



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

Análise Teórico e Numérica de Vigas Mistas Madeira-Betão

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Estruturas

Autor

Miriam de Barros Fernandes Fonseca

Orientador

Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, fevereiro, 2016

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, meu irmão e à família toda, sem a vossa orientação não seria possível a realização do curso.

Aos meus amigos pelo apoio e alegrias, que ajudaram muitos nos momentos difíceis.

Ao meu orientador pela disponibilidade e oportunidade de realizar esta dissertação, bem como a ajuda e sugestões.

Ao Carlos e o André, um grande obrigado na realização do programa experimental deste trabalho e pela boa disposição.

RESUMO

O desenvolvimento de estruturas mistas madeira betão na Europa teve início no século XX, devido à escassez do aço. Dando início então a vários estudos do seu comportamento e da sua performance. Nos dias de hoje esta técnica é muito utilizada em reabilitação de pavimentos antigos de madeira.

O uso de betão de agregados leves em alternativa ao betão normal corrente possui vantagens no desempenho da viga, sendo o mais significativo a diminuição do peso próprio da estrutura. A madeira maciça de secção circular apresenta maior rigidez e resistência, além de exigir menos processamento do que as madeiras trabalhadas. Sendo então uma combinação com comportamento promissor.

Com o intuito de analisar o comportamento das estruturas mistas madeira-betão com a utilização de betão leve estrutural, foi estabelecido uma campanha experimental conjuntamente com o desenvolvimento de um modelo numérico. A campanha experimental consistiu em ensaios de vigas mista de madeira-betão de curta duração, sendo os resultados obtidos depois analisados e comparados com o modelo numérico desenvolvido. O modelo numérico baseia-se no anexo B do EC5, que foi utilizado num exemplo de aplicação para melhor compreender o seu processo de cálculo, os parâmetros que tem em conta e os resultados que podem ser obtidos deste.

Os resultados assim obtidos da campanha experimental foram analisados, comprovando a influência da ligação sobre o comportamento das vigas e sobre sua capacidade de carga.

Da comparação dos resultados do modelo e da campanha experimental, verificou-se uma grandes diferenças dos valores, levando a crer que o modelo não fornece uma boa aproximação do comportamento das vigas.

ABSTRACT

The development of timber-concrete composite structures began in Europe in the XX century, because of the lack of steel. Enabling therefore the beginning of studies of its performance and behavior. Now days this technique is use mainly in rehabilitation of old wood floors.

The usage of lightweight concrete as alternative of standard concrete give advantages in the performance of the composite structure, being the most significant the reduction of the structure's self-weight. The solid wood of circular section presents a bigger stiffness and resistance, and requires less process than others types of wood. Being a combination with promising behavior.

Was establish an experimental program in parallel with the development of a numeric model, with the objective of analyzing the behavior of timber-concrete composite structures with light weight concrete. The experimental program consisted of short-term tests where the results were analyzed and compared with the results using the numeric model. The numeric model is based on the simplified method presented in the annex B of the Eurocode 5, which was used in a practical example to better understand the calculation process, the parameters used and the results obtained.

The results obtained by the experimental program were analyzed, indicating the influence of the connection behavior in the behavior of the composite structure and its resistance.

From the comparison of the results from the model and the experimental program, it was verify that the model doesn't present a good aproximation of the behavior of the composite strutures of the experimental program.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABELAS.....	viii
SIMBOLOGIA.....	ix
ABREVIATURAS	xii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivo do estudo	1
1.3. Organização da dissertação	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. Enquadramento histórico	3
2.2. Materiais	4
2.2.1. Betão leve	4
2.2.2. Madeira de secção circular.....	5
2.2.3. Ligação.....	7
2.3. Vantagens desta técnica de construção	13
3. MODELO ANALÍTICO.....	16
3.1. Introdução	16
3.2. Implementação do modelo.....	17
3.2.1. Largura efetiva das vigas	18
3.2.2. Rigidez efetiva e tensões atuantes	19
3.2.3. Propriedades dos materiais	23

3.2.4.	Ligação.....	25
3.2.5.	Estados limites últimos	27
3.2.6.	Estados limites de utilização.....	30
3.2.7.	Carga de colapso.....	32
4.	CAMPANHA EXPERIMENTAL.....	34
4.1.	Introdução	34
4.2.	Caracterização das vigas mistas.....	34
4.2.1.	Madeira	34
4.2.2.	Betão leve.....	35
4.2.3.	Ligação madeira-betão.....	36
4.3.	Instrumentação e ensaio.....	37
5.	ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	41
5.1.	Introdução	41
5.2.	Modelo simplificado do EC5.....	41
5.3.	Diagramas experimentais.....	43
5.4.	Comparações de resultados.....	54
6.	CONCLUSÕES	58
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte mista madeira-betão no estado de Oregon (Rodrigues, 2008).....	3
Figura 2.2 - Exemplos de diferentes sistemas de ligação (STEP, 1995).....	8
Figura 2.3 - Módulo de escorregamento para ligadores verticais, adaptado de (Cardoso, 2010)	9
Figura 2.4 - Curvas força vs. escorregamento para diversos sistemas de ligação (Rodrigues, 2008)	12
Figura 2.5 – Esmagamento da madeira (Adaptado do Cardoso, 2010).....	13
Figura 2.6 – Esmagamento do Betão (Adaptado do Cardoso, 2010).....	13
Figura 2.7 – Rotura do ligador por corte (Adaptado do Cardoso, 2010).....	13
Figura 2.8 - Esboço de uma estrutura mista madeira-betão (Jorge, 2005).....	14
Figura 3.1 - Deformações e distribuição de tensões para ligações madeira-betão semi-rígida e rígida (Dias, 2005).....	16
Figura 3.2 - Esquema do modelo do EC5	17
Figura 3.3 - Pavimento misto madeira-betão (Segundinho, 2005).....	18
Figura 3.4 - Distribuição da tensão normal sobre a laje.....	19
Figura 3.5 - Diagrama de tensões normais devido ao esforço axial e à flexão (STEP 2)	22
Figura 3.6 – Distribuição de tensões na secção transversal ($t=0$).....	29
Figura 3.7 - Distribuição de tensões na secção transversal ($t=\infty$)	30
Figura 3.8 - Componentes da Flecha.....	31
Figura 4.1 - Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade (Domingues, 2012, EN 14251)	35
Figura 4.2 - Ligação em cavilha (Domingues, 2012).....	36
Figura 4.3 - Secção transversal da viga mista, adaptado de (Dias, 2013)	36
Figura 4.4 - Esquema de instrumentação das vigas (Domingues, 2012).....	37
Figura 4.5 - Instrumentação e aplicação da carga	38
Figura 4.6 - Aplicação da carga no ensaio de rigidez	39
Figura 4.7 - História de carga da EN 26891	39
Figura 4.8 - Ensaio de rotura à flexão	39
Figura 5.1 - Diagrama experimental do ensaio de rigidez	44
Figura 5.2 - Escorregamento relativo madeira-betão defletómetro esquerdo	45
Figura 5.3 - Escorregamento relativo madeira-betão defletómetro direito	45
Figura 5.4 - Fissuras na zona tracionada do betão	46
Figura 5.5 - Defeitos na zona de colapso	46
Figura 5.6 - Curvas Força/Deslocamento a meio vão (vigas 1, 2, e 6)	47
Figura 5.7 – Curvas Força/Deslocamento a meio vão (vigas 7, 9, e 12).....	47

Figura 5.8 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 1	49
Figura 5.9 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 2	50
Figura 5.10 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 6	51
Figura 5.11 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 7	52
Figura 5.12 - Curva Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 9	53
Figura 5.13 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escurregamento da viga 12	54
Figura 5.14 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM1).....	55
Figura 5.15 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM2).....	55
Figura 5.16 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM5).....	56
Figura 5.17 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM6).....	56
Figura 5.18 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM7).....	56
Figura 5.19 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM9).....	56
Figura 5.20 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM12).....	56

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Consumo energético e características de vários materiais (Morgado, 2012, Chrisp et al., 2003, Lukindo et al., 1997, Júnior e Dias, 1997)	6
Tabela 2.2 - Comparação das propriedades mecânicas da madeira serrada com a madeira de secção circular (Domingues, 2012, Morgado, 2008)	7
Tabela 2.3 – Valores do módulo de escorregamento	10
Tabela 3.1 - Determinação da rigidez efetiva.....	21
Tabela 3.2 - Cálculo da rigidez efetiva a longo prazo	22
Tabela 3.3 - Propriedades resistentes do betão e da madeira	25
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas da ligação.....	27
Tabela 3.5 - Verificação das tensões atuantes a curto prazo	29
Tabela 3.6 - Verificação das tensões atuantes a longo prazo	30
Tabela 3.7 - Limites do EC5 para as deformações.....	31
Tabela 3.8 - Verificação do estado limite de serviço	32
Tabela 3.9 – Esforços máximos e cargas máximas	33
Tabela 4.1 - Valores admitidos para as propriedades resistentes dos elementos de madeira.....	34
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas e geométricas dos toros.....	35
Tabela 4.3 - Propriedades do Betão	36
Tabela 4.4 - Caracterização da ligação (valores por plano de corte).....	36
Tabela 5.1 - Rigidez efetiva de flexão (Modelo Analítico).....	41
Tabela 5.2 - Esforços e cargas máximas	43
Tabela 5.3 - Rigidez Efetiva Experimental	44
Tabela 5.4 - Carga máxima e de colapso, deformação máxima	48
Tabela 5.5 - Esforços e cargas de plastificação da ligação.....	48
Tabela 5.6 - Comparação da rigidez efetiva do modelo com do ensaio.....	55
Tabela 5.7 - Comparação forças máximas dos ensaios com do modelo	57

SIMBOLOGIA

c_1	Relação entre as cargas permanentes e a carga total
c_2	Relação entre as cargas variáveis e a carga total
d	Diâmetro do ligador
d_c	Diâmetro nominal do ligador definido na EN 13271
d_{med}	Diâmetro médio
d_{nom}	Diâmetro nominal
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
Ei_{ef}	Rigidez efetiva
E_{lcm}	Módulo de elasticidade secante do betão leve
$E_{local,0,05}$	Módulo de elasticidade local da madeira
$E_{local,0,mean}$	Módulo de elasticidade local média da madeira
$f_{c,0}$	valor característico da resistência à compressão da madeira segundo a direção das fibras
f_{ck}	Valor característico da resistência à compressão do betão
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência à tração do betão
F_d	Força de calculo no ligador
F_{est}	Força estimada de rotura da ligação mista
$f_{h,0,k}$	Valor característico da tensão de resistência ao esmagamento da madeira segundo a direção das fibras
$f_{h,2,d}$	Valor de cálculo da tensão de resistência ao esmagamento da madeira
f_{lck}	Valor característico da tensão de cedência do betão à compressão
f_{lcm}	Valor médio da tensão de cedência do betão leve à compressão
f_{lctm}	Valor médio da tensão de cedência do betão leve à tração
$f_{m,k}$	Valor característico da resistência à flexão da madeira
$F_{máx}$	Força máxima da ligação mista

f_{md}	Valor de cálculo da resistência à flexão da madeira.
$f_{t,0,d}$	Valor de cálculo da resistência à tração da madeira na direção das fibras;
f_u	Valor da tensão de rotura á tração do fio de aço;
k_{def}	Fator de cálculo das deformações finais, valor recomendado 0,6.
k_{mod}	Fator de modificação que tem em conta o efeito da duração das ações e do teor em água.
k_s	Módulo de escorregamento da ligação para os estados limites de serviço
k_{ser}	Módulo de escorregamento da ligação para os estados limites de serviço
k_u	Módulo de escorregamento da ligação para os estados limites últimos
M_d	Valor de cálculo do momento fletor
$M_{y,Rk}$	Valor característico do momento de cedência plástica do ligador
s	Espaçamento entre os ligadores
s_{eq}	Espaçamento equivalente entre os ligadores
u_c	Contra flecha
u_{creep}	Flecha devida à fluência
u_{inst}	Flecha instantânea
$u_{net,fin}$	Flecha aparente
V_d	Valor de cálculo do esforço transverso
α	Ângulo entre o esforço e o fio
α_{lcc}	Coefficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão
α_{lct}	Coefficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração
γ_C	Coefficiente parcial de segurança do betão
γ_M	Coefficiente parcial do material
η_E	Fator de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade
ρ	Massa volúmica
ρ_k	Valor característico da massa volúmica da madeira
ρ_m	Valor médio da massa volúmica do material composto
ρ_{mean}	Valor médio da massa volúmica
σ_i	Tensão normal de cálculo devido ao esforço axial;

$\sigma_{m,i}$	Tensão normal de cálculo devido à flexão.
$\tau_{i,máx}$	Tensão tangencial máxima
$\gamma_{M,v}$	Coefficiente parcial de segurança
$\varphi_{\infty,t0}$	Coefficiente da fluência para cargas permanentes
$\varphi_{t,t0}$	Coefficiente da fluência para cargas quase-permanentes

ABREVIATURAS

EC0 – Eurocodigo 0

EC1 – Eurocodigo 1

EC2 – Eurocodigo 2

EC5 – Eurocodigo 5

ELS – Estados Limites de Serviço

ELU – Estados Limites Últimos

LVL – Laminated Veneer Lumber

AITE – American Institute for Timber Engineering

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A exigência do mercado atual é a sustentabilidade, daí a promoção de formas de construção que possibilitem a preservação do ambiente.

A madeira como material de construção pode ser considerada sustentável, pois o consumo energético para a sua transformação para material de construção é muito menor que outros materiais típicos de construção como o betão e o aço.

A combinação da madeira com o betão é uma tecnologia muito promissora, onde o betão por ter um bom comportamento quando solicitado a compressão, encontra-se na zona comprimida, e a madeira na zona tracionada. Esta tecnologia consiste na ligação de viga de madeira com uma laje de betão, usando um sistema de ligação que transmite forças de corte entre a madeira e o betão, essencialmente utilizada na reabilitação de pavimentos tradicionais de madeira. Também utilizada em construções novas de pavimentos e pontes de pequeno porte.

A viga de madeira pode ser maciça ou já trabalhada (serrada, lamelada colada, LVL, entre outros), este trabalho é centrado em vigas mistas com vigas de madeira maciça de secção circular, e o betão é de agregados leve. A utilização do betão leve em alternativa ao betão normal, leva a uma estrutura mais leve, consequentemente diminuindo o carregamento sobre os elementos de suporte, logo diminuindo as respetivas dimensões.

1.2. Objetivo do estudo

O principal objetivo deste trabalho foi analisar o comportamento de vigas mistas madeira-betão através de uma campanha experimental, que consistiu em ensaios de curta duração de aplicação de cargas estáticas. Em paralelo foi desenvolvido um modelo numérico com o intuito de prever o comportamento das vigas.

Com a campanha experimental visa-se caracterizar o comportamento mecânico das vigas e das

suas ligações, a influencia das propriedades das suas componentes e a influencia do comportamento da ligação sobre o comportamento das vigas.

O modelo numérico foi desenvolvido com base nos princípios e requisitos do anexo B da parte 1-1 do EC5, com o intuito de prever o comportamento das vigas ensaiadas e a sua capacidade de carga. Realizando então uma análise comparativa dos resultados de forma a avaliar a eficácia do uso do modelo para a caracterização do comportamento de vigas mistas madeira maciça circular com betão de agregados leves.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação é composta por 6 capítulos.

No presente capítulo faz-se uma introdução ao trabalho desenvolvido.

No capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica, com o enquadramento histórico de estruturas mistas madeira-betão e as suas vantagens. Inclui também a descrição do uso estrutural da madeira de secção circular e a composição e descrição do que é o betão leve.

No capítulo 3 descreve-se o procedimento do modelo analítico baseado no modelo simplificado do Eurocódigo 5 através de um exemplo de aplicação.

No capítulo 4 consiste na descrição do trabalho experimental desenvolvido.

No capítulo 5 são apresentados os resultados experimentais, bem como os resultados da aplicação do modelo analítico relativos às vigas ensaiadas, com uma comparação entre eles.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Enquadramento histórico

O desenvolvimento de estruturas mistas madeira-betão na Europa deveu-se essencialmente pela escassez do aço para reforçar o betão depois da primeira e segunda guerra mundial (1914-1918 e 1939-1945). Nos últimos 50 anos, o interesse por estruturas mistas madeira-betão aumentou, resultando em construções de pontes, e reforço de lajes em madeira. Um bom exemplo é a ponte Vihantasalmi construída em 1999 na Finlândia, com um comprimento de 168 metros, constituída por aço, madeira e betão (Figura 2.2). Ainda podemos encontrar exemplos de estruturas mistas madeira-betão nos estados unidos, como a ponte no estado de Oregon, na Nova Zelândia, onde a primeira ponte experimental foi construída em 1957 para o Serviço Florestal de Nova Zelândia (“New Zealand Service Forest”) sobre o curso de água Waiharakeke junto a fronteira norte da floresta Karioi (Cone, 1963), e na Austrália, a ponte da Pacific Highway em New South Wales sobre o rio Maria (Yeoh et al.,2009).



Figura 2.1 - Ponte mista madeira-betão no estado de Oregon (Rodrigues, 2008)

Desde então o seu comportamento e a sua performance tendo sido alvo de estudos. Vigas mistas madeira-betão têm sido usadas muito na europa e nos últimos dois seculos novos tipos lajes mistas madeira-betão foram introduzidas no mercado aplicados em construções de habitação, escritórios

e comerciais investigações (Khorsandnia et al, 2012). Nos dias de hoje, esta técnica é usada sobretudo para edifícios de vários pisos e em pontes de pequenos vãos.



Figura 2.2 - Ponte Vihantasalmi - Finlândia (Skyscrapercity web)

Esta técnica de construção, como já foi mencionado, pode ser utilizada na remodelação ou reabilitação de estruturas já existentes, tendo em conta que permite rentabilizar todo o material existente uma vez que as vigas continuam a ter uma importante função estrutural, enquanto as tábuas do soalho são utilizadas como cofragem natural para a lajeta de betão (Branco, 2002).

2.2. Materiais

2.2.1. Betão leve

Em geral, designa-se de betão leve, betões com estrutura porosa e com massa volúmica inferior à dos betões correntes, nomeadamente betões de agregados leves, betões sem finos e betões celulares.

No âmbito da NP EN 206-1, compreende-se como betão leve, um betão cuja massa volúmica, após secagem em estufa, esteja compreendido entre 800 e 2000kg/m³ e concebido, total ou parcialmente, por agregados leves.

A este propósito o Eurocódigo 2 e a NP EN 206-1 estabelecem um quadro de classe de resistência

entre LC8/9 e LC80/88 e classe de massa volúmica entre D1,0 e D2,0.

A nível europeu, a produção e certificação de agregados leves para aplicação em betões leves é normalizada pela EN 13055, que define agregado leve como aquele que tem uma massa volúmica inferior ou igual a 2000 ou uma baridade inferior ou igual a 1200.

Argila expandida, pó de cortiça, grânulos de poliestireno, escórias dos altos-fornos, cinzas volantes sintetizadas, vermiculite ou perlite expandidas, pedra-pomes ou xisto expandido são alguns dos exemplos de produtos utilizados como agregados leves em betão (Domingues, 2012).

As vantagens da utilização de um betão leve prendem-se sobretudo com a diminuição das cargas respeitantes ao peso próprio, daí ser utilizado em obras de reabilitação, ou nas situações em que por critérios de projeto seja conveniente usar um betão com uma densidade inferior à habitual.

As suas propriedades de isolamento acústico e o seu bom comportamento à ação do fogo, também são vantagens da sua utilização. O seu bom comportamento à ação do fogo deve-se a sua menor condutibilidade térmica, menor coeficiente de dilatação térmica e grade estabilidade dos agregados para a temperaturas até 1200° (Jorge, 2005).

Para obter uma maior resistência à compressão do betão leve, geralmente recorre-se a um maior consumo de ligante, apesar de o fator de controlo de resistência ser a massa volúmica dos agregados (Jorge, 2005).

2.2.2. Madeira de secção circular

A madeira é considerada um material tradicional, desde sempre utilizada pelo homem com um mínimo de modificação. Possui atualmente uma imagem de material primitivo, sendo aplicado a estrutura quando se quer uma imagem rústica. A alta resistência da madeira em relação ao seu baixo peso e baixo consumo energético necessário para sua produção (0,5GJ/m³-Tabela 2.1), faz dela um material viável economicamente e que satisfaz os requisitos da construção sustentável, em comparação com outros materiais de construção (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Consumo energético e características de vários materiais (Morgado, 2012, Chrisp et al., 2003, Lukindo et al., 1997, Júnior e Dias, 1997)

Material		Consumo energético (GJ/m ³)			
Madeira de secção circular, não seca		0,5			
Madeira de secção circular, seca		1,7			
Madeira serrada		2,3			
Madeira lamelada colada		5,4			
Alvenaria		7			
Alumínio		527			
Plástico		92-133			
Material	ρ (kN/m ³)	Energia para produção (GJ/m ³)	Resistência (MPa)	Relação Resistência/ ρ	Relação Resistência/Energia
Betão	24	1,92	20	0,83	10,42
Aço	78	234	250	3,21	1,07
Madeira de resinosa	6	0,60	50	8,33	83,33
Madeira de folhosa	9	0,63	90	10,00	143,86

A madeira de secção circular, quando comparada com a madeira serrada, exige menos processamento e, conseqüentemente, menos desperdício de material lenhoso e energia na sua obtenção. A madeira de secção circular possui mais resistência e rigidez que a madeira serrada devido à continuidade das fibras. Na madeira serrada as fibras em redor dos nós são cortadas e descontínuas, levando a concentração de tensões, o que pode resultar em princípio de roturas (Morgado, 2012).

Um aspeto importante no uso de madeira de secção circular é a sua variação dimensional. Este material possui uma maior variação dimensional na direcção tangencial do que na direcção radial, o que leva ao aparecimento de fendas. A eventual retração da madeira pode ainda provocar folga nos ligadores. No entanto, o efeito do aparecimento de fendas devido a secagem pode ser minimizado através de secagem a altas temperaturas (Morgado, 2012).

A madeira de secção circular, tal como a madeira em geral, é um material anisotrópico. As suas propriedades mecânicas dependem da direcção do esforço em relação à orientação das fibras. Possui resistências elevadas na direcção das fibras e resistências reduzidas na direcção perpendicular

às fibras.

A sua variabilidade e heterogeneidade leva a que nem mesmo dois pedaços de madeira de uma mesma espécie são absolutamente iguais, pois depende da sua localização no tronco e dos defeitos naturais que possam apresentar (Abdalla, 2002, Richter e Burger, 1978)

A sua durabilidade é muito elevada, contudo revela suscetibilidade a agentes externos, como por exemplo organismos biológicos, como insetos, fungos e xilófagos, que causam a deterioração que pode afetar as propriedades mecânicas do material ou deterioração superficial com impacto apenas estético. Para evitar o desenvolvimento destes organismos biológicos podem ser tomadas medidas preventivas como usar preservantes ou produtos ignífugos e de acabamentos superficiais (Abdalla, 2002).

Atualmente, a madeira de secção circular possui um uso maioritariamente não estrutural, sendo usada na elaboração de barreiras sonoras, vedações, pérgulas e mobiliário urbano (Morgado et al., 2010).

A espécie de madeira constituinte das vigas mistas da campanha experimental, é pinho bravo português, que foi alvo de estudo do Morgado (Morgado, 2008), que comprovou as boas propriedades mecânicas em relação a outras espécies americanas e europeias. O autor verifica também que relativamente á madeira serrada de classe superior de Pinho Bravo Português, a madeira de secção circular apresenta valores bastante superiores em termos de resistência à flexão (Domingues, 2012).

Tabela 2.2 - Comparação das propriedades mecânicas da madeira serrada com a madeira de secção circular (Domingues, 2012, Morgado, 2008)

Material	$f_{m,k}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)	$E_{local,0,mean}$ (MPa)	$E_{local,0,05}$ (MPa)	ρ_{mean} (kg/m ³)	ρ_k (kg/m ³)
Madeira de secção circular	53,8	27,3	14128,5	9466,1	535,5	435
Madeira Serrada (Classe E)	18	18	1200	8000	580	460
Madeira Serrada (Classe EE)	35	24,7	14000	9380	610	490

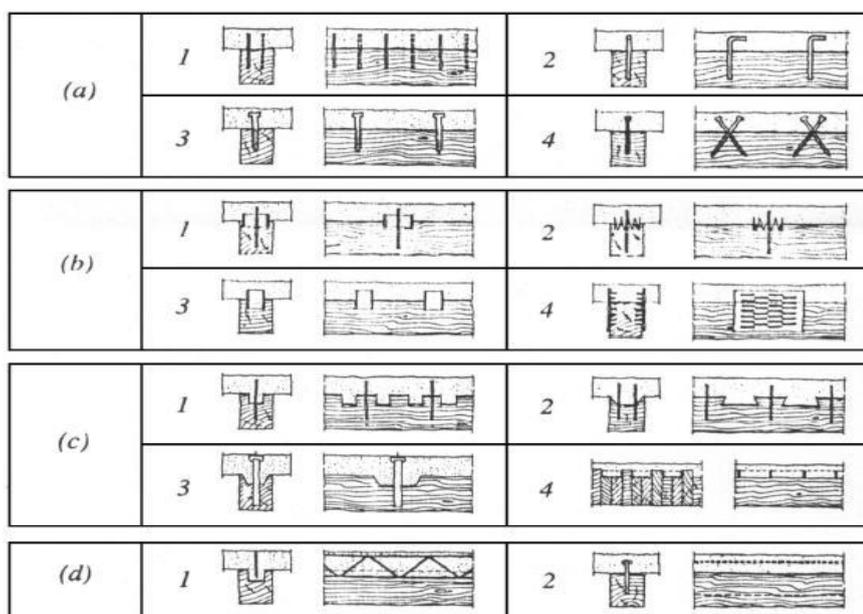
2.2.3. Ligação

É estabelecido em diferentes estudos que a resistência, a rigidez e a relação carga-deformação da ligação, pode afetar significativamente o comportamento a curto e longo prazo de uma estrutura mista madeira-betão (Khorsandnia et al, 2012). A garantia de um bom comportamento misto da

estrutura deve-se, a uma ligação capaz de transmitir os esforços.

No mercado mundial são encontradas diversas formas de ligação para estruturas mistas madeira-betão, notando, contudo, que não há um interesse como há noutros tipos de ligação. É de referir que a própria informação técnica, em muitos casos, não é completa, o que origina, por parte dos projetistas, alguma dificuldade no uso destas estruturas (Cardoso, 2010).

Existem diversos sistemas de ligação, podendo ser pontuais, como por exemplo utilizando um determinado número de elementos metálicos, ou contínuos ao longo da viga de madeira. Na Figura 2.2. são representados os sistemas mais comuns de ligação. As ligações ainda podem ser classificadas quanto a sua rigidez. Por exemplo, ligações por interposição de elementos metálicos são menos rígidas (Figura 2.2-a) que ligações por contacto direto entre a madeira e o betão (Figura 2.2-b) e ainda menores que ligações de entalhe com ou sem reforço de elementos metálicos (Figura 2.2-c), sendo elas todas classificadas como ligações semi-rígidas. A ligação rígida só é possível através de ligações coladas (Figura 2.2-d).



(a1) – pregos; (a2) – barras de aço coladas; (a3/4) – parafusos; (b1) – “split-rings”; (b2) – placas denteadas; (b3) – tubos de aço; (b4) – placas metálicas; (c1) – furos redondos na madeira e conectores; (c2) – denteação e conectores; (c3) – denteação e barras de aço pós-tensionadas; (c4) – tábuas de madeira pregadas e placas de aço dispostas nos espaços criados; (d1) – treliça de aço colada; (d2) – placa de aço colada.

Figura 2.2 - Exemplos de diferentes sistemas de ligação (STEP, 1995)

A propriedade que melhor caracteriza as ligações é o módulo de escorregamento (k_{ser}), que quantifica a flexibilidade da ligação com base na relação força/deslocamento determinada através de ensaios seguindo o EN 26891, norma que define o ensaio de ligações usando ligadores metálicos em estruturas de madeira. O ensaio consiste em um provete sujeito a uma força de compressão originando planos de corte nos ligadores.

Existem dois tipos de módulos de escorregamento, k_{ser} que corresponde aos estados limites de serviço e k_u que corresponde aos estados limites últimos. O módulo de escorregamento de serviço é definido como a tangente da curva força/deslocamento no momento em que a carga atinge 40% o valor da carga máxima prevista para a ligação (Cardoso, 2010). Em relação aos estados limites últimos, o valor do módulo de escorregamento corresponde a intersecção da curva força/deslocamento no patamar de 60% da carga máxima prevista (Ceccotti, 1995).

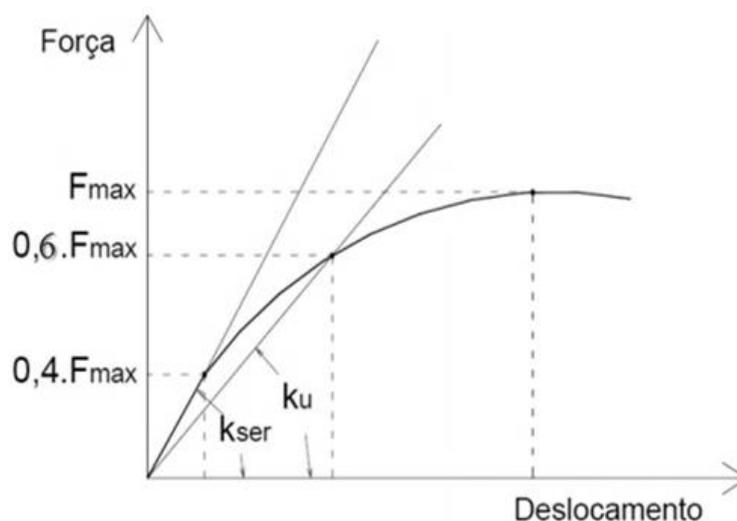


Figura 2.3 - Módulo de escorregamento para ligadores verticais, adaptado de (Cardoso, 2010)

O EC5 apresenta algumas expressões para calcular o módulo de escorregamento para diferentes tipos de ligadores metálicos, apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 2.3 – Valores do módulo de escorregamento

Tipo de ligador	k_{ser}	(módulo de escorregamento)
Cavilhas		
Parafusos de porca com ou sem folga	$\frac{\rho_m^{1,5} d}{23}$	(1)
Parafusos		
Pregos com pré-furação		
Pregos sem pré-furação	$\frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30}$	(2)
Agrafos	$\frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{80}$	(3)
Anéis		
Placas circulares com rebordo	$\frac{\rho_m d_c}{2}$	(4)
Placas denteadas		
Ligadores do tipo C1 e C9 (EN912)	$\frac{1,5\rho_m d_c}{4}$	(5)
Ligadores do tipo C10 e C11 (EN912)	$\frac{\rho_m d_c}{2}$	(6)
$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1}\rho_{m,2}}$, correspondendo $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ aos dois materiais ligados		(7)

Com:

ρ_m – Valor médio da massa volúmica do material composto;

d – Diâmetro do ligador;

d_c – Diâmetro nominal definido na EN 13271.

Ainda indica que para ligações madeira-betão, para o cálculo do módulo de escorregamentos deve ser utilizado a densidade média da madeira, ρ_m , e pode ser multiplicado por 2,0. E para o módulo de escorregamento instantâneo para estados limites últimos, k_u , usa-se a seguinte expressão:

$$k_u = \frac{2}{3} k_{ser} \quad (8)$$

Ceccotti propôs uma expressão para o cálculo do módulo de escorregamento baseado em resultados experimentais, partindo do diâmetro do ligador e do módulo de elasticidade da madeira em vez de utilizar a densidade média como propõe o EC5 (Branco, 2003).

$$k_{ser} = 0,125 \times d \times E \quad (9)$$

Dias (2005) conclui através da análise do método de cálculo proposto na norma EN 26891 que o método leva a resultados que não representam o comportamento completo dos ligadores, principalmente nas ligações com notável comportamento não-linear numa fase inicial, como por exemplo ligações do tipo cavilha.

Dias (2010) estudou o comportamento dos vários tipos de ligações, tendo focado nas ligações com elementos metálicos, conclui que o módulo de escorregamento tem maior influência no comportamento da estrutura mista do que a carga de cedência da ligação. Ensaiou dois tipos diferentes de ligações, ligação tipo cavilha e ligação tipo entalhe, comprovando um comportamento dúctil para a ligação tipo cavilha com grande capacidade de deformação plástica, mas com uma menor carga de cedência que a ligação tipo entalhe. Conclui também que a carga de cedência da ligação depende das propriedades da madeira e do betão e também da sua configuração, enquanto o módulo de escorregamento é significativamente afetada somente pelas propriedades da madeira.

Deam et al. (2008) ensaiou ligações com cavidades circulares e retangulares na madeira com e sem reforço de parafuso ou anel, e ligações tipo cavilha. Verificou melhor performance das ligações com cavidade reforçada com a maior carga de cedência, maior rigidez e melhor comportamento pós-pico, sendo a carga de cedência e a rigidez dependentes da geometria da cavidade e o comportamento pós-pico dependente do diâmetro do parafuso.

A geometria da cavidade também influencia o comportamento da ligação, Yeoh et al. (2010) chegou a comprovar ao ensaiar ligações com cavidade na madeira retangular e triangular com reforço de parafuso. Observou uma maior rigidez nas ligações com cavidade retangular beneficiando de um comportamento dúctil derivado do parafuso, já as ligações com cavidade triangular apresentavam menor rigidez, mas com aumento de ductilidade quando a força era aplicada no sentido mais fraco, do maior ângulo para o menor. Comprovou que o comprimento da cavidade aumenta significativamente a capacidade de carga da ligação a força máxima da ligação enquanto o parafuso melhora o módulo de escorregamento no ELU, o comportamento pós-pico, e permite uma rotura mais dúctil.

Na análise global de uma estrutura mista com ligação colada direta entre os materiais podemos homogeneizar a secção mista, isto porque estes sistemas de ligação impedem o deslizamento relativo entre os materiais. O desenvolvimento geral deste tipo de soluções centra-se na análise da durabilidade da colagem e no comportamento sob ações a longo prazo e variações higrométricas (Jorge, 2005).

Ceccotti et al. (2006) ensaiou vigas mistas madeira-betão com varões colados na madeira. Durante o ensaio de rotura comprovou um comportamento de elevada rigidez, uma rotura frágil e nenhuma plastificação significativa da ligação, pois para permitir a plastificação a ligação não pode ser muito resistente.

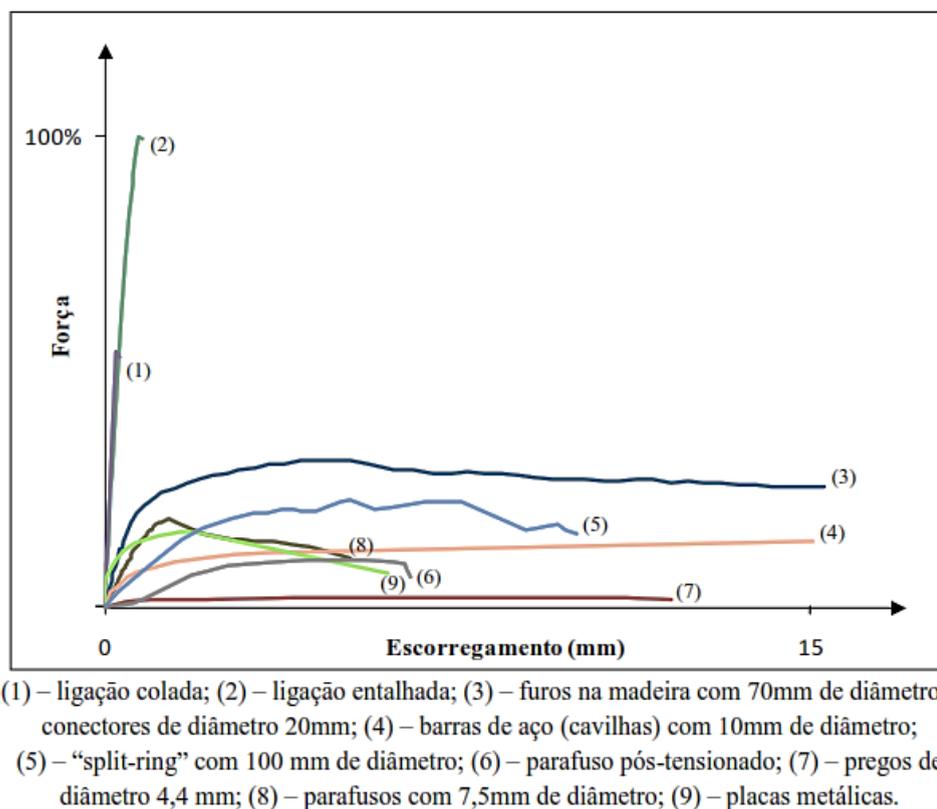


Figura 2.4 - Curvas força vs. escorregamento para diversos sistemas de ligação (Rodrigues, 2008)

Pode verificar-se na Figura 2.4, que todos os ligadores apresentam um comportamento altamente não-linear, à exceção das ligações coladas e entalhadas. As ligações coladas e entalhadas são as ligações de maior resistência, mas não exibem deformação plástica. Ao contrário das outras ligações que exibem deformação plástica, mas carga resistente reduzida em relação as ligações coladas e entalhadas.

No comportamento de estruturas mistas madeira-betão, a madeira sujeita a combinação da flexão com tração exibe um comportamento frágil, e 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. Estabelecendo a importância da ductilidade das ligações para os parâmetros de desempenho global da estrutura (Jorge, 2005).

Neste trabalho foca-se em ligadores do tipo cavilha, para este tipo de ligação temos três formas de rotura, esmagamento da madeira provocada pela rotação do ligador na secção do furo, esmagamento por compressão localizada no betão provocada pelo esforço aplicado pelo ligador, e plastificação do ligador provocada pelo esforço de corte, conforme é admitido pela teoria de Johanssen (Cardoso, 2010).

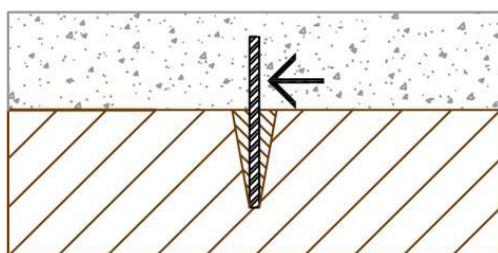


Figura 2.5 – Esmagamento da madeira (Adaptado do Cardoso, 2010)

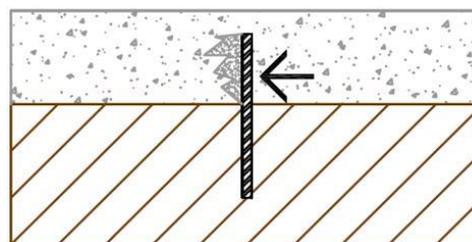


Figura 2.6 – Esmagamento do Betão (Adaptado do Cardoso, 2010)

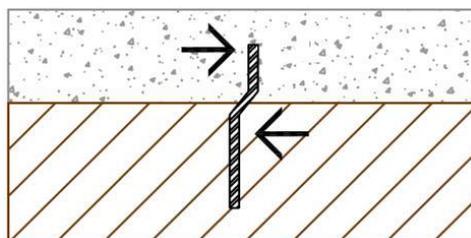


Figura 2.7 – Rotura do ligador por corte (Adaptado do Cardoso, 2010)

Relativamente ao modo de aplicação, a instalação perpendicularmente ao elemento de madeira provoca a mobilização da resistência á flexão do ligador, resultando, no entanto, numa rigidez reduzida. A aplicação do ligador inclinado em relação á vertical faz com que o ligador resista também pela mobilização da resistência axial, permitindo ganhos elevados de rigidez ao corte (Domingues, 2012).

2.3. Vantagens desta técnica de construção

As estruturas mistas madeira-betão podem ser enquadradas na reabilitação e reforço de pavimentos de madeira bem como na construção de pavimentos novos. Podendo também ser aplicadas em tabuleiros de pontes, elementos de fachada e parede, e na pré-fabricação. A solução de reabilitação e reforço de pavimentos antigos de madeira é particularmente relevante em Portugal, sendo os pavimentos tradicionais de madeira o usual de edifícios antigos.

Pavimentos tradicionais de madeira podem sofrer excessivas deformações, suscetíveis a vibrações, barreira acústica insuficiente, e uma resistência baixa ao fogo em relação a pavimentos de betão. Há muitas vantagens no uso de estruturas mistas madeira-betão em relação a estruturas

só de madeira, tanto para edifícios novos como reabilitação de edifícios, de entre estas destacam-se: aumento significativo da rigidez; aumento da massa térmica; bom comportamento acústico; menor tendência para a existência de vibrações incomodativas; maior capacidade de carga; a madeira serve como cofragem para o betão; bom comportamento a ação sísmicas, devido a massa reduzida; a possibilidade de usar a madeira como teto decorativo; reduzida emissão de CO₂ (Yeoh et al., 2009).

A reabilitação de um pavimento de madeira através desta técnica não requer substituição do existente, consistindo na colaboração da estrutura de madeira existente com o betão através de dispositivos de ligação. A lâmina de betão confere capacidade de repartição transversal de cargas e capacidade resistente a ações no seu plano. 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 através do prolongamento de uma armadura através de roços abertos na parede (Jorge,2005).

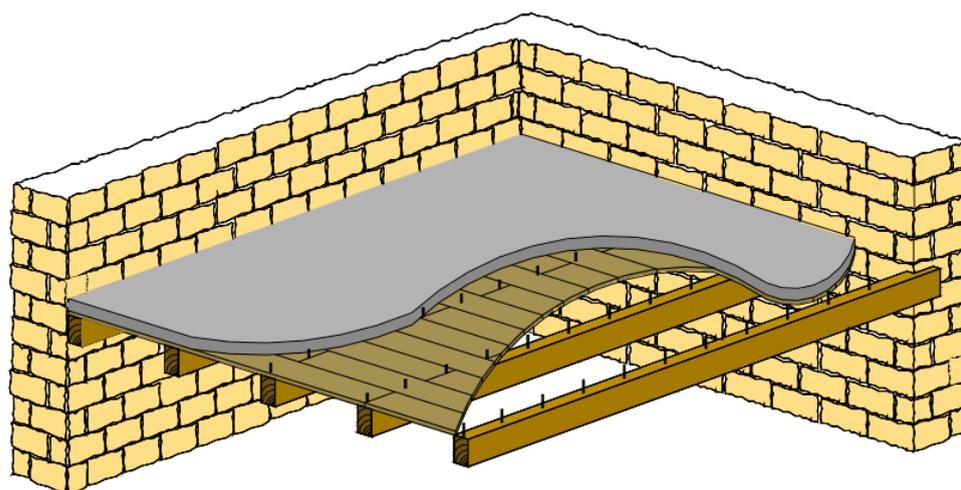


Figura 2.8 - Esboço de uma estrutura mista madeira-betão (Jorge, 2005)

No que diz respeito a estruturas de betão armado existem também vantagens, uma vez que as fendas resultantes das trações podem originar a penetração de humidade e corrosão nas barras de aço. Além disso, a parte inferior do betão, cerca de 40 a 60% quando fendilhada não está a resistir. Daí que substituindo essa parte por madeira, com boas propriedades resistentes à tração, e reduzindo a parte de betão somente à zona que apenas resiste à compressão consegue-se ter uma estrutura simultaneamente mais leve e mais rígida (Firmo, 2010).

Lukaszewska et al. (Lukaszewska et al., 2008) comprovaram através de um estudo experimental que é fiável a construção de estruturas mistas madeira-betão com elementos pré-fabricados, com placa de betão pré-fabricadas em oficina e ligado in situ nas vigas de madeira. As vantagens desta

técnica incluem o custo reduzido, aumento da velocidade de construção, e efeito reduzido da retração do betão em relação ao betão produzido in situ.

Fragiacomo e Lukaszewska (Fragiacomo e Lukaszewska, 2011) conduziram uma campanha experimental que incluía ensaios *push-out* em amostras de pequenas dimensões, ensaios de flexão e dinâmicos, e ensaios a longo-prazo em amostras de grandes dimensões (4,5 m de comprimento) de vigas mistas pré-fabricadas. Observaram uma boa performance tanto a cargas estáticas como dinâmicas, e obtiveram melhor resultado com uma ligação de entalhe reforçada com parafuso.

A vantagem que esta técnica de construção tem sobre uma estrutura metálica, é o comportamento ao fogo, não só por a presença de uma camada de betão melhorar a reação ao fogo da madeira, mas também por só por si a madeira possuir uma muito melhor resistência ao fogo, conseguindo manter a integridade da estrutura mesmo num incêndio em que sejam atingidas temperaturas da ordem dos 1000°C, contrariamente ao aço, que para temperaturas da ordem dos 300°C graus, e devido á total alteração da suas propriedades mecânicas, sofre uma diminuição abrupta da sua capacidade resistente (Domingues, 2012, Negrão J. e Faria, J. Amorim, 2008).

3. MODELO ANALÍTICO

3.1. Introdução

A análise de vigas mistas madeira-betão exige o conhecimento da relação tensão-deformação de toda as suas componentes, madeira, betão e ligador. Com exigência de introdução dos vários parâmetros para determinação desta relação, torna este problema complexo. Mas para casos práticos, podemos assumir certas simplificações, de forma a simplificar o processo de análise (Stojić e Cvetković, 2001).

Devido a dependência do comportamento da estrutura mista com a rigidez da ligação, existem vários métodos de dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão. Pois quando a ligação madeira-betão for completamente rígida, a secção pode ser homogeneizada assumindo o módulo de elasticidade de um dos materiais, madeira ou betão, sendo aplicáveis as equações básicas da resistência dos materiais, tornando o cálculo extremamente simples. Mas quando a ligação deixa de ser rígida, com comportamento semi-rígido, começam a existir pequenos deslizamentos entre os materiais que pode ser traduzido pelo coeficiente de escorregamento, e a secção deixa de ser plana.

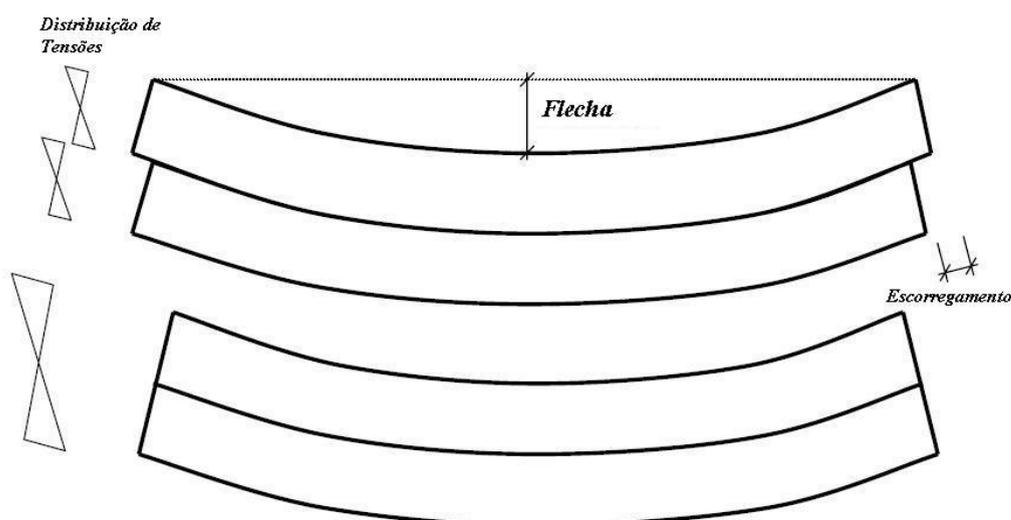


Figura 3.1 - Deformações e distribuição de tensões para ligações madeira-betão semi-rígida e rígida (Dias, 2005)

Para o caso de uma ligação semi-rígida, é recomendável o uso do método aproximado de cálculo, que pode ser encontrado descrito no STEP 2, baseado no modelo de cálculo apresentado no anexo B do EC5. Este método sugere a utilização de equações simplificadas baseadas no cálculo da rigidez efetiva à flexão e na distribuição de tensões apresentada na Figura 3.2, obtida em função da rigidez da ligação entre os dois materiais.

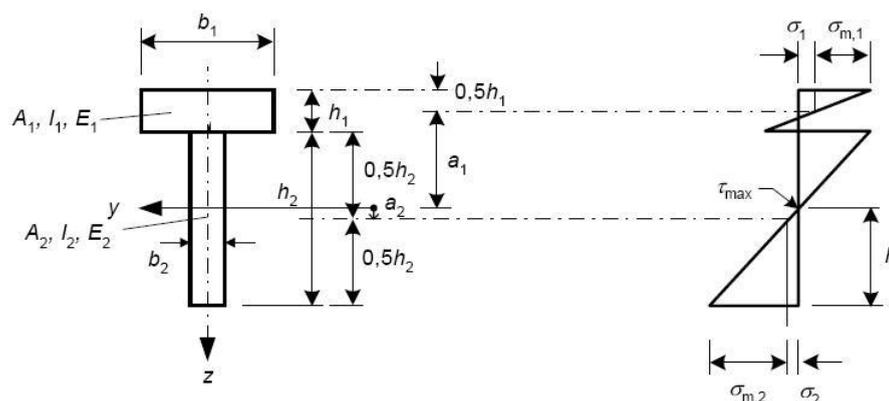


Figura 3.2 - Esquema do modelo do EC5

O modelo numérico que vai ser utilizado, como já referido, tem como base o anexo B do EC5, que se assenta nos seguintes pressupostos:

- As vigas são simplesmente apoiadas com vão l . Para vigas contínuas as expressões podem ser usadas com l igual a 0,8 do vão original e para vigas em consola com l igual ao dobro do comprimento;
- A secção transversal é constante ao longo da viga;
- As partes individuais de madeira ou são inteiras ou coladas;
- As partes individuais são ligadas umas às outras por ligadores mecânicos com módulo de escorregamento K ;
- O espaçamento s entre os ligadores é constante ou varia de maneira uniforme de acordo com o esforço transversal entre S_{min} e S_{max} , com $S_{max} \leq S_{min}$;
- A carga está a atuar segundo o eixo z dando um momento $M(x)$, variando sinusoidalmente ou parabolicamente, e um esforço $V(x)$ linear.

3.2. Implementação do modelo

Após o desenvolvimento do modelo numérico numa folha de cálculo, apresenta-se aqui um exemplo prático.

O exemplo prático trata-se de um pavimento misto madeira-betão com vão de 4,00 m, com

espaçamento de 0,50 m entre as vigas, com uma altura total de 23 cm. A laje com 7 cm de espessura é de betão leve classe LC25/28 (EC2), e as vigas são madeira de classe de resistência C18, (EN 338), ligadas por varões de aço de 10 mm de diâmetro. As ações atuantes são as ações permanentes com o valor de 0,7 kN/m e as ações variáveis com o valor de 1 kN/m para um módulo de 50 cm de largura, ou seja, para as vigas do meio sendo as mais esforçadas. Verificou-se a segurança de uma das vigas mais esforçadas e determinou-se a carga de colapso.

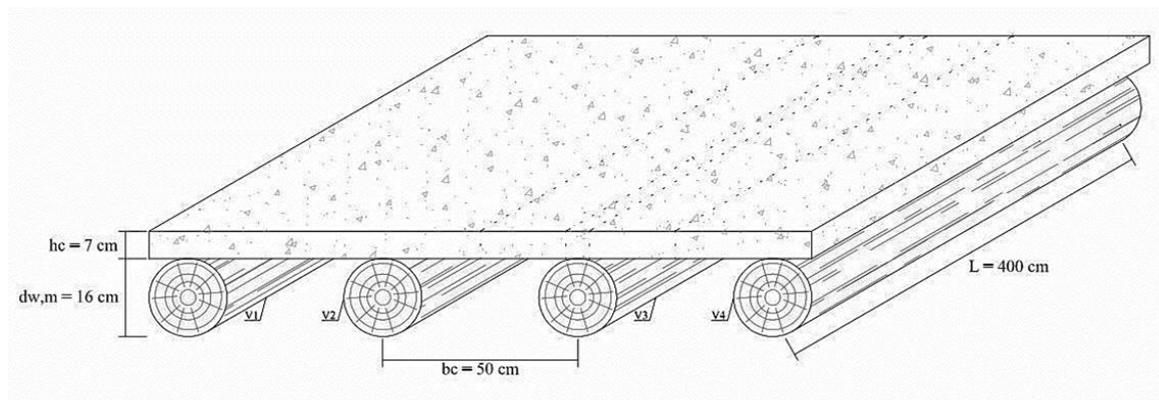


Figura 3.3 - Pavimento misto madeira-betão (Segundinho, 2005)

O valor de cálculo das forças internas para a combinação de ações (ações permanentes + variáveis), para o cálculo das tensões atuantes a utilizar na verificação da segurança, são:

$$M_{Ed} = \frac{(1,35g_k + 1,5q_k)l^2}{8} = 4,89 \text{ kNm} \quad (10)$$

$$V_{Ed} = \frac{(1,35g_k + 1,5q_k)l}{2} = 4,89 \text{ kN} \quad (11)$$

3.2.1. Largura efetiva das vigas

A largura efetiva de uma viga é definida com o comprimento paralelo para resistir à ação estrutural e resistir ação da carga em um piso composto de uma laje de betão de elementos compostos (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). E ela depende dos seguintes fatores:

- Relação entre a largura total da laje e comprimento da viga;
- Tipo de carregamento (uniforme ou concentrado) e posição da carga;
- Tipo de sistema estático das vigas (encastrado ou simplesmente apoiada);
- Tipo de acoplamento entre os elementos da estrutura mista.

De acordo com recomendações do AITE (American Institute for Timber Engineering), a largura efetiva da laje de betão no caso de estruturas mistas de madeira-betão pode ser calculada através

das expressões seguintes, sendo ela o menor valor encontrado.

$$b_{1,ef} \leq \frac{1}{4}l \quad (12)$$

$$b_{1,ef} \leq 12d \quad (13)$$

$$b_{1,ef} \leq b \quad (14)$$

Onde:

b – Distância entre vigas de madeira;

l – Vão do pavimento misto;

d – Espessura do betão.

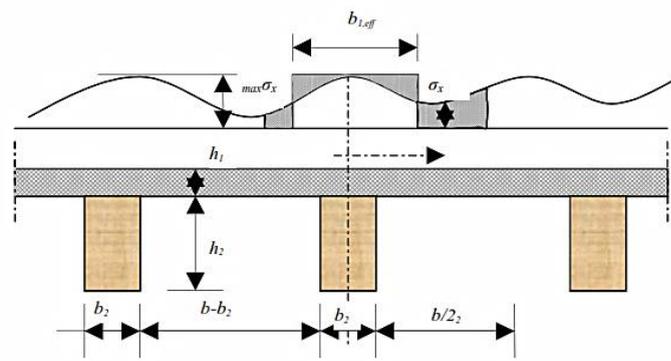


Figura 3.4 - Distribuição da tensão normal sobre a laje

Obtendo uma largura efetiva de:

$$\left. \begin{array}{l} 1/4 l = 1000mm \\ 12d = 840mm \\ b = 500mm \end{array} \right\} \rightarrow b_{1,ef} = 500mm$$

3.2.2. Rigidez efetiva e tensões atuantes

Através das equações de equilíbrio resultante da distribuição das tensões de flexão é definida a rigidez à flexão.

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (15)$$

Os momentos de inércia do betão e da madeira são dados respetivamente por:

$$I_1 = \frac{b_{1,ef} \times h_1^3}{12} \quad (16)$$

$$I_1 = \frac{\pi \times h_2^4}{64} \quad (17)$$

De seguida apresenta-se as expressões para o cálculo dos coeficientes que definem a redução da inércia e a posição da linha neutra do sistema misto:

$$\gamma_2 = 1,0 \quad (18)$$

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{k_i l^2} \right]^{-1} \quad (19)$$

$$a_1 = \frac{(h_1 + h_2)}{2} - a_2 \quad (20)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2[\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2]} - a_2 \quad (21)$$

Onde:

$k_i = k_u$ para os estados limites últimos;

$k_i = k_u$ para os estados limites de utilização;

s – Espaçamento entre ligadores.

O EC5 sugere para o espaçamento entre ligadores, s , a ser considerado, deverá corresponder a um espaçamento constante s_{eq} .

$$s_{eq} = 0,5s_{mín} + 0,25s_{máx} \quad (22)$$

Onde:

$$s_{mín} = \frac{(h_2 - 10)}{2} = 75mm \quad (23)$$

$$s_{máx} = \frac{h_2}{l} \times 5000 - 10 = 190mm \quad (24)$$

Que verifica a condição:

$$s_{m\acute{a}x} \leq 4 \times s_{m\acute{i}n} \quad (25)$$

São apresentados na tabela seguinte a rigidez efetiva obtida dos cálculos.

Tabela 3.1 - Determinação da rigidez efetiva

$b_{1,ef}(mm) = 500$		$b_2(mm) = 160$	
$h_1(mm) = 70$		$h_2(mm) = 160$	
$A_1(mm^2) = 35000$		$A_2(mm^2) = 19615,19$	
$I_1(mm^4) = 14291667$		$I_2(mm^4) = 54613333$	
Y_1	0,237	Y_2	1
$a_1(mm)$	66,94	$a_2(mm)$	33,06
$E_1(N/mm^2)$	19615,19	$E_2(N/mm^2)$	9000
$EI_{ef}(N.mm^2)$		1,32E+12	

A longo prazo verificam-se fenómenos de fluência na estrutura composta, havendo uma alteração das tensões na secção. O fenómeno da fluência em vigas mistas madeira-betão é bastante complexo, dado ao comportamento diferido dos materiais.

Para ter em conta o efeito de fluência dos materiais, modifica-se os módulos de elasticidade do betão e da madeira bem como o módulo de escorregamento último.

$$E_{1,fin} = E_1 \left(\frac{c_1}{1 + \varphi_{\infty,t0}} + \frac{c_2}{1 + \varphi_{t,t0}} \right) \quad (26)$$

$$E_{2,fin} = \frac{E_2}{1 + k_{def}} \quad (27)$$

Onde:

c_1 – Relação entre as cargas permanentes e a carga total;

c_2 – Relação entre as cargas variáveis e a carga total;

$\varphi_{\infty,t0}$ – Coeficiente da fluência para cargas permanentes;

$\varphi_{t,t0}$ – Coeficiente da fluência para cargas quase-permanentes;

k_{def} – Fator de cálculo das deformações finais, valor recomendado 0,6.

Da tabela seguinte podemos verificar uma grande redução da rigidez efetiva devido á fluência dos materiais.

Tabela 3.2 - Cálculo da rigidez efetiva a longo prazo

γ_1	0,362	γ_2	1
a_1 (mm)	61,55	a_2 (mm)	53,45
E_1 (N/mm ²)	7747,62	E_2 (N/mm ²)	5625,00
EI_{ef} (N.mm ²)			7,90E+11

Depois de calcular a rigidez efetiva é possível a definição da distribuição das tensões normais, devidas à flexão, na secção.

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_d}{(EI)_{ef}} \quad (28)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M_d}{(EI)_{ef}} \quad (29)$$

Onde:

M_d – Valor de cálculo do momento fletor;

σ_i – Tensão normal de cálculo devido ao esforço axial;

$\sigma_{m,i}$ – Tensão normal de cálculo devido à flexão.

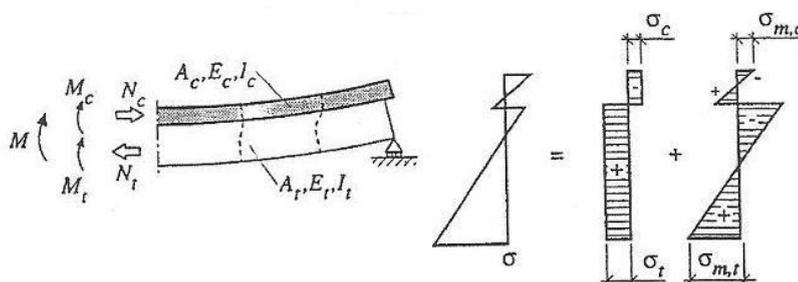


Figura 3.5 - Diagrama de tensões normais devido ao esforço axial e à flexão (STEP 2)

A tensão de corte máxima na viga de madeira que ocorre no ponto nulo do diagrama de tensões normais na madeira, de acordo com o EC5, é dada pela seguinte expressão:

$$\tau_{2,máx} = \frac{0,5 E_2 h_2^2 V_d}{(EI)_{ef}} \quad (30)$$

De forma a simplificar, considera-se o esforço transversal a ser suportado totalmente pela viga de madeira, podendo ser calculado através das seguintes expressões:

$$\tau_{2,máx} = \frac{4V_d}{3A_2} \quad (31)$$

O EC5 ainda define o valor de cálculo da carga atuante no ligador, por:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s V_d}{(EI)_{ef}} \quad (32)$$

Onde:

V_d – Valor de cálculo do esforço transversal.

3.2.3. Propriedades dos materiais

Para prosseguir com a verificação é necessário primeiramente determinar o valor de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais

O valor de cálculo X_d de uma propriedade de resistência da madeira é dado por:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (33)$$

Com:

X_k – Valor característico de uma propriedade de resistência;

γ_M – Coeficiente parcial do material, para a madeira é 1,3;

k_{mod} – Fator de modificação que tem em conta o efeito da duração das ações e do teor em água.

O fator de modificação de resistência k_{mod} , representa influência das condições ambientais e da duração das ações. O EC5 define três classes de serviço devido às condições ambientais e cinco classe de duração de ações. Como o exemplo trata-se de um pavimento interior a classe de serviço é 1, e a classe admitida para a duração de ação é de média duração. Tendo em conta a classe de serviço, classe de duração da ação e o facto de tratar-se de madeira maciça $k_{mod} = 0,8$.

Tendo em conta que o betão em estudo é leve o valor de cálculo das tensões de cedência à compressão é dado por:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} \frac{f_{lck}}{\gamma_c} \quad (34)$$

Com:

f_{lck} – Valor característico da tensão de cedência do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{lctm} – Valor médio da tensão de cedência do betão à tração;

γ_c – Coeficiente parcial de segurança do betão, que toma o valor de 1,5;

α_{lcc} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão

e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, valor recomendado 0,85.

Como a espessura do betão é reduzida, a tensão de cedência do betão à tração por flexão, pode ser superior que a tensão de cedência à tração simples, desde que a espessura seja inferior a 0,60 m, segundo o parágrafo 3.1.8 do EC2:

$$f_{lctm,fl} = \text{máx} \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{lctm}; f_{lctm} \right\} \quad (35)$$

Com:

f_{lctm} – Valor médio da tensão de cedência do betão à tração simples que é dada por $f_{lctm} = f_{ctm} \times \eta_1$, onde $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \times \frac{\rho}{2200}$.

O valor de calculo da tensão de cedência por tração tem a mesma formula que a tensão de cedência por compressão:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} \frac{f_{lctm}}{\gamma_c} \quad (36)$$

Com:

α_{lct} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, valor recomendado 0,85.

Tendo em conta que o betão em estudo é leve o valor de cálculo das tensões de cedência à compressão é dado por:

$$E_{lcm} = E_{cm} \times \eta_E \quad (37)$$

Com:

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão;

η_E – Fator de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade, $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$.

Para um betão leve de classe LC25/28 com classe de massa volúmica D1,6 que segundo o quadro 11.1 do EC2 tem uma massa volúmica de 1750 kg/m incluindo a contribuição da armadura, e madeira de classe C18 os valores de cálculos das propriedades mecânicas são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Propriedades resistentes do betão e da madeira

Madeira			Betão		
$f_{m,k}$	18	(N/mm ²)	f_{lck}	25	(N/mm ²)
$f_{t,0,k}$	11	(N/mm ²)	$f_{lck,cube}$	28	(N/mm ²)
$f_{c,0,k}$	16	(N/mm ²)	$f_{lctm,fl}$	3,49	(N/mm ²)
$f_{v,k}$	2	(N/mm ²)	E_{cm}	30000,00	(N/mm ²)
$E_{0,g,mean}$	9000	(N/mm ²)	$\varphi_{00,t0}$	2,25	-
ρ_k	320	(Kg/m ³)	$\varphi_{t,t0}$	1,35	-
Valores de cálculo					
$f_{m,d}$	11,08	(N/mm ²)	f_{lcd}	14,17	(N/mm ²)
$f_{t,0,d}$	6,77	(N/mm ²)	f_{lctmd}	1,98	(N/mm ²)
$f_{c,0,d}$	9,85	(N/mm ²)	η_E	0,63	-
$f_{v,d}$	1,23	(N/mm ²)	η_I	0,88	-

3.2.4. Ligação

O módulo de escorregamento de serviço calcula-se com a expressão proposta por Ceccotti, referida no capítulo anterior.

$$k_{ser} = 0,125 \times d \times E_{0,mean} \quad (38)$$

Com:

d – Diâmetro do ligador;

$E_{0,mean}$ – Módulo de elasticidade da madeira.

A capacidade de carga da ligação será o mínimo para as três formas de plastificação são obtidas das seguintes expressões:

(i) *Compressão localizada no betão*

$$R_d = 0,23d^2 \sqrt{f_{ck} \frac{E_1}{\gamma_{M,v}}} \quad (39)$$

(ii) *Plastificação no ligador por corte*

$$R_d = 0,8f_{uk} \frac{\pi d^2}{4\gamma_{M,v}} \quad (40)$$

(iii) *Compressão localizada na madeira*

$$R_d = 1,5 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,d} d} \quad (41)$$

Com:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \quad (42)$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (43)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (44)$$

Onde:

f_{ck} – Valor característico da resistência à compressão do betão;

f_u – Valor da tensão de rotura á tração do fio de aço;

$M_{y,Rk}$ – Valor característico do momento de cedência plástica do ligador

$f_{h,2,d}$ – Valor de cálculo da tensão de resistência ao esmagamento da madeira;

$f_{h,0,k}$ – Valor característico da tensão de resistência ao esmagamento da madeira segundo a direção das fibras;

$Y_{M,v}$ – coeficiente parcial de segurança, o valor recomendado é 1,25;

ρ_k – Valor característico da massa volúmica da madeira;

α – Ângulo entre o esforço e o fio.

No caso de estruturas mistas madeira-betão admite-se um ângulo de 0°, não havendo ângulo força-fio.

No caso das ligações a fluência dos materiais tem que ser tida em conta, com a seguinte expressão:

$$k_{ser,fin} = \frac{k_{ser}}{1 + k_{def}} \quad (45)$$

Admitindo aço de classe S500 temos:

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas da ligação

Ligação		
$f_{u,k}$	500	(N/mm ²)
$M_{y,k}$	66666,67	(N.mm)
K_{ser}	11250	(N/mm)
K_u	7500	(N/mm)
$K_{ser,fin}$	8490	(N/mm)
$K_{u,fin}$	5660	(N/mm)
d	10	(mm)
$R_{d,i}$	80,99	(kN)
$R_{d,ii}$	25,13	(kN)
$R_{d,iii}$	5,43	(kN)

3.2.5. Estados limites últimos

A verificação de tensões na secção é dividida em duas partes, uma relativa a tensões a curto prazo onde as propriedades dos materiais são relativas ao instante inicial tempo zero de aplicação de carga. A outra parte é relativa a tensões a longo prazo que abrange o comportamento diferido no tempo dos materiais.

As tensões resultantes para a verificação são obtidas da secção transversal da viga onde esteja atuando o momento fletor máximo, sendo para este caso a meio vão.

(i) *Tensão na secção de topo do betão (compressão)*

$$\sigma_{c,topo} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} < f_{cd} \quad (46)$$

Onde:

f_{cd} – Valor de cálculo da resistência à compressão do betão.

(ii) *Tensão na secção de base do betão (tração)*

$$\sigma_{c,base} = \sigma_{m,1} - \sigma_1 < f_{ctd} \quad (47)$$

Onde:

f_{ctd} – Valor de cálculo da resistência à tração do betão.

(iii) *Verificação da secção de madeira*

$$\frac{\sigma_{t,2}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{md}} < 1 \quad (48)$$

Onde:

$f_{t,0,d}$ – Valor de cálculo da resistência à tração da madeira na direção das fibras;

f_{md} – Valor de cálculo da resistência à flexão da madeira.

(iv) *Tensão de corte*

$$\tau_{2,máx} \leq f_{v,d} \quad (49)$$

Onde:

$f_{v,d}$ – Valor de cálculo da resistência ao corte da madeira.

(v) *Verificação da ligação*

$$F_i < \text{mín}(R_d) \quad (50)$$

Onde:

$\text{mín}(R_d)$ – Valor mínimo de cálculo da força resistente do ligador para cada caso de plastificação.

Na Tabela 3.5 pode ser verificado que as tensões atuantes na viga, tanto no betão como na madeira, são muito menores que as tensões de rotura, isto devido à elevada rigidez efetiva inicial.

Tabela 3.5 - Verificação das tensões atuantes a curto prazo

No betão		Na madeira	
$\sigma_{c,1,d} (N/mm^2)$	0,788	$\sigma_{t,2,d} (N/mm^2)$	1,371
$\sigma_{m,1,d} (N/mm^2)$	2,478	$\sigma_{m,2,d} (N/mm^2)$	2,686
Verificação no betão			
$\sigma_{c,topo} (N/mm^2) = 3,266$	<	$f_{tcd} (N/mm^2) = 14,17$	
$\sigma_{c,base} (N/mm^2) = 1,691$	<	$f_{tcd} (N/mm^2) = 1,98$	
Verificação na madeira			
$\frac{\sigma_{t,2}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} = 0,445$	<	1	
Verificação ao corte			
$\tau_{max} (N/mm^2) = 0,451$	<	$f_{v,d} (N/mm^2) = 1,231$	
Verificação da ligação			
$F_d (kN) = 2,860$	<	$mín(R_d) (kN) = 5,43$	

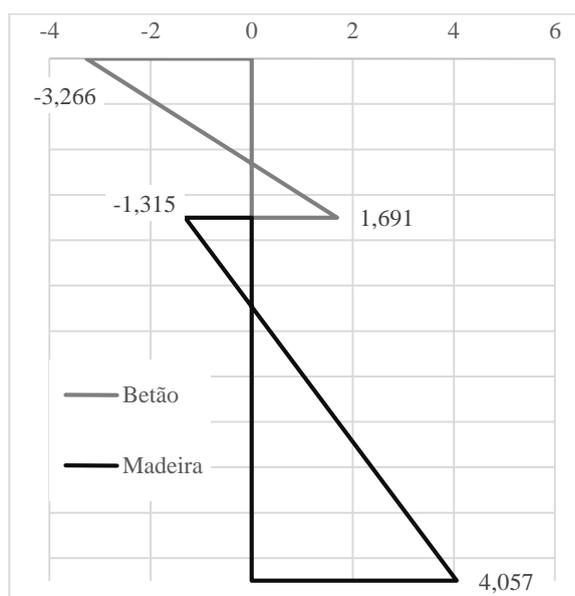
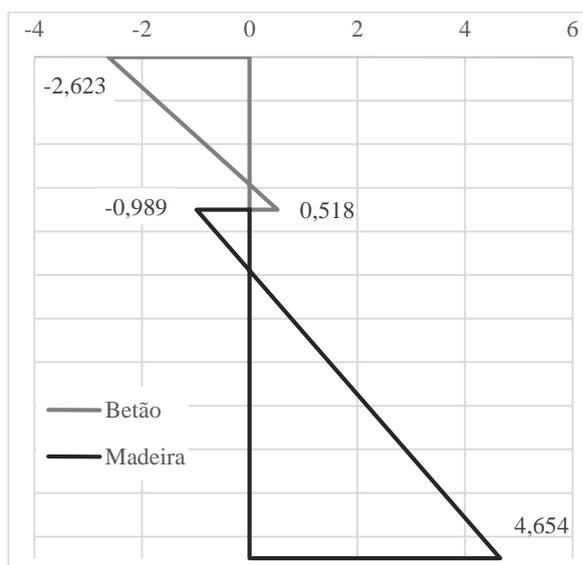


Figura 3.6 – Distribuição de tensões na secção transversal (t=0)

A longo prazo existe um aumento das tensões atuantes na madeira devido à maior fluência do betão, que causa uma transferência de tensões do betão para a madeira.

Tabela 3.6 - Verificação das tensões atuantes a longo prazo

No betão		Na madeira	
$\sigma_{c,1,d} (N/mm^2)$	1,053	$\sigma_{t,2,d} (N/mm^2)$	1,832
$\sigma_{m,1,d} (N/mm^2)$	1,570	$\sigma_{m,2,d} (N/mm^2)$	2,821
Verificação no betão			
$\sigma_{c,topo} (N/mm^2) = 2,623$	<	$f_{lcd} (N/mm^2) = 14,17$	
$\sigma_{c,base} (N/mm^2) = 0,518$	<	$f_{lctd} (N/mm^2) = 1,98$	
Verificação na madeira			
$\frac{\sigma_{t,2}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} = 0,525$	<	1	
Verificação da ligação			
$F_d (kN) = 3,823$	<	$mín(R_d) (kN) = 5,43$	

Figura 3.7 - Distribuição de tensões na seção transversal ($t=\infty$)

3.2.6. Estados limites de utilização

Nos estados limites de utilização, são calculadas as deformações máximas admissíveis para o elemento, de acordo com o EC5, que consiste em:

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c \quad (51)$$

Onde:

u_c – Contra flecha;

u_{inst} – Flecha instantânea;

u_{creep} – Flecha devida à fluência;

$u_{net,fin}$ – Flecha aparente.

A flecha a meio vão é calculada para um carregamento uniformemente distribuído através da expressão de resistência de materiais:

$$u_i = \frac{5ql^4}{384EI_{ef}} \quad (52)$$

A rigidez efetiva continua a ser calculada com a expressão (15) substituindo o k_u por k_{ser} . Os valores limites admissíveis para as flechas são:

Tabela 3.7 - Limites do EC5 para as deformações

u_{inst}	$u_{net,fin}$	u_{fin}
1/300	1/250	1/150

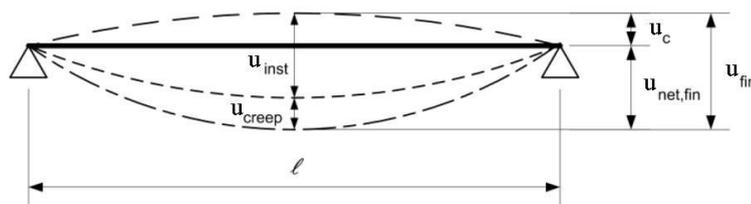


Figura 3.8 - Componentes da Flecha

Como neste exemplo não temos contra flecha, u_c é nulo, as únicas flechas contabilizadas é a instantânea e a devida à fluência.

Para o cálculo da flecha instantânea a rigidez efetiva utilizada é a inicial, mas usando o módulo de escorregamento de serviço k_{ser} . A flecha devida à fluência é calculada com a rigidez efetiva a longo prazo usando o módulo de escorregamento $k_{ser,fin}$. Os coeficientes de redução da inercia já não são os mesmos valores por estes dependem do módulo de escorregamento e do módulo de elasticidade.

Tabela 3.8 - Verificação do estado limite de serviço

Para t=0			
$\gamma_1 = 0,209$		$\gamma_2 = 1$	
$a_1 (mm) = 65,04$		$a_2 (mm) = 49,96$	
$EI_{ef} (N.mm^2) = 1,35E+12$		$u_{inst} (mm) = 4,1$	$< l/300 = 13,33 mm$
Para t=∞			
Ações Permanentes		Ações Variáveis	
$E_1 (N/mm^2) = 5840,75$	$E_2 (N/mm^2) = 5625$	$E_1 (N/mm^2) = 8077,63$	$E_2 (N/mm^2) = 5625$
$K_{ser,fin} (N/mm) = 7031,25$			
$\gamma_1 = 0,350$	$\gamma_2 = 1$	$\gamma_1 = 0,280$	$\gamma_2 = 1$
$a_1 (mm) = 70,47$	$a_2 (mm) = 44,53$	$a_1 (mm) = 67,66$	$a_2 (mm) = 47,34$
$EI_{ef} (N.mm^2) = 7,46E+11$		$EI_{ef} (N.mm^2) = 7,85E+11$	
$u_{creep,g} (mm) = 2,1$		$u_{creep,q} (mm) = 4,3$	
$u_{creep} (mm) = 6,5$	$<$	$l/250 (mm) = 16$	
$u_{net,fin} (mm) = 10,6$	$<$	$l/150 (mm) = 26,67$	

Do quadro podemos verificar que a laje em estudo verifica o estado limite de serviço. Devido ao decréscimo da rigidez efetiva a flecha devido à fluência é quase o dobro da flecha instantânea.

3.2.7. Carga de colapso

Como o processo de cálculo das tensões de compressão e tração no betão e na madeira mantêm-se igual tanto numa verificação a curto prazo como a longo prazo, só variando os módulos de elasticidade dos materiais e o módulo de deslizamento da ligação, é possível usar as expressões seguintes para determinar os esforços máximo admissível para a rotura de cada material.

(i) *Compressão no betão*

$$M_{máx,i} = f_{cd} \left(\frac{\gamma_B E_B a_B + 0,5 E_B h_B}{(EI)_{ef}} \right)^{-1} \quad (53)$$

(ii) *Esforço de corte no ligador*

$$V_{máx,ii} = \frac{F_d (EI)_{ef}}{\gamma_B E_B A_B a_{BS}} \quad (54)$$

(iii) Flexão associada com tração na madeira

$$M_{máx,iii} = \left(\frac{\gamma_B E_B a_B}{(EI)_{eff,t,d}} + \frac{0,5 E_B h_B}{(EI)_{eff,m,d}} \right)^{-1} \quad (55)$$

Aplicando as expressões acima podemos verificar que a carga máxima que a viga aguenta no instante inicial é de 4,67 kN/m e a longo prazo é de 3,42 kN/m, que corresponde ao esforço máximo de corte que a ligação pode suportar antes de plastificar. Na tabela seguinte são apresentadas os esforços e as cargas máximas associada a plastificação de cada material de acordo com as expressões acima.

Tabela 3.9 – Esforços máximos e cargas máximas

	$M_{máx,i}$ (kNm)	$p_{máx,i}$ (kN/m)	$V_{máx,ii}$ (kNm)	$p_{máx,ii}$ (kN/m)	$M_{máx,iii}$ (kNm)	$p_{máx,iii}$ (kN/m)
$t = 0$	20,83	10,41	17,36	4,67	11,06	5,53
$t = \infty$	25,22	12,61	15,57	3,42	9,29	4,65

4. CAMPANHA EXPERIMENTAL

4.1. Introdução

A campanha experimental constitui no ensaio de 7 vigas mistas madeira-betão, com elementos de madeira de secção circular (toros) e betão leve com incorporação de agregados de cortiça. A ligação entre a madeira e o betão consistiu cavilhas obtidas por corte de varões de aço, aplicadas perpendicularmente ao elemento de madeira.

Foram realizados dois tipos de ensaios, ensaios de flexão para a determinação da rigidez das vigas mistas e ensaios flexão de rotura.

4.2. Caracterização das vigas mistas

4.2.1. Madeira

Os toros utilizados no fabrico das vigas mistas aqui ensaiadas são da mesma espécie de madeira e origem que Domingues (Domingues, 2012) utilizou na sua campanha experimental. Podendo então admitir os mesmos valores das propriedades resistentes admitido pelo autor, sendo estes valores os determinados por Morgado (Morgado, 2008) relativo a toros provenientes de operações de desbaste de povoamentos florestais de pequeno diâmetro.

Tabela 4.1 - Valores admitidos para as propriedades resistentes dos elementos de madeira

Propriedades resistentes	Valor característico
$f_{m,k} (N/mm^2)$	53,8
$f_{t,0,k} (N/mm^2)$	32,3
$f_{v,k} (N/mm^2)$	3,8

A determinação das propriedades mecânica e geométricas dos toros não foram efetuados nesta campanha experimental, mas descreve-se de seguida os seus procedimentos.

A determinação do diâmetro nominal dos toros segue a EN 14251, que depende dos diâmetros máximos e mínimos do toro. A massa volúmica de cada toro é determinada por pesagem e

determinação de uma superfície cilíndrica com afunilamento, definida pelo diâmetro nas duas extremidades. O módulo de elasticidade dos toros determina-se de acordo com o procedimento de ensaio descrito na EN 14251 e representado na Figura 4.1, para calcular o módulo de elasticidade global usa-se a fórmula referida na norma EN 408.

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas e geométricas dos toros

Toro	$E_{m,g}$ (MPa)	l (mm)	d_{med} (mm)	Massa volúmica, ρ (kg/m ³)
1	16752.1	3523	118.3	673.0
2	9888.7	3553	133.0	622.9
5	15784.9	3536	128.5	663.5
6	10954.3	3485	128.0	615.2
7	13753.6	3554	115.3	545.9
9	11164.0	3589	123.0	507.3
12	13985.2	3530	130.8	614.6

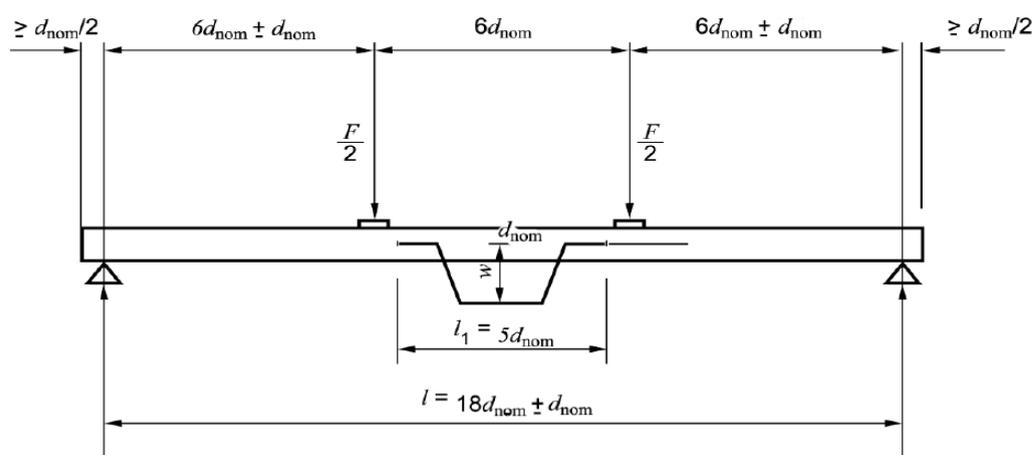


Figura 4.1 - Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade (Domingues, 2012, EN 14251)

4.2.2. Betão leve

O betão utilizado no fabrico das vigas mistas é o mesmo betão que Dias (Dias, 2013) utiliza no fabrico da laje com elementos de madeira de secção circular que consistia num betão leve com agregados de cortiça, cuja composição foi estudada no âmbito de um projeto de investigação de Jorge (Jorge, 2005). Com uma altura mínima de 5 cm e armaduras construtivas de malha electro soldada $\phi 5$ 10//10, colocada a meia altura da camada de betão. As suas propriedades foram obtidas através de ensaios de cubos segundo a norma EN 206-1.

Tabela 4.3 - Propriedades do Betão

Resistência à compressão média, f_{lcm} (MPa)	11,5
Módulo de elasticidade, E_{lcm} (GPa)	14,3

4.2.3. Ligação madeira-betão

A ligação entre a madeira e o betão consiste numa ligação do tipo cavilha com interposição de elementos metálicos, sendo estes varões de aço S500 com 8 mm de diâmetro e 12 cm de comprimento. O processo de aplicação dos varões é o mesmo que Domingues (Domingues, 2012) aplicou na ligação denominada de C90, onde os ligadores eram cravados perpendicularmente ao elemento de madeira, numa pré-furação de 7mm de diâmetro com um afastamento de 100 mm.



Figura 4.2 - Ligação em cavilha (Domingues, 2012)

As propriedades mecânicas da ligação são indicadas na tabela seguinte, determinadas através de ensaios experimentais de projetos de investigação anteriores.

Tabela 4.4 - Caracterização da ligação (valores por plano de corte)

Ligação cavilha perpendicular	
$F_{máx}$ (kN)	12
k_s (kN/mm)	7,4

Tendo assim uma secção transversal como indicada na figura seguinte.

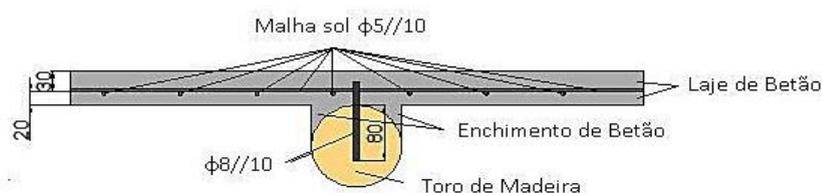


Figura 4.3 - Secção transversal da viga mista, adaptado de (Dias, 2013)

4.3. Instrumentação e ensaio

A instrumentação das vigas mistas foi efetuada por meio de 12 defletómetros LVDT e uma célula de carga de acordo com o esquema representado na Figura 4.4.

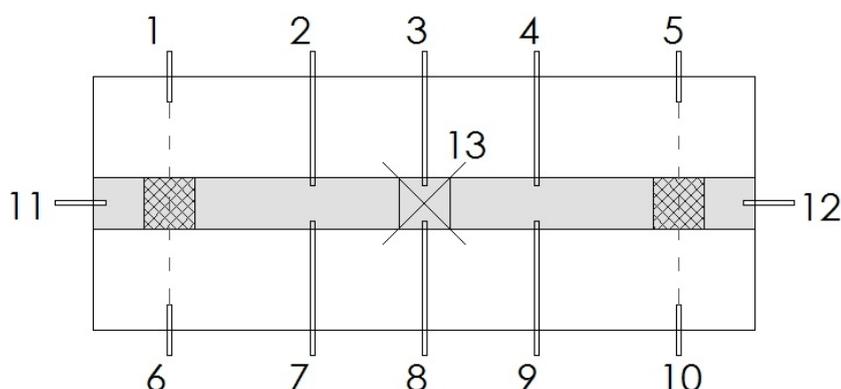


Figura 4.4 - Esquema de instrumentação das vigas (Domingues, 2012)

- 1 - Translação vertical na zona de apoio
- 2 - Translação vertical a quarto-vão
- 3 - Translação vertical a meio vão
- 4 - Translação vertical a quarto-vão
- 5 - Translação vertical na zona de apoio
- 6 - Translação vertical na zona de apoio
- 7 - Translação vertical a quarto-vão
- 8 - Translação vertical a meio vão
- 9 - Translação vertical a quarto-vão
- 10 - Translação vertical na zona de apoio
- 11 - Escorregamento relativo entre a madeira e o betão no topo da viga
- 12 - Escorregamento relativo entre a madeira e o betão no topo da viga
- 13 - Força aplicada a meio vão (célula de carga)

Foram medidos os escorregamentos relativos entre a madeira e o betão em cada lado (Figura 4.5-A), o levantamento relativo na zona dos apoios (Figura 4.5-B), a flecha a quarto-vão (Figura 4.5-C) e a flecha a meio vão (Figura 4.5-C).

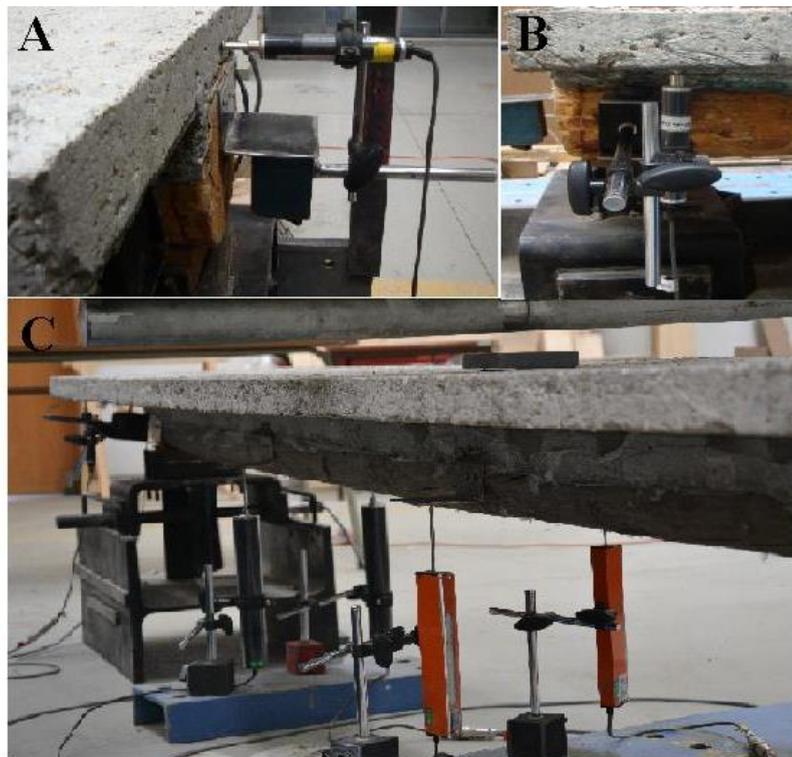


Figura 4.5 - Instrumentação e aplicação da carga

Os ensaios para determinação da rigidez foram conduzidos por aplicação de uma história de carga análoga à indicada na EN 26891, mas somente até 40% da carga estimada de rotura determinada por meio modelo de acordo com o método de dimensionamento do EC5.

A carga foi aplicada por meio de um grupo hidráulico com capacidade de 100 kN, e distribuída por uma viga metálica a um elemento metálico, que por sua vez transfere a carga do atuador sobre uma peça metálica de pequenas dimensões de forma a simular a aplicação de uma carga pontual a meio vão, conforme a Figura 4.6. A escolha da posição da carga aplicada deve-se ao facto de que a meio vão todos os ligadores serão solicitados.



Figura 4.6 - Aplicação da carga no ensaio de rigidez

Os ensaios de rotura também foram conduzidos por aplicação de uma história de carga análoga à indicada na EN 26891 (Figura 4.7). Mas a distribuição da carga é efetuada com dois elementos metálicos localizados aos terços da viga mista (Figura 4.8).

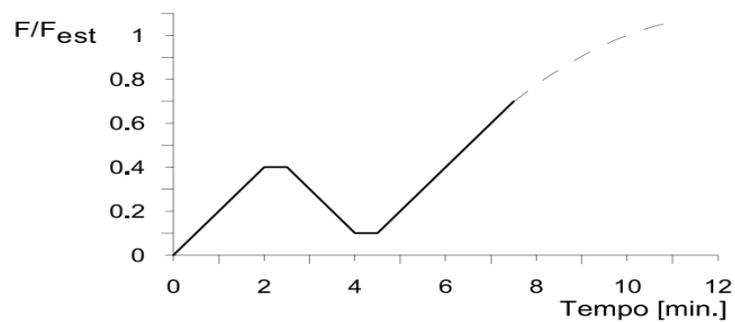


Figura 4.7 - História de carga da EN 26891

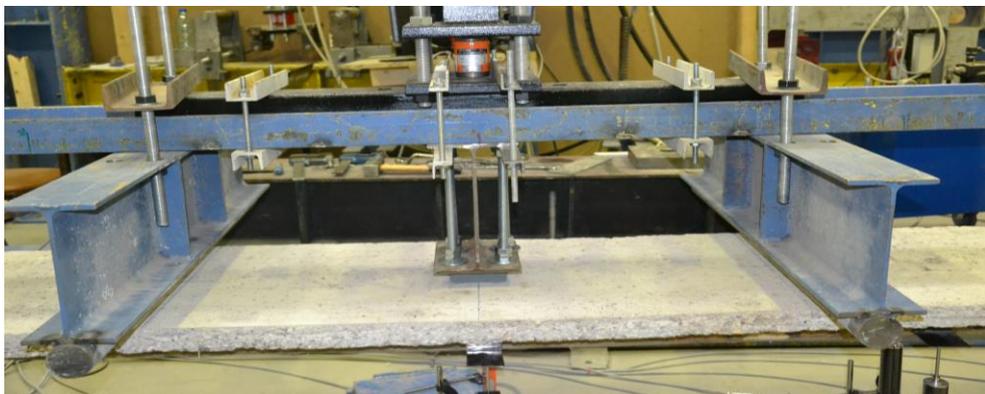


Figura 4.8 - Ensaio de rotura à flexão

Nos ensaios de rotura é colocado entre os elementos metálicos e a viga mista tiras de neopreno, devido à superfície irregular do betão, garantindo uma distribuição uniforme ao longo da largura do elemento metálico.

Toda a informação foi obtida com uma periodicidade de 1 segundo durante todo ensaio, tanto o de rigidez como o de rotura.

De modo a garantir a segurança dos equipamentos de leitura estes foram retirados antes da rotura, não sendo possível uma definição rigorosa do comportamento força-deslocamento das vigas a partir desse momento.

5. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1. Introdução

A comparação de resultados baseou-se na análise da rigidez da viga mista obtida experimentalmente com a obtida pelo modelo analítico.

Os diagramas força-deslocamento para os resultados experimentais e o modelo são apresentados na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, Figura 5.18, Figura 5.16.

5.2. Modelo simplificado do EC5

Usou-se o modelo analítico referido anteriormente para obter a rigidez efetiva do elemento. As propriedades dos materiais e ligações usadas encontram-se nas Tabela 4.2, Tabela 4.3, Tabela 4.4.

Os valores da rigidez de flexão efetiva obtidos do modelo são indicados na tabela seguinte.

Tabela 5.1 - Rigidez efetiva de flexão (Modelo Analítico)

Viga mista	EI_{ef} - ELU ($kN.m^2$)	EI_{ef} - SLS ($kN.m^2$)
1	440,69	483,59
2	439,60	474,60
5	525,87	579,68
6	423,10	457,48
7	371,54	401,98
9	387,18	416,86
12	514,06	564,66

Apesar do módulo de escorregamento da ligação relativamente ao estado limite de serviço ser consideravelmente superior que o módulo de escorregamento da ligação relativo ao estado limite último, isso não tem grande impacto na variação da rigidez efetiva. Comprovando uma não proporcionalidade da rigidez efetiva ao módulo de escorregamento da ligação ao usar o modelo

analítico.

Tendo em conta que as únicas propriedades consideradas a variar entre as vigas é o módulo de elasticidade e o diâmetro dos toros, pode-se notar que vigas com uma combinação de módulo de elasticidade e diâmetro relativamente superiores apresentam maior rigidez efetiva, como é o caso das vigas 5 e 12.

A viga 7 apresenta a menor rigidez efetiva, mesmo sendo constituída por um toro com um módulo de elasticidade relativamente alto, isto devido ao toro constituinte ter o menor diâmetro do conjunto de toros. A viga 2 é constituída pelo toro de menor módulo de elasticidade, mas como o mesmo tem o maior diâmetro, resulta então numa rigidez efetiva de valor médio em comparação com as outras vigas.

Levantando a questão, se a variação do diâmetro dos toros tem maior impacto na rigidez efetiva do que a variação do módulo de elasticidade deles. Analisando assim as vigas 7 e 12 que são constituídas por toros com módulos de elasticidades muito próximos, mas com diâmetros diferentes, pode-se verificar que a viga 12 tem uma rigidez efetiva aproximadamente 38% superior à viga 7, com um aumento de aproximadamente 13% do diâmetro do toro 12 em relação ao toro 7. Ao analisar as vigas 5 e 6, que apresentam toros com diâmetros aproximadamente iguais e módulos de elasticidades diferentes, pode-se verificar que a viga 5 tem uma rigidez 24% superior à viga 6, com um aumento de 44% do módulo de elasticidade do toro 5 em relação ao toro 6. Assim pode-se concluir que a variação do diâmetro tem maior impacto do que a variação do módulo de elasticidade do toro no valor da rigidez efetiva, visto que com uma pequena variação do diâmetro temos uma maior variação na rigidez efetiva do que com uma grande variação no módulo de elasticidade.

Com o modelo analítico também é possível calcular a carga de máxima prevista para cada tipo de plastificação. Utilizando as equações (53), (54), (55) do exemplo do capítulo anterior podemos calcular o momento para a plastificação por compressão no betão, esforço transversal para plastificação da ligação e o momento para plastificação por tração na madeira, respetivamente, determinando depois as respetivas cargas máximas para cada cedência.

Na tabela seguinte apresenta-se os esforços máximos e cargas máximas para cada tipo de plastificação.

Tabela 5.2 - Esforços e cargas máximas

Viga	$M_{máx,c}$	$F_{máx,1}$	$M_{máx,fl,t}$	$F_{máx,2}$	$V_{máx,lig}$	$F_{máx,3}$
1	10,59	19,85	13,83	25,94	7,76	15,53
2	10,51	19,70	19,46	36,50	7,60	15,19
5	12,38	23,20	16,68	31,27	8,56	17,13
6	10,17	19,07	17,63	33,05	7,47	14,94
7	9,08	17,03	13,61	25,51	7,03	14,06
9	9,41	17,64	16,13	30,25	7,14	14,28
12	12,11	22,70	17,73	33,24	8,40	16,79

Analisando a tabela podemos afirmar que a primeira componente a plastificar é a ligação, por compressão localizada no betão, o que pode provocar uma diminuição de capacidade de carga e o fim do regime elástico e entrada num regime semi-plástico. Podemos considerar como carga de colapso a carga máxima para a plastificação da madeira por flexão com tração, pois é a última componente a plastificar, logo a viga encontra-se totalmente plastificada. A viga com maior capacidade de carga segundo o modelo numérico é a viga 2 e a com menor capacidade de carga é a viga 7.

5.3. Diagramas experimentais

Com os dados obtidos dos defletómetros localizados a meio vão das vigas e da força aplicada indicada pela unidade de controlo do atuador hidráulico foi construída as curvas força-deslocamento dos ensaios de rigidez, que possibilita encontrar a rigidez efetiva das vigas.

Apresenta-se na Figura 5.1 as curvas força-deslocamento dos ensaios de rigidez para as 6 vigas ensaiadas.

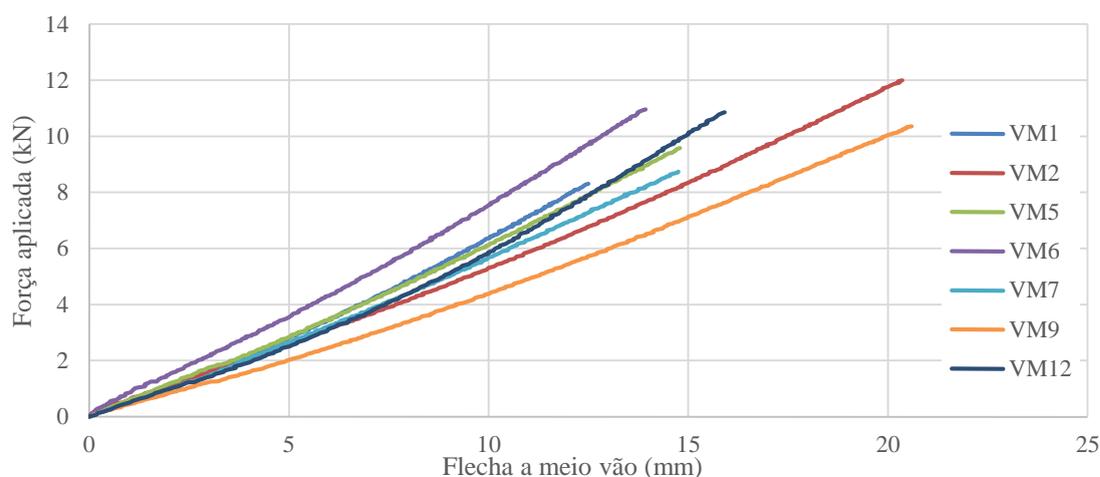


Figura 5.1 - Diagrama experimental do ensaio de rigidez

Pelas curvas acima representadas podemos verificar um comportamento inicial elástico linear em quase todas as vigas, à exceção das vigas 6 e 12, que apresentam um ligeiro aumento de rigidez com o aumento da carga. Com estas curvas podemos calcular a rigidez efetiva das vigas com o declive destas, utilizando a seguinte equação de resistência dos materiais para o deslocamento máximo com uma carga aplicada a meio.

$$u_{m\acute{a}x} = \frac{Pl^3}{48(EI)_{ef}} \quad (56)$$

Onde:

$u_{m\acute{a}x}$ – Flecha a meio vão;

P – Carga aplicada;

l – Vão da viga.

As rigidezes obtidas são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 5.3 - Rigidez Efetiva Experimental

Viga mista	$(EI)_{ef}$ (kN.mm ²)
1	4,57E+11
2	3,98+E11
5	4,43E+11
6	5,32E+11
7	4,11E+11
9	3,48E+11
12	4,75E+11

Conclui-se então que a viga com maior rigidez é a viga 6 e a viga com menor rigidez é a viga 9. Dos valores obtidos podemos reafirmar que o diâmetro tem maior impacto sobre o valor da rigidez efetiva do que o módulo de elasticidade da madeira, tendo em atenção que a elevada rigidez efetiva da viga 6 não lhe é atribuída somente pelo diâmetro e módulo de elasticidade do toro, visto que chega a ter uma maior rigidez que a viga 12, onde esta tem um maior diâmetro e maior módulo de elasticidade.

Comparando as vigas 2 e 12, que têm uma variação de diâmetro pequena (2%) com um aumento de cerca de 41% do módulo de elasticidade do toro, temos um aumento de 19% da rigidez efetiva da viga 12 sobre a 2, enquanto que comparando as vigas 7 e 12, com uma variação de módulo de elasticidade pequena (2%) e um aumento de diâmetro de 13%, resulta num aumento da rigidez efetiva de 16%.

Com os dados dos defletómetros localizados no topo do betão (Figura 4.5 – C) que medem o escorregamento relativo entre o betão e a madeira, podemos construir curvas força-deslocamento que caracterizam o comportamento da ligação da viga, que são apresentadas na figura seguinte.

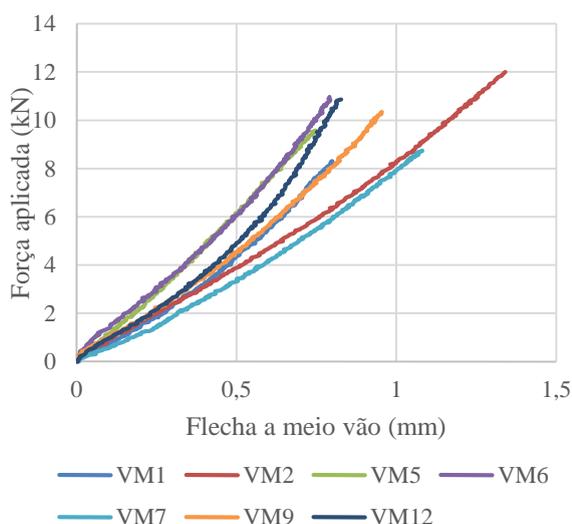


Figura 5.2 - Escorregamento relativo madeira-betão defletómetro esquerdo

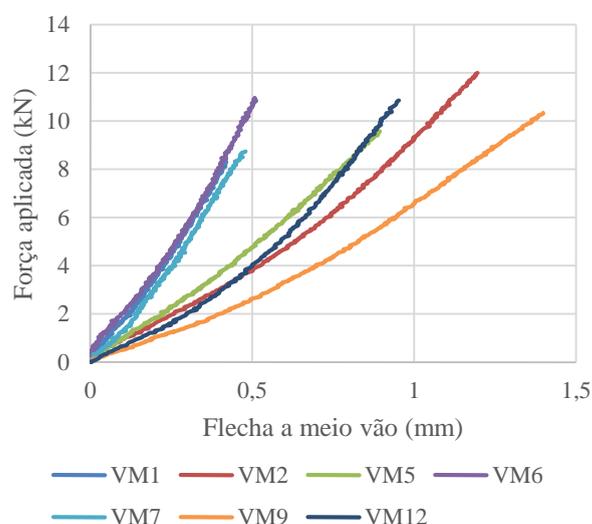


Figura 5.3 - Escorregamento relativo madeira-betão defletómetro direito

Das curvas acima podemos verificar uma tendência de aumento de rigidez com o aumento da força. Nas vigas 1, 6, 7 e 9 é de notar uma maior diferença entre os escorregamentos relativos medidos pelos defletómetros dos lados esquerdos e direitos do que das outras vigas. Temos assim um comportamento variável da ligação ao longo da viga, isto pode ser devido a uma maior

heterogeneidade longitudinal dos toros, fendas nos ligadores ou defeitos de construção nas vigas 1, 6, 7 e 9.

Para os ensaios de colapso é importante mencionar que, por razões de segurança, os defletómetros foram retirados quando a viga começa a sofrer deformações excessivas, por essa razão a leitura da deformação até o colapso da viga é efetuada pelo atuador hidráulico. Devido a corrupção do ficheiro que contia a leitura relativa ao ensaio de rotura da viga 5, não é apresentado então a curva força-deslocamento.

A história de rotura observada nas vigas é a seguinte: 1º aparecimento de fissuras no betão na zona tracionada, sinalizando que a tensão de cedência por tração do betão já foi atingida; 2º ouve-se “cracks”, que sinaliza a rotura dos primeiros ligadores; 3º depois da rotura de todos os ligadores a carga é suportada somente pela madeira, que por fim colapsa por flexão e tração em geral em nós localizados na zona de aplicação de carga (terço da viga).

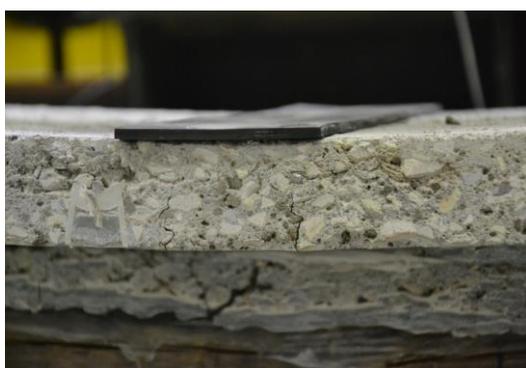


Figura 5.4 - Fissuras na zona tracionada do betão



Figura 5.5 - Defeitos na zona de colapso

Apresenta-se nas Figura 5.6 e Figura 5.7 as curvas força-deslocamento obtidas durante os ensaios experimentais para as 6 vigas ensaiadas para valores do deslocamento a meio vão e da força aplicada indicados pela unidade de controlo do atuador hidráulico.

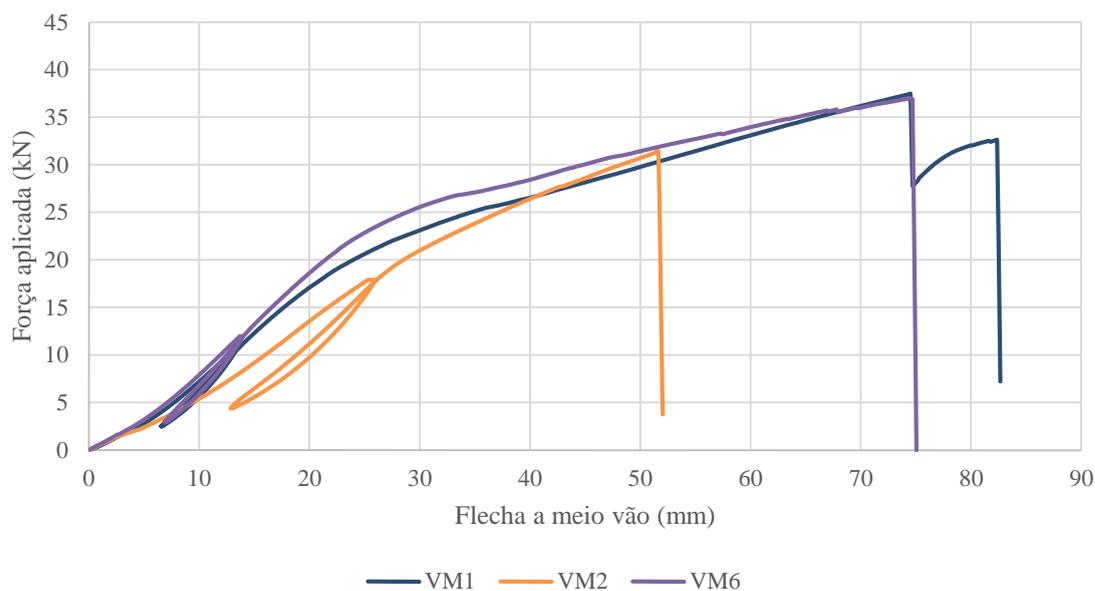


Figura 5.6 - Curvas Força/Deslocamento a meio vão (vigas 1, 2, e 6)

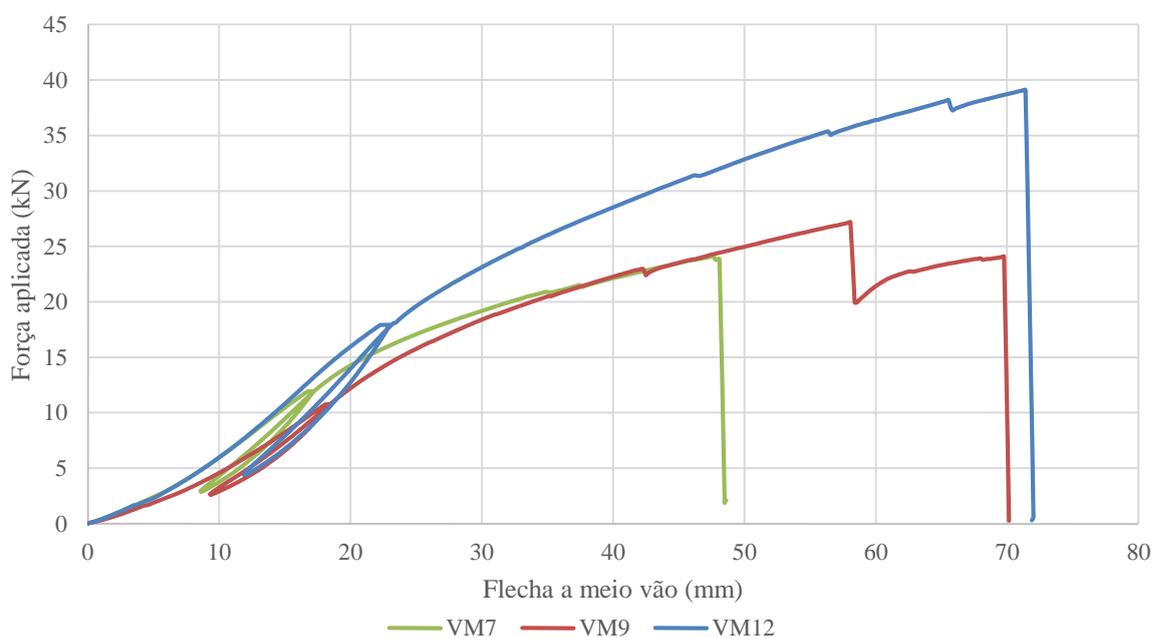


Figura 5.7 – Curvas Força/Deslocamento a meio vão (vigas 7, 9, e 12)

Nas curvas acima é possível ver a transição do regime elástico para semi-plástico. Antes do colapso da viga também podemos observar quebras de capacidade de carga, mais acentuadas nas vigas 9, 12 e 1, podendo assumir que ocorrem devido a rotura de ligadores. Mesmo depois de

atingir as cargas máximas as vigas 1 e 9 apresentam um ganho de capacidade de carga considerável. A viga 2 colapsa sem diminuição notável de capacidade de carga e sem quebras, mas com uma deformação consideravelmente menor que das outras vigas, podendo ser que os ligadores não chegam a rotura antes do colapso da viga.

Apresenta-se na tabela seguinte as cargas máximas e as cargas de colapso, bem como a deformação máxima atingida durante os ensaios medidos pelo atuador.

Tabela 5.4 - Carga máxima e de colapso, deformação máxima

Viga	Força máxima (<i>kN</i>)	Força de colapso (<i>kN</i>)	Deformação máxima (<i>mm</i>)
1	37,454	32,605	82,37
2	31,403	31,403	51,66
6	36,996	36,87	74,69
7	24,109	23,862	48,11
9	27,173	24,07	69,77
12	39,096	39,096	71,41

Para as vigas 2 e 12 as cargas máximas equivalem as cargas de colapso, para as outras vigas após atingir a carga máxima ocorre uma quebra com algum ganho de capacidade de carga, sendo a viga com maior ganho a viga 1. A viga maior capacidade de carga é a 12 e a com menor é a 7. A viga com maior capacidade de deformação é a viga 1. Apesar da viga 9 ter uma baixa capacidade de carga em relação às outras, possui uma capacidade de deformação relativamente alta. Além da viga 7 ter a menor capacidade de carga também tem uma capacidade de deformação muito baixa em comparação com as outras vigas.

Utilizando a equação (54) substituído a rigidez efetiva calculada pelo modelo com a rigidez efetiva tirada das curvas força/deslocamento dos ensaios de rigidez, é possível encontrar uma aproximação da carga onde a viga entra em regime semi-plástico. São apresentadas na tabela seguinte as cargas de plastificação da ligação e o seu esforço transversal.

Tabela 5.5 - Esforços e cargas de plastificação da ligação

Viga	$V_{\text{máx,lig}}$ (<i>kN</i>)	$F_{\text{máx,lig}}$ (<i>kN</i>)
1	8,05	16,10
2	6,98	13,75
6	9,39	18,78
7	7,78	15,56
9	6,42	12,83
12	7,76	15,91

Segundo os dados da Tabela 5.5, as vigas 12 e 7 plastificam para a mesma força apesar de uma ser a viga mais resistente e a outra menos resistente, respetivamente.

Para uma melhor análise apresenta-se as curvas força/deslocamento medido pelo atuador e as curvas força/escorregamento relativo madeira-betão medido pelos defletómetros na zona de apoio das vigas.

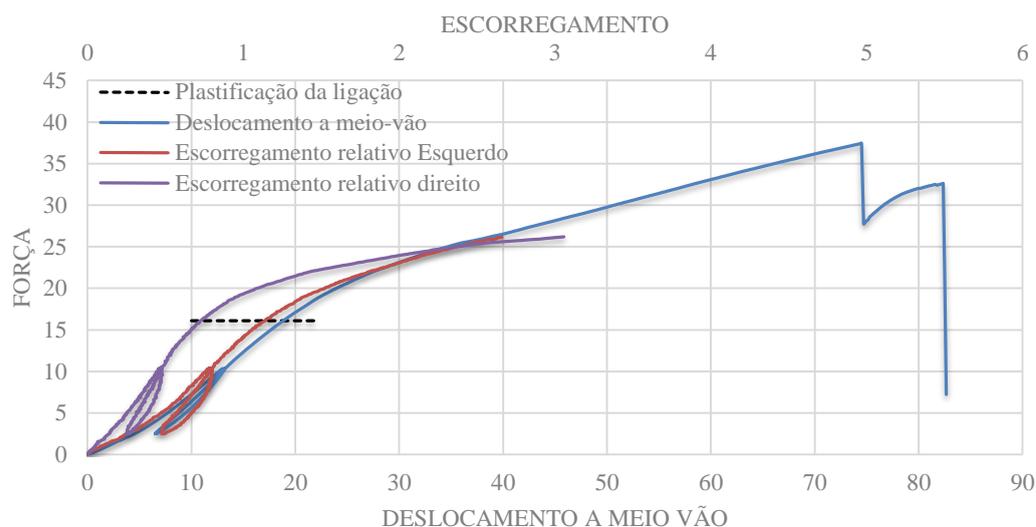


Figura 5.8 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 1

A força em que a ligação plastifica foi calculada através da equação substituindo a rigidez efetiva calculada pelo modelo pela rigidez efetiva calculada pelos ensaios de rigidez. Podemos observar que depois de atingir a força de plastificação da ligação, que a capacidade de carga da viga diminui gradualmente até os 25 kN onde se mantém linear até atingir a carga máxima.

Relativamente a curva força/escorregamento que caracteriza o comportamento da ligação, verifica-se uma grande diminuição da capacidade de carga comprovando então a plastificação da ligação. Apesar de não ter a leitura até a carga máxima, é evidente de que a partir dos 25 kN a ligação entra no patamar plástico até atingir a carga máxima, podendo assumir que a quebra depois de atingir a força máxima é devido a rotura de todos os ligadores ou esmagamento do betão.

Após atingir a carga máxima a viga apresenta uma fase de recuperação acentuada até uma rotura frágil por tração e flexão na madeira.

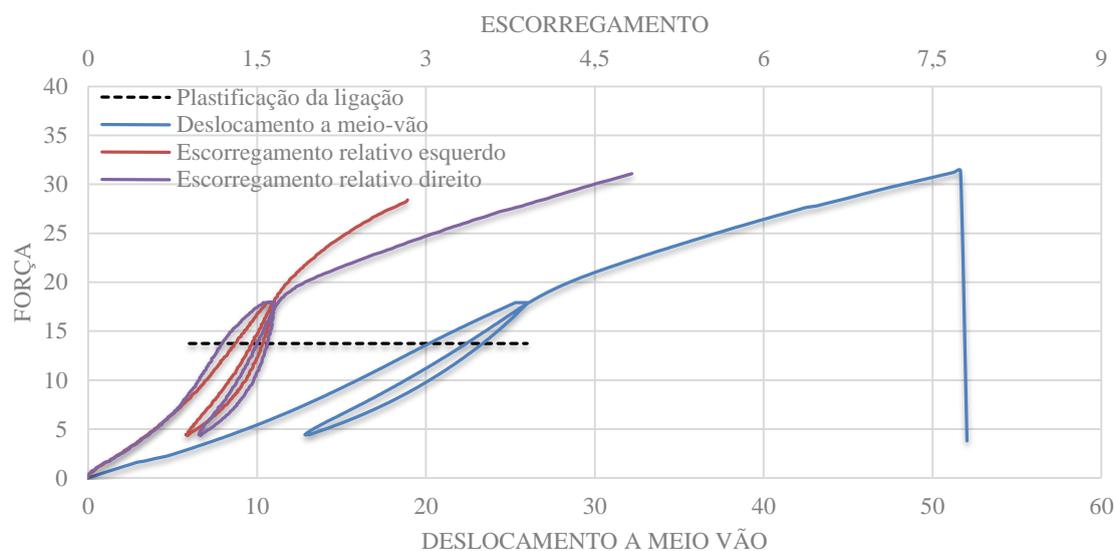


Figura 5.9 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 2

A plastificação da ligação é evidente nas curvas força/escorregamento direito, mas a curva força/escorregamento esquerdo apresenta ainda alguma elasticidade após atingir a força de plastificação, o que parece influenciar a curva força/deslocamento onde não é visível a transição do regime elástico para semi-plástico.

A viga tem uma rotura frágil sem quebras nem perda significativa de capacidade de carga e uma flecha final reduzida na curva força/deslocamento, sendo admitida uma rotura prematura da viga. A curva força/escorregamento direito apresenta claramente uma significativa perda de capacidade de carga para a ligação com escorregamento excessivo, para uma força de 25 kN um escorregamento de 3 mm, aparentando que a rotura prematura foi devido a deformações plásticas excessivas na ligação.

O toro da viga 2 apresentava o menor módulo de elasticidade, o que pode ter influencia sobre a sua rotura prematura.

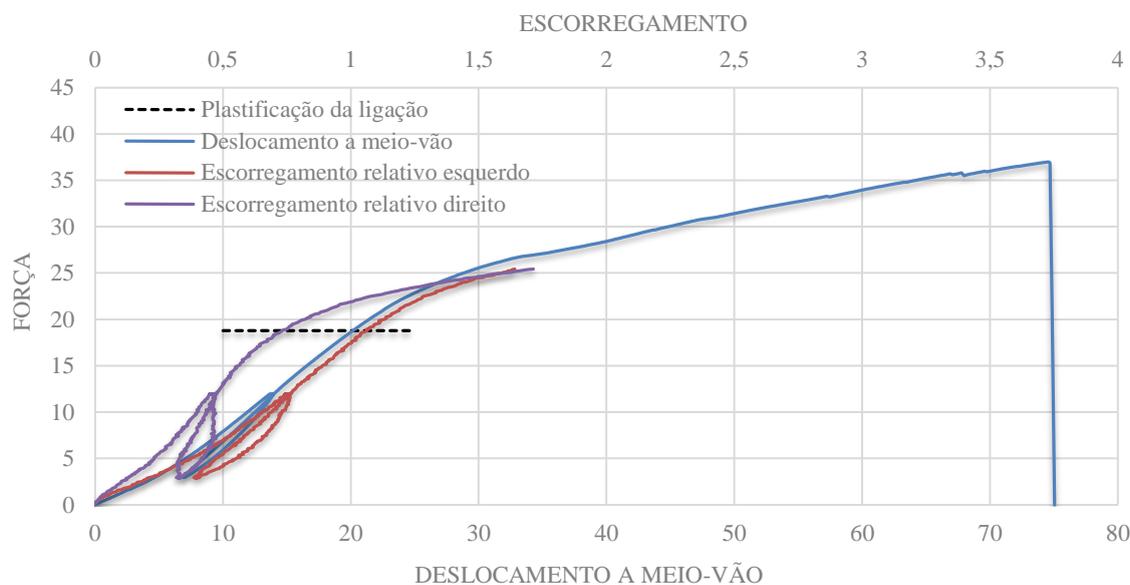


Figura 5.10 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 6

Antes de chegar ao nível da força de plastificação é aparente na curva força/escorregamento direito que a ligação já se plastificou, nos ensaios de rigidez foi notado uma discrepância entre os escorregamentos de cada lado nesta viga. Apesar da curva força/escorregamento direito apresentar uma capacidade de carga maior que o direito, depois de ser atingido o nível da força de plastificação, tem uma perda significativa de capacidade de carga até os 25 kN , onde aparenta entrar no patamar plástico.

Após o nível da força de plastificação, a viga mantém a capacidade de carga até os 25 kN , tendo depois uma grande diminuição com ligeiras quebras até a rotura, apresentando uma fase semi-plástica linear.

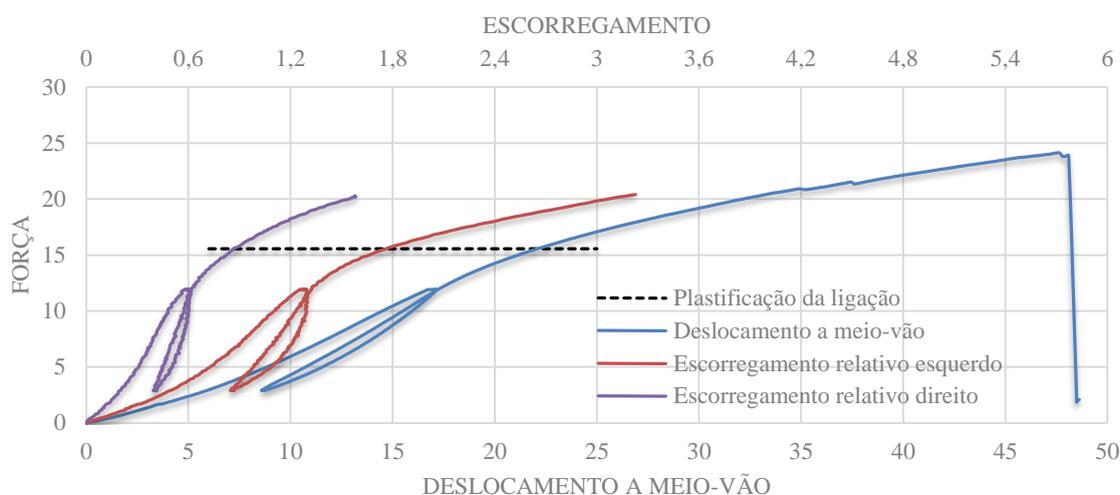


Figura 5.11 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 7

Analisando as curvas força/escorregamento da viga 7 é evidente que a ligação plastifica antes de atingir o nível da força de plastificação, comprovando também uma grande discrepância entre os escorregamentos de cada lado. O escorregamento do lado esquerdo após a plastificação apresenta uma grande diminuição de capacidade de carga com elevada deformação plástica, para uma força de 20 kN temos um escorregamento de 3 mm.

Após a plastificação existe uma ligeira diminuição de capacidade de carga com pequenas quebras. A curva força/deslocamento aparenta uma rotura prematura, pois a força máxima e a flecha final são as menores em relação às outras vigas.

A viga 7 apresentava o toro com o menor diâmetro o que pode ter influencia sobre a sua baixa capacidade de carga e rotura prematura.

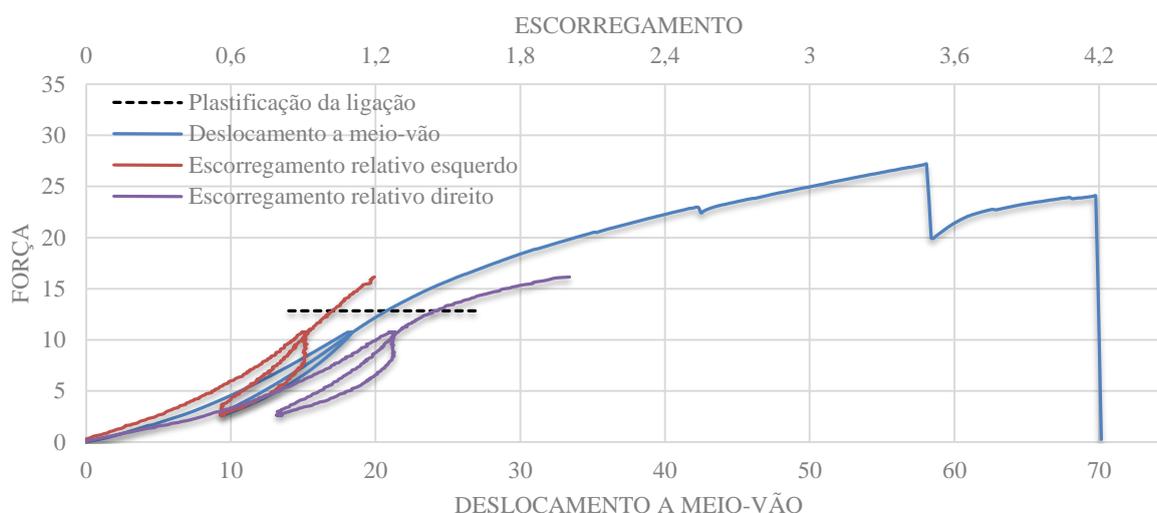


Figura 5.12 - Curva Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 9

A curva força/deslocamento da viga 9 apresenta uma trajetória muito semelhante à curva da viga 7, até chega a atingir a força máxima da viga 7 para uma mesma flecha, apesar dela ter uma capacidade de carga inicial menor do que a viga 7.

Comparando as curvas força/escorregamento de cada lado das vigas 7 e 9, é notável maiores discrepâncias de valores na viga 7 e um maior escorregamento também, estabelecendo então que a ligação da viga 9 tem maior capacidade de carga o levou a ter uma capacidade de carga após a plastificação maior do que da viga 7.

Idêntica à viga 1, a curva força/deslocamento da viga 9 tem uma quebra acentuada após atingir a força máxima com uma fase de recuperação controlada até a rotura.

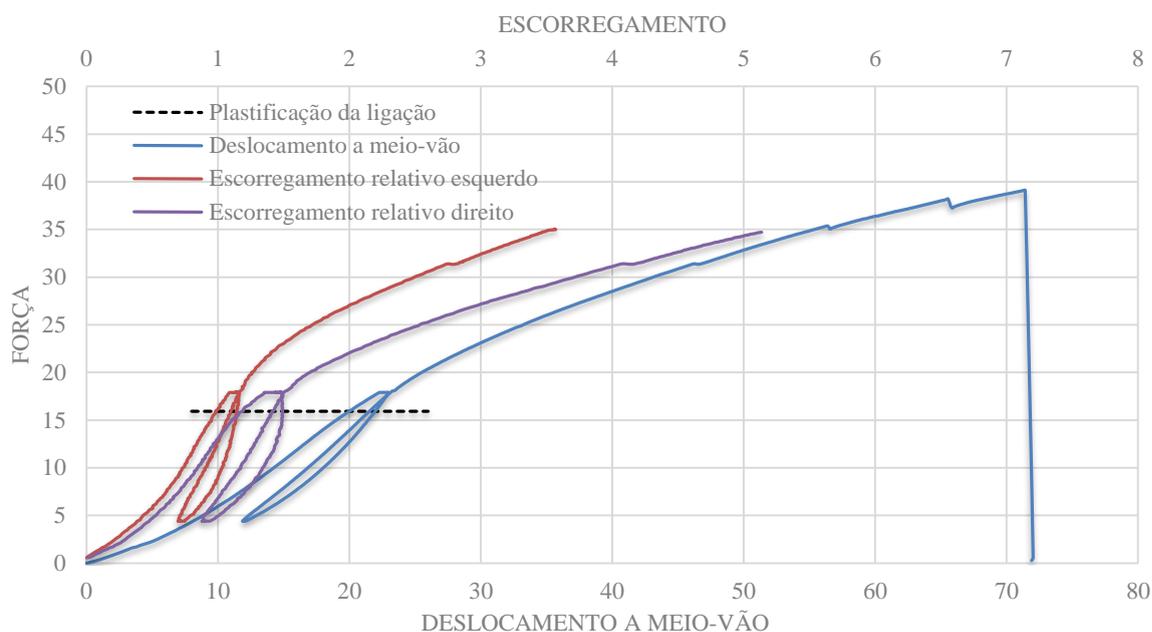


Figura 5.13 - Curvas Força/Deslocamento e Força/Escorregamento da viga 12

A viga 12 apresenta a maior força máxima do conjunto de vigas ensaiadas, já no diagrama experimental do ensaio de rigidez apresentava um ganho de capacidade de carga inicial acentuado. Após atingir o nível de força de plastificação da ligação e notável uma deformação plástica na ligação que aparenta afetar também o deslocamento a meio vão, que pode estar relacionado com rotura prematura de ligadores.

Depois do nível da força de plastificação nota-se uma ligeira perda de capacidade de carga com pequenas quebras até a rotura na curva força/deslocamento.

5.4. Comparações de resultados

A apresenta as rigidezes efetivas calculada através do modelo numérico e as determinadas pelos resultados dos ensaios de rigidez. Efetuando uma comparação dos valores, chega-se a conclusão de que o modelo nem sempre fornece uma boa aproximação no calculo da rigidez efetiva da viga.

No caso das vigas 1 e 7 o modelo fornece uma aproximação boa. Já para as restantes vigas o modelo sobrestima a rigidez das vigas, exceto a viga 6 que apresenta uma rigidez experimental muito maior do que a calculada pelo modelo.

Tabela 5.6 - Comparação da rigidez efetiva do modelo com do ensaio

Viga	EI_{ef} - Ensaio ($kN.m^2$)	EI_{ef} - ELU ($kN.m^2$)	$\Delta_{Exp-ELU}$	EI_{ef} - SLS ($kN.m^2$)	$\Delta_{Exp-SLS}$
1	456,72	440,69	3,6%	483,59	-5,8%
2	398,34	439,60	-10,5%	474,60	-19,2%
5	321,16	525,87	-18,7%	579,68	-30,9%
6	531,78	423,10	20,5%	457,48	14,0%
7	410,71	371,54	9,6%	401,98	2,2%
9	347,98	426,52	-11,3%	442,63	-19,8%
12	487,18	514,06	-8,2%	564,66	-18,9%

O valor médio das diferenças absolutas entre os resultados do modelo para ELU e os resultados do ensaio é 12%, sendo então um erro já consideravelmente alto, e para os resultados do modelo para SLS o valor médio é 16%.

Nas figuras seguintes são apresentados os respetivos diagramas força/deslocamento dos dados dos defletómetros a meio vão dos ensaios e calculados através do modelo.

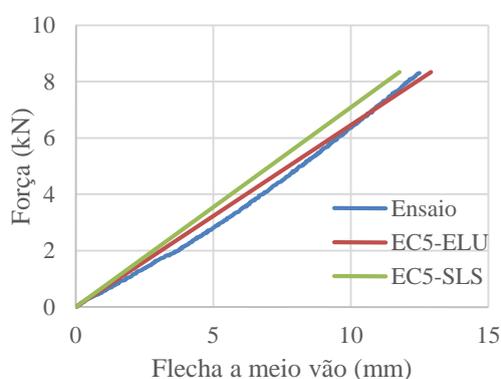


Figura 5.14 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM1)

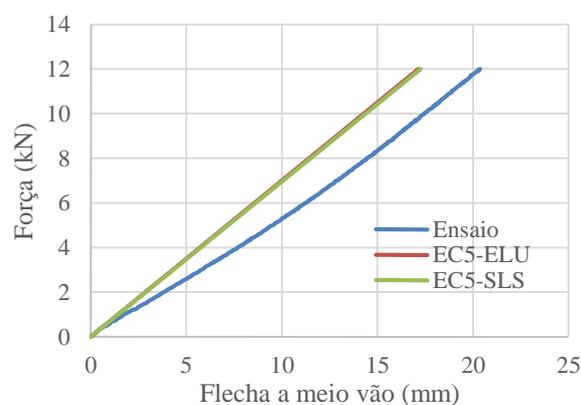


Figura 5.15 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM2)

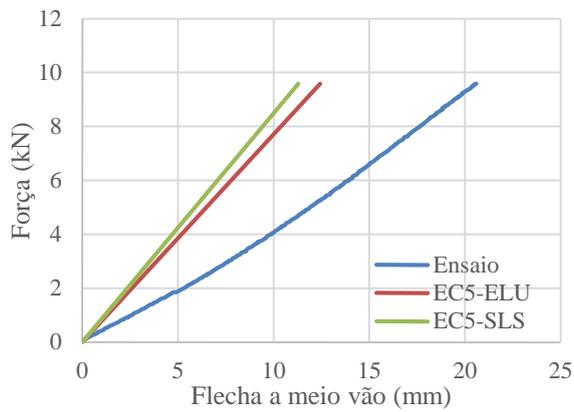


Figura 5.16 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM5)

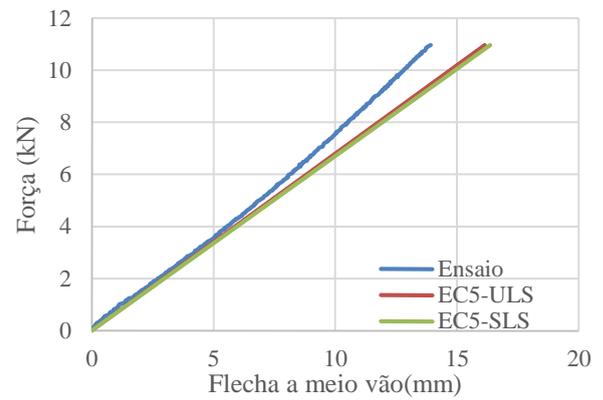


Figura 5.17 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM6)

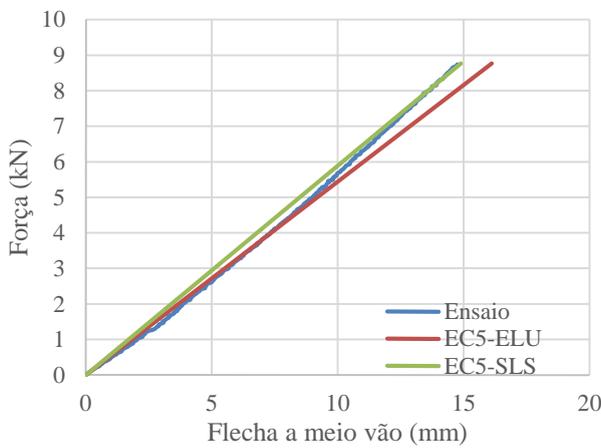


Figura 5.18 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM7)

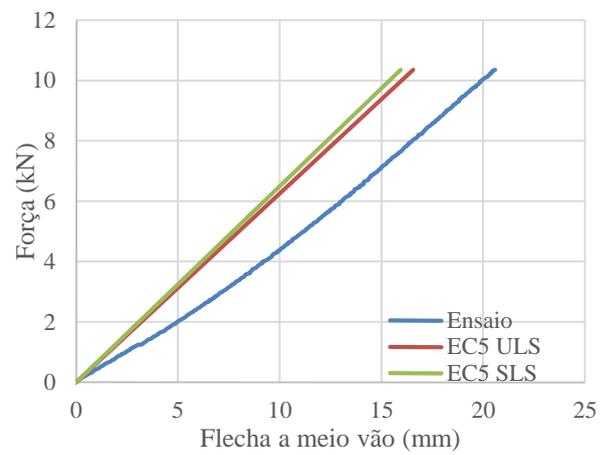


Figura 5.19 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM9)

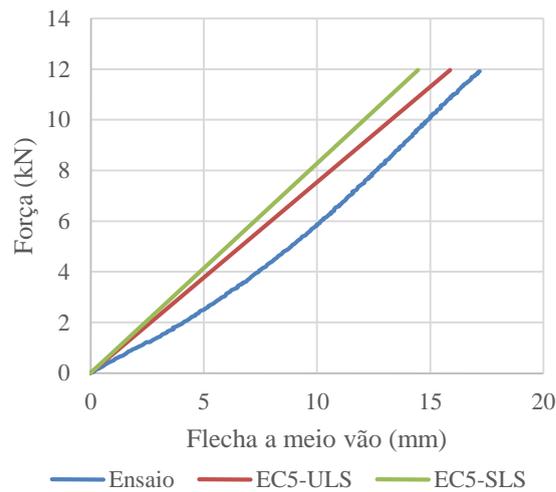


Figura 5.20 - Diagrama experimental e modelo numérico (VM12)

Pelas é clara a sobrestimação do modelo para as vigas 2, 5, 9 e 12. No caso da viga 6, até os 4 kN temos uma boa aproximação, mas a viga apresenta um ganho de capacidade de carga.

Se analisar a diferença das características de cada viga, é de notar que as vigas 1 e 7 em que o modelo fornece uma boa aproximação, têm os menores diâmetros do conjunto de vigas (menor do que 120 mm) e módulos de elasticidades altos, podendo então assumir de que para toros de pequenos diâmetros com alto módulo de elasticidade o modelo fornece boas aproximações.

Como a rotura das vigas deu-se por tração e flexão na madeira, os valores a aplicar uma análise comparativa são as forças máximas para atingir o nível de segurança na madeira calculada através do modelo e forças máximas obtidas nos ensaios de rotura. A apresenta as forças máximas do modelo e dos ensaios e a diferença obtidas entre os valores.

Tabela 5.7 - Comparação forças máximas dos ensaios com do modelo

Viga	$F_{\text{máx,exp}}$ (kN)	$F_{\text{máx,mod}}$ (kN)	Δ
1	37,454	25,94	31%
2	31,403	36,50	-16%
6	36,996	33,05	11%
7	24,109	25,51	-6%
9	27,173	30,25	-11%
12	39,096	33,24	15%

Pelos valores da tabela verifica-se uma sobrestimação do modelo para as vigas 2, 7 e 9, e para as restantes uma subestimação. Mesmo tendo uma subestimação, o absoluto da média das diferenças é de 15%, indicando então que um modelo fornece uma má aproximação da força máxima da viga.

As discrepâncias entre os valores do modelo e do ensaio, pode estar relacionada com o facto do modelo não ter em conta a plastificação da ligação antes de ser atingido o nível de segurança da madeira, o que desencadeia um regime de comportamento semi-plástico com perda de capacidade de carga nas vigas. O que também pode ter afetado a diferença de valores são as irregularidades ao longo do toro, que consequentemente influencia o comportamento da ligação, sendo os parâmetros utilizados no modelo não consistentes com os dos ensaios.

6. CONCLUSÕES

A acoplagem da madeira com o betão em pavimentos apresenta uma estrutura que aproveita o bom comportamento da madeira à tração e a resistência do betão à compressão, desde que tenha uma ligação suficientemente rígida para poder transmitir as tensões. Que já vem a ser desenvolvido desde da primeira guerra mundial.

Foi possível verificar a eficácia de estruturas mistas madeira-betão com uso de elementos circulares de madeira e betão leve, devido a alta resistência da madeira de secção circular em relação às outras variantes e a diminuição de cargas de peso próprio ao utilizar betão leve.

O uso de betões leves em estruturas mistas pode não ser tão vantajoso, considerando uma resistência à tração e módulo de elasticidade ainda menor que o betão normal, salientando que a resistência à tração e o módulo de deslizamento tem um importante papel no dimensionamento de estruturas mistas madeira-betão.

O uso de estruturas mistas madeira-betão para reabilitação de pavimentos de madeira dispensa a demolição da própria e permite a utilização de edifícios antigos respeitando os níveis de exigências atuais com vantagens económicas relativamente às soluções alternativas.

O modelo numérico desenvolvido com base no método do anexo B do EC5, fornece uma má aproximação para o comportamento inicial e para o calculo da força máxima das vigas. Verificou-se que as discrepâncias entre os resultados se devem a grande variabilidade da madeira, que afeta o comportamento da ligação afetando conseqüentemente o comportamento da viga. A aproximação notada para as vigas 1 e 7 levam a querer que para menores diâmetros temos melhores aproximações, isto pode ser devido a menor probabilidade de haver muitas irregularidades no toro. Não sendo recomendável o uso do modelo para caraterizar o comportamento de vigas mistas com madeira circular maciça ligada por varões perpendiculares.

Dos ensaios experimentais de rotura foi possível verificar a grande influencia da ligação sobre a capacidade de carga da viga e a sua força máxima. A viga que apresentava a maior força máxima era a viga 12, em que a sua ligação apresentava uma grande capacidade de carga apos a plastificação. A viga com a menor força máxima era a 7, em que a sua ligação apresentava grande

perda de capacidade de carga após a plastificação.

Para trabalhos futuros seria interessante efetuar ensaios de longa duração, para verificar a validade do modelo a longo prazo. E ensaios comparativos do uso do betão normal e betão leve, para melhor compreender as vantagens e desvantagens do uso do betão leve.

Também verificar se existe uma relação linear entre os resultados do modelo com os resultados dos ensaios, sendo possível aperfeiçoar o modelo com aplicação de um coeficiente, determinado através desta relação.

O uso de soluções com elementos de madeira do tipo stress laminated deck, ou madeira colada cruzada, XLAM, bem como o uso de outros tipos de betão leve, betão reforçados com fibras de aço, ou betões auto-compactáveis. Ou mesmo de postes aéreos reciclados de madeira (Gutkowski et al, 2010)

O desenvolvimento de soluções pré-fabricadas (Fragiacomo e Lukaszewska, 2010), no uso de pavimentos e também possível uso em elementos de fachada.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdalla, Anna Cristica Pacheco Ballassini, (2002) “Utilização de Madeira de *Eucalyptus* em Estruturas de Pontes”. Escola Superior de Agricultura na Universidade de São Paulo.

Branco, Jorge M. e Cruz, Paulo J., (2002) “Lajes Mistas de Madeira-Betão”. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

Ceccotti, A., (1995) "Timber-concrete composite structures". STEP-Timber Engineering 2, Almere Centrum Hout: 1994: E13/1–E13/12, 1995

Deam, Bruce L., Fragiacom, Massimo e Buchanan, Andrew H. (2007), “Connections for Composite Concrete Slab and LVL Flooring Systems”.

Dias, A.M.P.G., (2005) “Mechanical behaviour of timber-concrete joints”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Dias, A.M.P.G., (2010) "Non linear modelling of timber-concrete composite structures" 11th World Conference on Timber Engineering. Riva del Garda, Italy. 2010

Dias, A.M.P.G., (2012/2013), “Estruturas de Madeira”. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Eurocódigo 0 (2002) “Eurocode 0: Bases of structural design”. CEN.

Eurocódigo 1 parte 1-1 (2002) “Eurocode 1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings”.CEN.

Eurocódigo 2 parte 1 (1997) “Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1”. CEN.

Eurocódigo 5 parte 1 (2003) “Eurocode 5 – Design of timber structures - part 1 – General - common rules and rules for buildings”,CEN.

Firno, A., (2010), "Análise de Estruturas Mistas Madeira-Betão com Elementos de Madeira de Secção Circular", Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra

-
- Júnior, C. C. e Dias, A. A., (1997), "Utilização da madeira em construções rurais." Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, vol.1, pp. 71-77
- Lukaszewska, E., e Johnsson, H., e Fragiaco, (2008) M., "Laboratory Tests and Numerical Analyses of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors"
- Lukindo, A. R., Chastain, J. P. e Janni, K. A. (1997), "Techniques for making connections in small diameter timber roundwood members." Wood Design Focus, vol.8, n.º 1, pp. 14- 22
- Khorsandnia, Nima, Valipour, Hamid R. e Crews, Keith (2012), "Experimental and Analytical Investigation of Short-Term Behaviour of LVL-Concrete Composite Connections and Beams"
- Morgado, T. (2008), " Aplicação estrutural da madeira de secção circular de Pinheiro Bravo", Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 2008
- Morgado, T., Machado, J., Dias, A., Cruz, H. e Rodrigues, J. (2010), "Grading and testing of maritime pine roundwood." WCTE 2010, Itália
- Morgado, T. (2012), "Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo", Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 2012.
- Negrão J., Faria, J. Amorim. (2008) "Projeto de Estruturas de Madeira". Publindústria, Edições Técnicas, Porto, 2009.
- Ritcher, H.G. e Burger, L.M. (1978) "Anatomia da Madeira". Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Rodrigues, J.N., (2008) "Modelação Analítica de Vigas Mistas Madeira-Betão". Tese de mestrado, DEC da Universidade de Coimbra.
- STEP, (1995) "STEP – Timber Engineering". First Edition, Centrum Hout, The Netherlands. Lição 13.
- Segundinho, P. Alcântara, (2005). " Análise Teórico-Experimental de um Tabuleiro Misto Madeira-Concreto Composto por Vigas Circulares". Mestrado em Estruturas em Engenharia Civil,FEIS-ENESP, São Paulo, 2005.
- Stojić, Dragoslav e Cevtkovi, (2001). "Analysis of a Composite Timber-Concrete Structures According to the Limit States".
- Yeoh, D., Fragiaco, M., Franceschi, M. D. e Boon, K. H., (2009). "State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review." Journal of Structural Engineering.
-

Yeoh, D., Fragiacomio, M., Franceschi, M. D. e Deam, B., (2010). "Experimental Behaviour of LVL-Concrete Composite Floor Beams at Strength Limit State".