0.20	0.20	0.12	0.11	0.20	0.31	0.44	0.20	0.22	-0.02	0.11	29.9	27.1	0.30	0.32	0.44	0.45
B35	10:25	14.2	0.06	0.28	0.30	0.16	0.16	0.29	0.46	0.69	0.28	0.30	-0.02	0.18	20.8	19.6	0.45	0.46	0.67	0.67
B36	10:49	14.7	0.06	0.24	0.25	0.12	0.12	0.25	0.41	0.60	0.24	0.24	0.00	0.17	23.2	22.8	0.42	0.41	0.61	0.60
B37	09:05	14.8	0.05	0.25	0.26	0.15	0.14	0.26	0.40	0.58	0.25	0.26	-0.01	0.15	23.4	22.4	0.41	0.42	0.59	0.59
B38	11:53	16.0	0.06	0.28	0.29	0.14	0.14	0.28	0.45	0.63	0.28	0.29	-0.01	0.20	20.6	19.8	0.50	0.51	0.71	0.72
B39	09:31	15.6	0.05	0.26	0.27	0.15	0.14	0.26	0.41	0.61	0.26	0.28	-0.02	0.17	22.7	20.9	0.45	0.47	0.68	0.70
B40	09:26	15.3	0.07	0.28	0.30	0.16	0.15	0.30	0.45	0.64	0.28	0.29	-0.01	0.19	20.5	20.1	0.48	0.47	0.70	0.69
B41	09:19	14.5	0.05	0.28	0.29	0.16	0.15	0.29	0.44	0.64	0.28	0.30	-0.02	0.18	20.5	19.0	0.46	0.47	0.66	0.68
B42	09:29	13.4	0.06	0.29	0.29	0.17	0.17	0.30	0.48	0.72	0.29	0.30	-0.01	0.17	19.5	18.7	0.44	0.43	0.63	0.63
B43	09:23	16.3	0.06	0.25	0.26	0.14	0.14	0.29	0.42	0.58	0.25	0.25	0.00	0.18	23.8	23.4	0.47	0.43	0.67	0.63
B44	12:56	18.2	0.04	0.21	0.22	0.11	0.10	0.21	0.33	0.47	0.21	0.22	-0.02	0.15	28.2	25.9	0.44	0.45	0.66	0.68
média	10:25	15.4	0.06	0.27	0.28	0.14	0.14	0.26	0.44	0.64	0.27	0.28	-0.01	0.17	22.0	21.0	0.46	0.48	0.69	0.71

Quadro I- 9 – Resultados dos ensaios de corte na configuração Q.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Q1	09:37	17.7	0.03	0.14	0.15	0.07	0.07	0.14	0.29	0.43	0.14	0.15	-0.01	0.10	35.0	32.9	0.38	0.39	0.57	0.58
Q2	10:16	15.7	0.03	0.19	0.19	0.09	0.09	0.19	0.31	0.74	0.19	0.20	-0.02	0.13	31.6	28.9	0.35	0.36	0.84	0.86
Q3	10:19	14.7	0.03	0.17	0.18	0.08	0.07	0.17	0.28	0.42	0.17	0.19	-0.02	0.13	34.9	30.8	0.28	0.30	0.43	0.45
Q4	09:15	16.1	0.03	0.16	0.17	0.07	0.07	0.17	0.27	0.40	0.16	0.17	-0.01	0.13	35.0	33.2	0.31	0.31	0.47	0.48
Q5	08:56	15.0	0.04	0.21	0.22	0.12	0.11	0.21	0.34	0.49	0.21	0.23	-0.02	0.14	28.5	25.7	0.35	0.37	0.52	0.54
Q6	09:06	14.2	0.03	0.20	0.21	0.10	0.10	0.22	0.35	0.51	0.20	0.22	-0.02	0.15	28.2	25.6	0.34	0.34	0.50	0.50
Q7	10:12	14.9	0.03	0.16	0.16	0.08	0.08	0.16	0.27	0.44	0.16	0.17	-0.01	0.11	36.9	33.7	0.28	0.29	0.47	0.48
Q8	11:43	15.4	0.04	0.20	0.21	0.11	0.11	0.21	0.27	0.36	0.20	0.21	-0.01	0.13	28.9	27.4	0.34	0.34	0.50	0.51
Q9	09:11	15.6	0.03	0.19	0.20	0.09	0.09	0.20	0.32	0.46	0.19	0.21	-0.02	0.14	29.7	27.1	0.34	0.36	0.51	0.53
Q10	10:28	17.7	0.05	0.22	0.23	0.12	0.12	0.22	0.36	0.54	0.22	0.23	-0.01	0.14	26.3	25.0	0.47	0.48	0.73	0.74
Q11	11:26	14.8	0.03	0.15	0.16	0.07	0.07	0.16	0.27	0.42	0.15	0.17	-0.02	0.12	37.8	34.1	0.28	0.29	0.43	0.44
Q12	09:57	16.2	0.04	0.23	0.23	0.13	0.13	0.23	0.35	0.51	0.23	0.24	-0.02	0.14	25.8	23.9	0.40	0.42	0.58	0.60
Q13	09:15	15.5	0.05	0.24	0.24	0.13	0.13	0.24	0.35	0.51	0.24	0.25	-0.02	0.15	24.6	23.1	0.38	0.40	0.56	0.58
Q14	11:22	14.2	0.04	0.18	0.19	0.09	0.09	0.19	0.29	0.41	0.18	0.19	-0.01	0.12	32.4	30.7	0.28	0.28	0.40	0.41
Q15	08:44	13.7	0.03	0.19	0.20	0.10	0.09	0.19	0.30	0.46	0.19	0.21	-0.02	0.13	30.0	27.3	0.28	0.30	0.43	0.45
Q16	08:23	12.5	0.04	0.22	0.22	0.11	0.11	0.22	0.35	0.50	0.22	0.23	-0.01	0.15	26.2	24.5	0.29	0.30	0.42	0.43
Q17	08:55	14.6	0.04	0.19	0.20	0.09	0.09	0.20	0.32	0.49	0.19	0.21	-0.02	0.15	30.7	28.2	0.33	0.34	0.49	0.50
Q18	09:01	16.1	0.03	0.13	0.14	0.06	0.06	0.14	0.23	0.33	0.13	0.14	-0.01	0.11	43.6	41.0	0.26	0.26	0.39	0.40
Q19	09:17	15.8	0.03	0.18	0.19	0.09	0.09	0.19	0.31	0.45	0.18	0.20	-0.02	0.13	32.4	29.7	0.35	0.35	0.51	0.51
Q20	09:20	16.1	0.03	0.16	0.17	0.07	0.07	0.17	0.28	0.43	0.16	0.18	-0.02	0.13	34.8	31.8	0.33	0.34	0.51	0.51
média	9:44	15.3	0.04	0.19	0.19	0.09	0.09	0.19	0.31	0.47	0.19	0.20	-0.02	0.13	31.7	29.2	0.33	0.34	0.51	0.53

Quadro I- 10 – Resultados dos ensaios de corte na configuração P.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
P1	10:41	22.4	0.04	0.21	0.22	0.11	0.10	0.22	0.35	0.50	0.21	0.23	-0.02	0.15	34.8	32.1	0.46	0.47	0.70	0.72
P2	15:05	24.0	0.05	0.27	0.28	0.17	0.16	0.28	0.45	0.68	0.27	0.29	-0.02	0.16	33.5	30.9	0.50	0.52	0.79	0.80
P3	10:27	23.5	0.05	0.29	0.30	0.13	0.12	0.29	0.47	0.94	0.29	0.32	-0.03	0.23	31.5	28.5	0.51	0.54	1.15	1.17
P4	14:52	21.9	0.05	0.26	0.27	0.15	0.14	0.26	0.45	0.75	0.26	0.28	-0.02	0.16	33.2	30.7	0.44	0.47	0.74	0.76
P5	09:10	22.8	0.04	0.26	0.27	0.14	0.14	0.26	0.43	0.63	0.26	0.28	-0.03	0.17	34.9	31.4	0.45	0.47	0.67	0.70
P6	17:29	25.5	0.04	0.25	0.26	0.15	0.14	0.26	0.44	0.66	0.25	0.27	-0.03	0.16	35.7	32.3	0.54	0.55	1.01	1.02
P7	10:54	25.7	0.05	0.25	0.26	0.13	0.12	0.26	0.42	0.61	0.25	0.26	-0.01	0.18	35.0	33.1	0.45	0.45	0.66	0.66
P8	16:11	21.4	0.05	0.29	0.31	0.17	0.16	0.31	0.53	1.26	0.29	0.32	-0.03	0.19	29.9	27.0	0.50	0.52	1.19	1.20
P9	13:17	23.1	0.05	0.26	0.27	0.14	0.13	0.28	0.46	0.68	0.26	0.27	-0.02	0.19	33.7	31.4	0.49	0.48	0.74	0.74
P10	08:53	23.1	0.05	0.25	0.26	0.13	0.12	0.26	0.42	0.61	0.25	0.26	-0.01	0.18	35.0	33.1	0.45	0.45	0.66	0.66
P11	09:49	20.6	0.05	0.28	0.29	0.16	0.16	0.29	0.46	1.23	0.28	0.30	-0.03	0.17	32.7	29.9	0.47	0.49	1.15	1.17
P12	13:34	23.3	0.04	0.30	0.32	0.17	0.16	0.31	0.52	0.80	0.30	0.35	-0.05	0.20	29.6	25.7	0.56	0.60	0.88	0.91
P13	12:40	25.6	0.04	0.23	0.24	0.13	0.12	0.23	0.37	0.53	0.23	0.24	-0.02	0.14	39.9	37.2	0.45	0.47	0.68	0.70
P14	10:44	22.8	0.05	0.27	0.28	0.13	0.13	0.27	0.43	0.62	0.27	0.29	-0.02	0.19	33.7	30.9	0.44	0.47	0.65	0.67
P15	11:38	22.0	0.05	0.28	0.29	0.14	0.14	0.29	0.47	0.72	0.28	0.30	-0.03	0.20	32.0	28.9	0.47	0.49	0.72	0.73
P16	14:39	24.1	0.05	0.30	0.31	0.15	0.15	0.30	0.48	0.76	0.30	0.33	-0.03	0.20	30.4	27.3	0.55	0.58	1.13	1.16
P17	14:09	24.1	0.04	0.23	0.24	0.12	0.12	0.24	0.40	0.61	0.23	0.25	-0.02	0.16	38.2	34.8	0.46	0.46	0.82	0.83
P18	13:02	23.0	0.04	0.25	0.27	0.13	0.13	0.26	0.43	0.65	0.25	0.28	-0.03	0.18	35.2	31.9	0.46	0.47	0.72	0.74
P19	13:56	25.6	0.05	0.23	0.24	0.13	0.13	0.24	0.39	0.56	0.23	0.24	-0.01	0.15	37.9	36.0	0.47	0.47	0.71	0.70
P20	09:19	22.9	0.03	0.22	0.23	0.13	0.12	0.23	0.38	0.59	0.22	0.25	-0.03	0.14	40.1	35.2	0.41	0.44	0.63	0.66
média	12:31	23.4	0.05	0.26	0.27	0.14	0.13	0.27	0.44	0.72	0.26	0.28	-0.02	0.18	34.3	31.4	0.48	0.49	0.82	0.84

Quadro I- 11 – Resultados dos ensaios de corte na configuração J.

designação	duração	F _{max}	v ₀₁	v ₀₄	v ₁₄	v ₁₁	v ₂₁	v ₂₄	v ₂₆	v ₂₈	v _i	v _{i,mod}	v _s	v _e	k _i	k _s	v ₀₆	v _{06,mod}	v ₀₈	v _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
J1	09:32	14.4	0.04	0.30	0.32	0.16	0.16	0.32	1.84	2.08	0.30	0.35	-0.04	0.21	23.6	20.7	0.40	0.43	1.01	1.04
J2	08:53	15.8	0.04	0.24	0.25	0.11	0.11	0.25	0.36	0.51	0.24	0.26	-0.03	0.18	30.3	27.4	0.34	0.36	0.52	0.54
J3	09:24	17.2	0.05	0.26	0.27	0.13	0.12	0.27	1.27	1.54	0.26	0.29	-0.03	0.19	27.3	24.9	0.42	0.44	0.63	0.65
J4	09:21	17.1	0.05	0.28	0.29	0.15	0.15	0.28	0.55	0.73	0.28	0.31	-0.03	0.18	26.2	23.9	0.42	0.44	0.64	0.66
J5	10:11	18.8	0.07	0.27	0.28	0.14	0.14	0.28	0.83	1.16	0.27	0.27	0.00	0.19	26.6	26.9	0.47	0.45	0.68	0.67
J6	09:44	15.3	0.05	0.29	0.30	0.17	0.16	0.28	0.79	1.03	0.29	0.32	-0.03	0.17	24.8	22.4	0.35	0.39	0.53	0.57
J7	10:40	20.2	0.04	0.20	0.21	0.09	0.09	0.22	0.48	0.77	0.20	0.22	-0.02	0.16	35.3	32.4	0.42	0.43	0.67	0.68
J8	10:05	19.9	0.04	0.21	0.22	0.10	0.10	0.22	0.48	0.75	0.21	0.23	-0.02	0.16	34.4	31.4	0.44	0.45	0.68	0.69
J9	12:21	18.0	0.04	0.22	0.24	0.12	0.12	0.23	0.46	0.74	0.22	0.24	-0.02	0.15	32.2	29.8	0.38	0.39	0.59	0.60
J10	08:52	16.0	0.05	0.26	0.28	0.14	0.14	0.28	1.26	1.53	0.26	0.29	-0.02	0.18	27.4	25.0	0.39	0.40	0.59	0.60
J11	10:31	19.4	0.06	0.28	0.30	0.16	0.16	0.29	0.46	0.63	0.28	0.29	-0.01	0.18	25.9	24.5	0.57	0.57	0.84	0.84
J12	11:18	18.8	0.05	0.26	0.27	0.14	0.13	0.27	0.52	0.69	0.26	0.28	-0.02	0.18	27.4	25.4	0.45	0.47	0.69	0.70
J13	09:10	17.8	0.04	0.24	0.25	0.13	0.12	0.25	0.59	0.78	0.24	0.26	-0.02	0.17	30.0	27.4	0.40	0.42	0.62	0.64
J14	09:33	17.7	0.04	0.24	0.25	0.12	0.12	0.26	0.55	0.84	0.24	0.26	-0.02	0.18	29.8	27.3	0.43	0.43	0.70	0.70
J15	09:55	18.9	0.04	0.24	0.25	0.12	0.12	0.24	0.45	0.61	0.24	0.27	-0.03	0.16	30.6	27.0	0.45	0.48	0.69	0.72
J16	09:47	17.0	0.06	0.27	0.28	0.14	0.13	0.28	0.40	0.55	0.27	0.28	-0.01	0.20	26.7	25.9	0.42	0.42	0.66	0.65
J17	08:03	14.5	0.07	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.31	-0.01	0.00	23.8	23.3	0.42	0.73	0.57	0.88
J18	09:52	18.3	0.06	0.28	0.28	0.15	0.15	0.28	0.91	1.26	0.28	0.28	-0.01	0.18	26.1	25.4	0.47	0.47	0.69	0.69
J19	10:05	18.3	0.04	0.23	0.24	0.12	0.11	0.24	0.35	0.48	0.23	0.25	-0.02	0.17	31.4	28.7	0.40	0.42	0.63	0.64
J20	10:08	18.3	0.05	0.29	0.29	0.14	0.14	0.29	0.55	0.82	0.29	0.31	-0.03	0.20	25.3	22.9	0.48	0.51	0.74	0.77
J21	10:30	18.1	0.06	0.28	0.29	0.15	0.14	0.29	0.38	0.52	0.28	0.29	-0.01	0.19	23.2	22.3	0.38	0.38	0.52	0.51
J22	08:06	17.4	0.05	0.29	0.30	0.15	0.15	0.31	0.43	0.58	0.29	0.32	-0.03	0.20	25.0	22.7	0.43	0.44	0.58	0.59
J23	08:31	17.9	0.06	0.29	0.30	0.16	0.15	0.28	0.42	0.57	0.29	0.30	-0.01	0.18	24.8	23.9	0.42	0.44	0.57	0.60
J24	08:01	16.1	0.06	0.32	0.33	0.18	0.18	0.33	0.46	0.62	0.32	0.35	-0.03	0.20	22.6	20.7	0.46	0.48	0.62	0.64
J25	08:25	18.1	0.08	0.31	0.32	0.17	0.17	0.32	0.44	0.60	0.31	0.31	0.00	0.20	23.2	23.4	0.44	0.43	0.60	0.59
J26	08:16	16.2	0.07	0.46	0.48	0.32	0.32	0.50	0.66	0.89	0.46	0.53	-0.06	0.23	15.6	13.7	0.66	0.69	0.89	0.92
J27	09:27	17.1	0.06	0.32	0.34	0.18	0.17	0.34	0.48	0.64	0.32	0.35	-0.03	0.22	22.3	20.4	0.48	0.49	0.64	0.66
J28	02:22	16.2	0.06	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.29	-0.01	0.00	25.8	25.1	0.00	0.00	0.00	0.00
J29	10:00	19.5	0.05	0.25	0.27	0.14	0.13	0.27	1.08	1.31	0.25	0.26	-0.01	0.17	28.6	27.3	1.08	1.08	1.31	1.30
J30	10:05	19.5	0.05	0.25	0.26	0.13	0.13	0.26	0.89	1.10	0.25	0.27	-0.02	0.17	28.6	26.5	0.89	0.90	1.10	1.11
J31	09:05	17.4	0.05	0.23	0.24	0.11	0.11	0.24	0.75	0.99	0.23	0.24	-0.01	0.17	31.2	30.5	0.75	0.74	0.99	0.98
J32	12:29	16.7	0.06	0.31	0.33	0.19	0.18	0.32	0.44	0.60	0.31	0.34	-0.02	0.19	23.0	21.4	0.44	0.46	0.60	0.62
J33	12:29	16.7	0.06	0.31	0.33	0.19	0.18	0.32	0.44	0.60	0.31	0.34	-0.02	0.19	23.0	21.4	0.44	0.46	0.60	0.62
J34	09:20	16.8	0.05	0.28	0.30	0.22	0.22	0.30	0.38	0.48	0.28	0.30	-0.02	0.11	25.5	23.7	0.38	0.38	0.48	0.48
J35	10:23	17.2	0.07	0.37	0.39	0.25	0.24	0.37	0.51	0.68	0.37	0.40	-0.03	0.19	19.4	17.9	0.51	0.54	0.68	0.71
J36	09:22	17.8	0.07	0.29	0.29	0.15	0.15	0.28	0.38	0.52	0.29	0.29	0.00	0.18	25.2	25.1	0.38	0.39	0.52	0.52
J37	09:30	18.8	0.05	0.24	0.25	0.12	0.12	0.24	1.19	1.83	0.24	0.25	-0.02	0.16	30.5	28.3	1.19	1.20	1.83	1.84
J38	10:16	18.6	0.06	0.28	0.29	0.16	0.16	0.29	0.64	0.91	0.28	0.30	-0.02	0.18	25.4	23.8	0.64	0.65	0.91	0.92
J39	10:06	17.8	0.06	0.32	0.33	0.19	0.18	0.32	1.02	1.35	0.32	0.34	-0.02	0.19	22.7	21.1	1.02	1.04	1.35	1.38
média	9:35	17.6	0.05	0.28	0.27	0.15	0.14	0.27	0.62	0.83	0.28	0.30	-0.02	0.17	26.4	24.7	0.50	0.52	0.72	0.74

Quadro I- 12 – Resultados dos ensaios de corte na configuração I.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
I1	14:37	13.7	0.04	0.21	0.22	0.10	0.10	0.20	0.32	0.75	0.21	0.23	-0.02	0.14	30.3	27.6	0.29	0.32	0.61	0.64
I2	13:18	15.0	0.03	0.16	0.17	0.08	0.08	0.18	0.33	1.03	0.16	0.18	-0.02	0.12	34.2	30.3	0.35	0.36	1.08	1.08
I3	08:28	11.9	0.03	0.15	0.16	0.07	0.06	0.16	0.28	0.43	0.15	0.16	-0.01	0.13	36.5	33.7	0.21	0.21	0.31	0.31
I4	08:49	13.1	0.03	0.15	0.15	0.06	0.06	0.16	0.27	0.40	0.15	0.16	-0.01	0.12	38.1	34.9	0.23	0.23	0.34	0.34
I5	16:25	15.7	0.03	0.14	0.15	0.08	0.07	0.16	0.25	0.36	0.14	0.15	-0.01	0.10	38.0	35.8	0.27	0.27	0.40	0.39
I6	10:38	11.4	0.05	0.27	0.28	0.16	0.16	0.29	0.46	1.05	0.27	0.29	-0.02	0.17	20.7	19.4	0.46	0.46	0.49	0.49
I7	11:10	15.1	0.03	0.16	0.16	0.08	0.07	0.17	0.29	0.46	0.16	0.17	-0.01	0.12	34.7	32.1	0.31	0.30	0.50	0.49
I8	13:01	18.6	0.03	0.18	0.19	0.09	0.09	0.20	0.33	0.49	0.18	0.20	-0.02	0.14	30.4	27.8	0.46	0.46	0.73	0.72
I9	08:42	13.5	0.03	0.15	0.16	0.08	0.08	0.16	0.29	0.43	0.15	0.16	-0.01	0.10	36.3	34.7	0.26	0.25	0.39	0.38
I10	17:31	13.7	0.04	0.21	0.22	0.13	0.12	0.23	0.41	1.73	0.21	0.23	-0.02	0.14	26.0	23.7	0.32	0.32	0.76	0.75
I11	16:11	14.9	0.03	0.17	0.17	0.08	0.08	0.18	0.34	1.18	0.17	0.18	-0.01	0.13	32.2	30.0	0.31	0.30	1.08	1.07
I12	16:18	16.4	0.03	0.15	0.15	0.07	0.07	0.16	0.26	0.41	0.15	0.16	-0.01	0.12	37.4	34.4	0.28	0.28	0.45	0.45
I13	09:58	13.5	0.03	0.14	0.15	0.07	0.07	0.16	0.27	0.62	0.14	0.15	-0.01	0.11	38.1	35.4	0.25	0.24	0.40	0.39
I14	11:27	14.7	0.03	0.19	0.20	0.10	0.09	0.20	0.33	0.50	0.19	0.21	-0.02	0.14	30.5	27.0	0.37	0.39	0.51	0.53
I15	10:05	16.7	0.04	0.18	0.18	0.09	0.09	0.19	0.30	0.42	0.18	0.18	-0.01	0.13	31.0	29.7	0.35	0.35	0.51	0.51
I16	13:15	14.6	0.03	0.15	0.15	0.06	0.06	0.16	0.27	0.41	0.15	0.16	-0.02	0.12	38.0	34.4	0.27	0.27	0.41	0.41
I17	09:23	14.1	0.03	0.14	0.15	0.07	0.07	0.16	0.28	0.44	0.14	0.16	-0.01	0.12	37.5	34.4	0.27	0.27	0.42	0.42
I18	15:44	15.5	0.03	0.17	0.17	0.08	0.08	0.18	0.30	0.82	0.17	0.18	-0.01	0.13	33.3	30.8	0.32	0.32	0.94	0.94
I19	17:18	13.2	0.03	0.16	0.17	0.08	0.08	0.18	0.31	0.49	0.16	0.18	-0.02	0.13	33.5	30.3	0.24	0.24	0.37	0.37
I20	09:49	17.1	0.03	0.15	0.15	0.08	0.08	0.16	0.26	0.38	0.15	0.15	-0.01	0.10	37.8	36.2	0.32	0.31	0.47	0.47
média	12:36	14.6	0.03	0.17	0.18	0.09	0.08	0.18	0.31	0.64	0.17	0.18	-0.01	0.13	33.7	31.1	0.31	0.31	0.56	0.56

Quadro I- 13 – Resultados dos ensaios de corte na configuração G.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
G1	09:33	17.0	0.06	0.33	0.35	0.18	0.18	0.35	0.58	1.06	0.33	0.36	-0.03	0.22	23.9	22.1	0.46	0.47	0.70	0.71
G2	09:24	17.0	0.06	0.29	0.31	0.15	0.15	0.32	0.53	0.89	0.29	0.31	-0.01	0.21	26.2	25.0	0.42	0.41	0.64	0.63
G3	09:05	16.9	0.05	0.28	0.29	0.14	0.14	0.29	0.49	0.84	0.28	0.31	-0.03	0.20	28.2	25.4	0.39	0.40	0.59	0.61
G4	09:15	15.4	0.05	0.31	0.32	0.16	0.15	0.31	0.51	0.85	0.31	0.34	-0.04	0.21	23.9	21.5	0.41	0.44	0.62	0.65
G5	09:26	17.3	0.05	0.25	0.26	0.12	0.12	0.26	0.44	0.67	0.25	0.27	-0.02	0.19	28.1	26.0	0.42	0.42	0.63	0.63
G6	10:04	16.8	0.05	0.26	0.27	0.14	0.14	0.31	0.50	0.81	0.26	0.28	-0.02	0.20	27.6	25.3	0.49	0.46	0.70	0.67
G7	09:53	18.3	0.05	0.22	0.23	0.09	0.09	0.26	0.46	0.72	0.22	0.23	-0.01	0.21	26.9	26.0	0.47	0.44	0.74	0.71
G8	09:45	17.5	0.05	0.23	0.24	0.10	0.10	0.27	0.45	0.70	0.23	0.25	-0.02	0.21	27.5	25.7	0.44	0.42	0.67	0.65
G9	10:35	18.0	0.04	0.24	0.25	0.12	0.12	0.25	0.42	0.64	0.24	0.26	-0.03	0.18	29.7	26.8	0.42	0.44	0.64	0.65
G10	10:03	16.7	0.04	0.27	0.28	0.16	0.15	0.27	0.45	0.85	0.27	0.30	-0.04	0.16	27.8	24.2	0.40	0.44	0.76	0.80
G11	11:38	14.0	0.05	0.25	0.27	0.12	0.11	0.27	0.43	1.17	0.25	0.27	-0.02	0.21	27.8	26.2	0.32	0.32	0.48	0.49
G12	09:48	17.6	0.04	0.26	0.27	0.14	0.14	0.27	0.41	0.67	0.26	0.29	-0.03	0.17	28.0	24.8	0.42	0.45	0.64	0.67
G13	09:51	17.4	0.05	0.30	0.30	0.12	0.12	0.30	0.45	0.69	0.30	0.33	-0.03	0.24	24.2	22.1	0.45	0.48	0.65	0.68
G14	10:08	16.8	0.04	0.24	0.25	0.11	0.10	0.24	0.39	0.63	0.24	0.26	-0.03	0.19	30.7	27.5	0.37	0.39	0.57	0.58
G15	12:46	15.5	0.03	0.24	0.25	0.10	0.09	0.22	0.37	0.67	0.24	0.27	-0.03	0.18	31.1	27.2	0.31	0.36	0.49	0.54
G16	11:11	18.9	0.03	0.23	0.24	0.09	0.09	0.22	0.36	0.62	0.23	0.26	-0.03	0.19	31.8	28.1	0.41	0.45	0.69	0.73
G17	12:43	16.7	0.04	0.24	0.25	0.10	0.10	0.24	0.39	0.70	0.24	0.27	-0.02	0.20	30.2	27.5	0.37	0.39	0.58	0.61
G18	08:35	14.8	0.03	0.22	0.22	0.08	0.07	0.19	0.33	0.67	0.22	0.26	-0.04	0.18	31.8	27.0	0.26	0.33	0.43	0.50
G19	13:06	17.8	0.04	0.24	0.25	0.11	0.11	0.24	0.40	1.53	0.24	0.26	-0.03	0.18	30.6	27.5	0.42	0.44	1.50	1.52
média	10:21	16.9	0.04	0.26	0.27	0.12	0.12	0.27	0.44	0.81	0.26	0.28	-0.03	0.20	28.2	25.6	0.40	0.42	0.67	0.69

Quadro I- 14 – Resultados dos ensaios de corte na configuração D.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
D1	09:52	12.3	0.09	0.47	0.49	0.26	0.25	0.49	0.56	0.79	0.47	0.51	-0.04	0.31	13.8	12.7	0.54	0.57	0.76	0.78
D2	13:35	13.5	0.05	0.30	0.33	0.20	0.19	0.33	0.47	0.69	0.30	0.34	-0.04	0.18	17.4	15.5	0.52	0.53	0.78	0.79
D3	12:24	15.3	0.06	0.33	0.35	0.20	0.19	0.34	0.54	0.80	0.33	0.36	-0.03	0.20	15.3	13.9	0.72	0.74	1.09	1.11
D4	10:16	12.6	0.08	0.35	0.37	0.21	0.20	0.36	0.55	0.78	0.35	0.36	-0.01	0.21	14.5	14.0	0.55	0.55	0.79	0.79
D5	12:32	13.9	0.06	0.35	0.37	0.21	0.20	0.37	0.58	0.83	0.35	0.39	-0.03	0.22	14.3	13.0	0.66	0.67	0.97	0.99
D6	11:36	14.3	0.05	0.32	0.35	0.20	0.19	0.34	0.54	0.76	0.32	0.36	-0.04	0.21	15.6	14.0	0.62	0.64	0.91	0.92
D7	12:02	14.0	0.05	0.37	0.41	0.23	0.23	0.39	0.59	0.85	0.37	0.42	-0.05	0.22	13.7	12.0	0.68	0.71	1.00	1.03
D8	15:10	15.6	0.07	0.40	0.42	0.27	0.27	0.42	0.64	0.90	0.40	0.44	-0.04	0.21	12.6	11.5	0.83	0.84	1.25	1.26
D9	09:56	13.5	0.05	0.28	0.31	0.16	0.16	0.30	0.49	0.75	0.28	0.31	-0.03	0.19	18.0	16.4	0.55	0.56	0.83	0.84
D10	12:38	14.3	0.05	0.25	0.26	0.11	0.10	0.26	0.40	0.59	0.25	0.27	-0.02	0.20	19.8	18.6	0.46	0.48	0.75	0.76
D11	12:50	15.9	0.05	0.31	0.32	0.19	0.19	0.32	0.48	0.66	0.31	0.34	-0.03	0.17	16.2	14.7	0.63	0.64	0.90	0.92
D12	11:00	15.8	0.05	0.33	0.38	0.23	0.23	0.35	0.51	0.72	0.33	0.36	-0.04	0.18	15.5	13.9	0.68	0.69	0.97	0.98
D13	11:24	15.3	0.06	0.29	0.31	0.16	0.16	0.30	0.46	0.66	0.29	0.30	-0.01	0.19	17.3	16.5	0.59	0.59	0.87	0.87
D14	14:22	13.8	0.07	0.33	0.34	0.17	0.17	0.34	0.53	0.78	0.33	0.34	-0.02	0.23	15.3	14.5	0.60	0.60	0.95	0.95
D15	13:34	15.0	0.05	0.31	0.33	0.19	0.19	0.32	0.51	0.71	0.31	0.34	-0.03	0.18	16.3	14.7	0.63	0.65	0.92	0.93
D16	10:55	14.7	0.09	0.39	0.43	0.25	0.24	0.41	0.62	0.87	0.39	0.41	-0.01	0.24	12.7	12.3	0.74	0.73	1.09	1.08
D17	10:33	17.6	0.03	0.19	0.20	0.09	0.09	0.20	0.31	0.45	0.19	0.21	-0.02	0.14	26.9	24.7	0.48	0.49	0.73	0.74
D18	10:38	16.0	0.07	0.33	0.36	0.21	0.21	0.35	0.51	0.68	0.33	0.35	-0.01	0.19	15.1	14.5	0.65	0.65	0.96	0.96
média	11:57	14.6	0.06	0.33	0.35	0.20	0.19	0.34	0.52	0.74	0.33	0.36	-0.03	0.20	16.1	14.9	0.62	0.63	0.92	0.93

Quadro I- 15 – Resultados dos ensaios de corte na configuração C.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C1	09:45	15.4	0.08	0.37	0.38	0.21	0.21	0.38	0.57	0.80	0.37	0.38	-0.01	0.23	16.0	15.4	0.59	0.59	0.83	0.83
C2	15:29	18.1	0.06	0.28	0.28	0.14	0.14	0.29	0.45	0.63	0.28	0.29	-0.01	0.19	21.4	20.4	0.55	0.55	0.82	0.81
C3	12:30	13.6	0.07	0.33	0.34	0.19	0.19	0.32	0.50	0.75	0.33	0.35	-0.02	0.19	18.6	17.5	0.45	0.48	0.64	0.67
C4	11:27	16.0	0.06	0.28	0.29	0.13	0.13	0.29	0.44	0.62	0.28	0.30	-0.02	0.21	21.4	20.2	0.48	0.49	0.68	0.69
C5	09:08	14.7	0.07	0.33	0.34	0.18	0.17	0.34	0.52	0.74	0.33	0.35	-0.02	0.22	18.3	17.5	0.50	0.51	0.72	0.72
C6	10:01	17.1	0.06	0.35	0.36	0.17	0.17	0.37	0.56	0.77	0.35	0.38	-0.03	0.26	16.9	15.4	0.64	0.66	0.92	0.94
C7	12:38	17.1	0.06	0.29	0.29	0.14	0.14	0.30	0.46	0.64	0.29	0.30	-0.01	0.21	20.7	20.0	0.52	0.52	1.13	1.13
C8	09:44	15.7	0.05	0.26	0.27	0.11	0.11	0.27	0.43	0.63	0.26	0.28	-0.02	0.21	22.6	21.1	0.45	0.46	0.69	0.70
C9	09:05	12.8	0.06	0.30	0.31	0.17	0.16	0.31	0.54	0.84	0.30	0.32	-0.03	0.19	19.9	18.3	0.43	0.44	0.65	0.66
C10	14:17	14.8	0.08	0.40	0.42	0.23	0.22	0.43	0.65	1.99	0.40	0.43	-0.02	0.27	14.4	13.6	0.64	0.64	1.95	1.95
C11	11:52	16.6	0.06	0.29	0.30	0.15	0.15	0.30	0.46	0.66	0.29	0.30	-0.01	0.20	20.6	19.8	0.52	0.53	0.76	0.76
C12	17:15	14.3	0.06	0.28	0.29	0.13	0.13	0.29	0.46	0.66	0.28	0.30	-0.02	0.21	21.3	19.9	0.43	0.44	0.60	0.61
C13	09:13	15.1	0.05	0.26	0.27	0.12	0.12	0.28	0.44	0.63	0.26	0.27	-0.01	0.20	22.7	21.6	0.44	0.44	0.64	0.64
C14	13:14	14.2	0.08	0.33	0.34	0.19	0.19	0.34	0.54	0.82	0.33	0.34	-0.01	0.21	18.0	17.6	0.54	0.53	0.75	0.74
C15	09:59	16.3	0.05	0.26	0.27	0.12	0.12	0.28	0.45	0.64	0.26	0.29	-0.02	0.21	22.0	20.3	0.50	0.50	0.72	0.73
C16	12:51	16.2	0.06	0.28	0.28	0.13	0.12	0.29	0.45	0.71	0.28	0.29	-0.01	0.21	21.2	20.4	0.50	0.49	1.41	1.41
C17	15:50	16.1	0.07	0.31	0.32	0.16	0.15	0.32	0.51	1.11	0.31	0.33	-0.02	0.22	18.8	17.8	0.54	0.54	1.25	1.26
C18	13:16	17.0	0.06	0.27	0.28	0.14	0.14	0.28	0.43	0.61	0.27	0.28	-0.01	0.18	22.1	21.3	0.49	0.50	0.72	0.72
C19	09:25	15.7	0.06	0.29	0.30	0.14	0.14	0.30	0.45	0.64	0.29	0.31	-0.02	0.21	20.7	19.3	0.48	0.49	0.68	0.69
C20	09:09	15.2	0.07	0.28	0.29	0.14	0.14	0.29	0.45	0.64	0.28	0.29	-0.01	0.20	21.1	20.6	0.46	0.45	0.64	0.64
C21	12:27	14.8	0.06	0.30	0.30	0.14	0.14	0.31	0.50	0.72	0.30	0.32	-0.02	0.22	19.7	18.4	0.49	0.50	0.71	0.72
C22	10:34	14.5	0.06	0.31	0.32	0.15	0.15	0.32	0.50	0.72	0.31	0.33	-0.02	0.22	19.3	18.0	0.48	0.49	0.69	0.70
C23	09:47	17.0	0.06	0.26	0.27	0.12	0.12	0.27	0.43	0.62	0.26	0.27	-0.01	0.20	22.5	21.4	0.50	0.51	0.74	0.74
C24	11:04	17.0	0.05	0.24	0.24	0.10	0.10	0.25	0.40	0.58	0.24	0.25	-0.01	0.20	24.2	23.1	0.47	0.47	0.70	0.70
média	11:40	15.6	0.06	0.30	0.31	0.15	0.15	0.31	0.48	0.76	0.30	0.31	-0.02	0.21	20.2	19.1	0.50	0.51	0.84	0.84

Quadro I- 16 – Resultados dos ensaios de corte na configuração A.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A1	12:42	13.2	0.06	0.35	0.37	0.22	0.21	0.36	0.56	0.83	0.35	0.38	-0.03	0.20	16.9	15.4	0.51	0.53	0.72	0.74
A2	11:48	17.8	0.05	0.28	0.29	0.14	0.14	0.28	0.43	0.62	0.28	0.30	-0.02	0.19	21.4	19.6	0.56	0.58	0.83	0.85
A3	09:44	14.0	0.06	0.31	0.31	0.16	0.15	0.31	0.49	0.71	0.31	0.33	-0.03	0.21	19.2	17.6	0.47	0.49	0.69	0.71
A4	13:54	16.6	0.07	0.34	0.35	0.16	0.16	0.35	0.54	0.75	0.34	0.37	-0.02	0.25	16.8	15.8	0.62	0.64	0.88	0.90
A5	12:36	14.7	0.05	0.29	0.30	0.15	0.15	0.29	0.45	0.67	0.29	0.32	-0.03	0.19	21.0	18.9	0.46	0.49	0.69	0.72
A6	09:28	15.8	0.05	0.27	0.28	0.14	0.14	0.28	0.41	0.59	0.27	0.29	-0.02	0.18	21.7	20.1	0.45	0.47	0.66	0.67
A7	09:16	14.6	0.05	0.25	0.26	0.13	0.12	0.26	0.40	0.59	0.25	0.27	-0.02	0.18	23.7	21.9	0.41	0.42	0.59	0.61
A8	10:00	17.1	0.05	0.28	0.28	0.14	0.14	0.28	0.43	0.61	0.28	0.30	-0.03	0.20	21.4	19.3	0.53	0.55	0.76	0.78
A9	08:36	11.9	0.07	0.34	0.35	0.19	0.19	0.35	0.54	0.83	0.34	0.37	-0.03	0.22	17.3	16.0	0.43	0.44	0.60	0.62
A10	09:44	15.5	0.06	0.34	0.35	0.20	0.20	0.35	0.52	0.73	0.34	0.38	-0.03	0.21	17.2	15.7	0.56	0.59	0.79	0.81
A11	09:18	13.2	0.06	0.33	0.34	0.17	0.17	0.34	0.53	0.79	0.33	0.37	-0.04	0.23	17.9	16.2	0.47	0.50	0.69	0.72
A12	09:29	16.4	0.05	0.25	0.26	0.13	0.13	0.25	0.39	0.55	0.25	0.27	-0.02	0.17	23.9	22.4	0.45	0.47	0.65	0.67
A13	08:47	13.5	0.06	0.30	0.31	0.17	0.16	0.31	0.48	0.70	0.30	0.32	-0.02	0.20	19.2	18.1	0.44	0.44	0.64	0.64
A14	13:50	15.7	0.05	0.32	0.34	0.19	0.19	0.33	0.52	0.78	0.32	0.36	-0.04	0.19	18.6	16.7	0.58	0.60	0.90	0.92
A15	09:40	14.6	0.05	0.29	0.30	0.15	0.15	0.29	0.45	0.66	0.29	0.31	-0.03	0.20	21.0	19.0	0.46	0.48	0.67	0.69
A16	09:46	15.6	0.05	0.27	0.28	0.14	0.13	0.28	0.44	0.63	0.27	0.29	-0.02	0.20	21.3	19.9	0.48	0.50	0.69	0.71
A17	10:46	13.0	0.10	0.39	0.40	0.22	0.22	0.43	0.70	1.08	0.39	0.39	0.00	0.27	13.9	13.9	0.60	0.56	0.90	0.86
A18	12:05	13.4	0.10	0.44	0.45	0.27	0.27	0.47	0.69	0.94	0.44	0.46	-0.01	0.26	12.3	11.9	0.64	0.62	0.86	0.85
A19	09:55	16.1	0.06	0.33	0.34	0.19	0.19	0.33	0.50	0.70	0.33	0.36	-0.04	0.19	18.7	16.9	0.56	0.59	0.80	0.83
A20	10:08	16.0	0.06	0.31	0.31	0.16	0.16	0.30	0.46	0.67	0.31	0.33	-0.02	0.20	20.0	18.7	0.53	0.56	0.78	0.81
média	10:34	14.9	0.06	0.31	0.32	0.17	0.17	0.32	0.50	0.72	0.31	0.34	-0.03	0.21	19.2	17.7	0.51	0.53	0.74	0.76

Quadro I- 17 – Resultados dos ensaios de corte na configuração F.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
E1	10:01	38.7	0.03	0.14	0.15	0.09	0.09	0.15	0.21	0.28	0.14	0.15	-0.01	0.08	65.1	60.4	0.37	0.37	0.88	0.88
E2	10:29	42.1	0.03	0.13	0.14	0.08	0.08	0.14	0.21	0.28	0.13	0.13	0.00	0.08	69.4	69.0	0.41	0.40	0.73	0.72
E3	09:54	39.6	0.02	0.11	0.13	0.08	0.08	0.14	0.22	0.32	0.11	0.12	-0.01	0.07	82.0	74.5	0.47	0.45	0.71	0.69
E4	11:30	45.1	0.02	0.14	0.15	0.10	0.09	0.15	0.22	0.29	0.14	0.15	-0.01	0.07	65.4	59.2	0.85	0.85	1.61	1.61
E5	12:39	42.6	0.02	0.12	0.13	0.08	0.07	0.14	0.21	0.27	0.12	0.13	-0.01	0.08	71.9	65.3	0.39	0.39	0.59	0.58
E6	10:22	44.6	0.02	0.11	0.12	0.08	0.07	0.13	0.19	0.25	0.11	0.12	-0.01	0.07	79.3	71.1	0.39	0.38	0.58	0.57
média	10:49	42.1	0.02	0.12	0.14	0.08	0.08	0.14	0.21	0.28	0.12	0.13	-0.01	0.07	72.2	66.6	0.48	0.47	0.85	0.84

Quadro I- 18 – Resultados dos ensaios de corte na configuração E.

designação	duração	F _{max}	V ₀₁	V ₀₄	V ₁₄	V ₁₁	V ₂₁	V ₂₄	V ₂₆	V ₂₈	V _i	V _{i,mod}	V _s	V _e	k _i	k _s	V ₀₆	V _{06,mod}	V ₀₈	V _{08,mod}
	[min.]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
F1	09:36	31.6	0.03	0.15	0.16	0.10	0.10	0.18	0.28	0.39	0.15	0.15	-0.01	0.09	58.7	56.3	0.42	0.40	0.64	0.61
F2	11:52	32.6	0.03	0.13	0.13	0.07	0.07	0.14	0.19	0.25	0.13	0.12	0.00	0.09	71.8	72.4	0.28	0.27	0.42	0.41
F3	13:47	37.0	0.02	0.14	0.15	0.09	0.09	0.15	0.22	0.30	0.14	0.16	-0.02	0.08	67.4	58.9	0.41	0.41	0.81	0.81
F4	16:25	41.8	0.02	0.13	0.14	0.11	0.10	0.15	0.22	0.30	0.13	0.14	-0.01	0.06	68.8	62.7	0.45	0.44	1.23	1.22
F5	15:36	35.0	0.03	0.12	0.14	0.08	0.07	0.14	0.23	0.32	0.12	0.13	-0.01	0.09	71.1	67.6	0.41	0.39	1.15	1.13
F6	11:24	32.5	0.02	0.12	0.13	0.07	0.07	0.13	0.20	0.29	0.12	0.14	-0.02	0.08	76.5	65.5	0.33	0.34	0.63	0.64
média	13:07	35.1	0.02	0.13	0.14	0.09	0.08	0.15	0.22	0.31	0.13	0.14	-0.01	0.08	69.1	63.9	0.38	0.38	0.81	0.80

ANEXO II - Ensaios de flexão

Quadro II- 1 – Caracterização do betão leve e da madeira utilizados nos ensaios de flexão de curta duração.

série	betão					madeira			
	f_{cm} [MPa]	Classe	ρ [kg/m ³]	E^{exp} [GPa]	E_{lcm}^{EC5} [GPa]	$\rho_{a12\%}$ [kg/m ³]	TH [%]	MOE _{12%} [GPa]	MOE corrig. [%]
H3	21.0	LC12/13	1452	14.38	11.6	450	13.9	12.54	13.56
H12						419	13.8	9.53	9.74
H8	23.4	LC16/18	1447	-	11.9	421	13.4	10.26	10.69
H9						421	14.0	7.47	7.06
B24	31.9	LC20/22	1540	16.22	14.8	439	14.6	10.19	10.60
B27						455	14.3	10.49	10.99
B30	26.7	LC20/22	1500	15.71	13.3	430	12.5	8.67	8.62
B26						428	14.5	10.12	10.51
V25	20.9	LC12/13	1398	12.31	10.8	455	14.1	11.17	11.87
V33						457	14.6	10.55	11.07
Q6	22.3	LC12/13	1417	-	11.3	450	14.8	12.18	13.19
Q7						439	12.7	10.11	10.50
T16	28.9	LC20/22	1501	16.25	13.7	436	14.4	10.19	10.59
T17						459	14.2	10.21	10.63
P1	29.1	LC20/22	1500	-	13.7	405	14.4	8.71	8.67
P5						422	13.7	11.21	11.92
S13	21.9	LC12/13	1396	12.05	10.9	433	14.4	11.22	11.93
S18						461	14.8	11.58	12.41
U2	21.5	LC12/13	1346	-	10.1	434	13.7	9.55	9.77
U11						434	13.9	10.81	11.40
F39	28.7	LC20/22	1535	19.52	14.3		13.7	10.2	10.40
F35						464	12.4	12.19	13.19
F19	30.2	LC20/22	1520	15.45	14.2	421	13.4	9.98	9.03
F34						447	14.2	9.73	10.00
E23	23.6	LC12/13	1406	12.89	11.3	424	12.9	9.73	9.99
E36							13.1	9.03	9.09