



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

Estudo Experimental de Nós de Pórticos de Madeira em Betão Armado Sujeitos à Flexão Simples

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

Autora

Meyse de Barros Cravid d'Alva

Orientador

Prof. Dr. João Henrique Jorge de Oliveira Negrão

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 de 2016

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiro a Deus por me ter dado saúde para completar mais uma etapa da minha vida.

Quero expressar o meu profundo agradecimento ao Professor Doutor João Henrique Jorge de Oliveira Negrão pela orientação, paciência, atenção e disponibilidade que sempre me dispensou para resolução dos problemas que se foram colocando e realização deste trabalho.

Agradecer aos meus pais e à minha avó pelo que fazem por mim, pela compreensão, carinho, apoio e por terem prezado sempre pela na minha educação.

Agradecer às minhas irmãs e amigos que sempre me apoiaram e ajudaram nessa jornada tais como: Neyse e Brigitte d'Alva, Vilma Marta, Herman Dumby, Ana Rita Troca, João Pinto Costa, Naila Correia, Joel Cravid, Simão Panzo, Derce, ao senhor Ricardo, ao Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, ao Departamento Engenharia Civil e a todos os que direta ou indiretamente me ajudaram.

RESUMO

Desde as civilizações primitivas que a madeira é utilizada na indústria da construção. No entanto, com a Revolução Industrial e o surgimento do betão armado na construção, no século XIX, a utilização da madeira foi, de certa forma, desprezada, tendo-se reunido esforços no estudo e utilização do novo material.

Numa fase em que se fala muito em sustentabilidade e necessidade de adoção de medidas ecológicas, a madeira volta a ter sua importância como um constituinte principal nas edificações. Acrescentando o facto desta ser de simples aplicação e requerer baixo custo de mão-de-obra.

Só na primeira metade do século XX se desenvolveram pesquisas e estabeleceram teorias aplicadas às estruturas em madeira que permitissem chegar a métodos de análise e dimensionamento das mesmas.

Um dos principais e enormes problemas que se colocam quando se trabalha com a madeira é o das ligações, uma vez que no processo de construção os vários elementos estruturais precisam de ser ligados entre si e os seus comprimentos são limitados pelas dimensões das árvores, como acontece na madeira maciça, mas também pela existência da descontinuidade do fio em pontos em que haja junção de elementos estruturais. As ligações são geralmente feitas com recurso a dispositivos metálicos. No entanto, neste trabalho, propõe-se o estudo de uma ligação em betão armado em pórticos de madeira de grandes vãos. Este estudo será direccionado para a análise do comportamento desta ligação quando a peça é sujeita à ação conjunta de esforços transversos e momento fletor, por meio de utilização de um esquema de aplicação direta da carga na extremidade da viga do conjunto viga-pilar.

Do estudo experimental realizado pôde observar-se que esta ligação possui resistência semelhante às ligações habituais, tendo a rotura ocorrido por delaminação (perda da aderência na interface colada madeira-armaduras).

ABSTRACT

Since the early civilization, the wood has been used in the construction industry. However, with the Industrial Revolution and the emergence of reinforced concrete in construction in the nineteenth century, the use of wood was, somehow, rejected. Therefore, engineers gathered efforts in the study and use of this new material.

Due to pollution from building materials, a discuss of sustainability and the need to adopt green measures was started, therefore the wood was reverted to its importance as a main material in buildings. Adding the fact that it is simple to apply and require low cost of hand labor.

Only in the first half of the twentieth century, it was developed research and established theories applied to the wood structures capable of leading to the methods of analysis and design of the same.

One of the main problem encountered when working with wood is the links, since that in the process of building, the various structural elements must be connected together and their lengths are limited by the dimensions of the trees as it happens in the solid wood, but also by the existence of discontinuity of the wire at points where are junction of structural elements. The connections are usually made using metallic devices. However, in this paper, we propose the study of a connection reinforced concrete in wooden frames of large spans. This study will be directed to the analysis of the behavior of this connection when the part is subject to the joint action of transverse efforts and bending moment, through the use of a direct application scheme of the load at the end of the beam of the beam-column set.

From the experimental study it could be observed that this connection has a similar resistance to the usual connections, and the rupture occurred by delamination (loss of grip on the bonded interface wood-armor).

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE QUADROS.....	ixx
ABREVIATURAS.....	Erro! Marcador não definido.
SIMBOLOGIA	xii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE	5
2.1 Enquadramento.....	5
2.2 Propostas de ligações apresentadas por outros autores.....	5
3 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO E DOS MATERIAIS. CARACTERIZAÇÃO DA MADEIRA	13
3.1 Descrição da ligação	Erro! Marcador não definido.
3.2 Caracterização dos materiais	Erro! Marcador não definido.
3.2.1 Resina epóxi	16
3.2.2 Aço.....	16
3.2.3 Betão	16
3.2.4 Madeira	18
3.3 Caracterização da madeira	19
3.3.1 Dimensões das peças de ensaio	Erro! Marcador não definido.
3.3.2 Teor em água	Erro! Marcador não definido.
3.3.3 Massa volúmica aparente	Erro! Marcador não definido.
3.3.4 Ensaaios estáticos	Erro! Marcador não definido.
3.3.4.1 Módulos de elasticidade local e global	Erro! Marcador não definido.
3.3.4.2 Tensão de rotura	30
4 ENSAIO DOS NÓS EM BETÃO ARMADO.....	34
4.1 Enquadramento.....	Erro! Marcador não definido.
4.2 Descrição do ensaio e esquema de montagem	34
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	Erro! Marcador não definido.

6	CONCLUSÃO	43
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Detalhe da ligação (Houtte <i>et al</i> , 2004)	6
Figura 2.2 – Dois tipos de reforço (Mori <i>et al</i> , 2004)	7
Figura 2.3 – A) Amostra de ensaio; B) Esquema de ensaio (Mori <i>et al</i> , 2004)	8
Figura 2.4 – Fotografia e corte transversal da ligação DVW (Kuilen e Dejong, 2004)	9
Figura 2.5 – Modelo de contato dos elementos (Kuilen e Dejong, 2004)	10
Figura 2.6 – Forma e tamanho: a) dos conectores; b) da amostra (Inoue <i>et al</i> , 2004)	11
Figura 2.7 – Processo de montagem: a) Conector metálico; b) Varão de aço roscado; c) <i>Lag screw</i> (Inoue <i>et al</i> , 2004)	11
Figura 2.8 – Esquema da ligação anterior e modelo de cálculo (Komatsu <i>et al</i> , 2008)	12
Figura 2.9 – Modelo de cálculo para viga-pilar: a) com parafusos “ <i>pass-through</i> ”; b) com <i>LSB</i> (Komatsu <i>et al</i> , 2008)	12
Figura 3.1 – A) Esquema de montagem do ensaio; B) Secções instrumentadas com a posição dos defletómetros e células de carga (Gonçalves, 2014)	13
Figura 3.2 – Detalhe do nó de ligação: A) Disposição das armaduras; B) Ligação pronta a ensaiar (Gonçalves, 2014)	14
Figura 3.3 – Amostra de ensaio: A) Disposição e dimensões dos componentes da ligação; B) Corte AA’ e BB’ da secção da madeira (Gonçalves, 2014)	15
Figura 3.4 – Medição do teor de humidade, w (%) na madeira	21
Figura 3.5 – Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade local à flexão, $E_{m,l}$ (EN 408, (CEN, 2012))	Erro! Marcador não definido. 25
Figura 3.6 – Determinação dos módulos de elasticidade à flexão: A) Esquema de ensaio adotado; B) Colocação dos defletómetros.	27
Figura 3.7 – Deformada da viga em flexão com duas cargas concentradas.	27
Figura 3.8 – Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade global à flexão, $E_{m,g}$ (EN 408 (CEN, 2012))	Erro! Marcador não definido.
Figura 3.9 – Esquema de ensaio para determinação da tensão de rotura, f_m (EN 408 (CEN, 2012))	31

Figura 3.10 - Ensaio destrutivo para determinação da tensão de rotura, f_m , das peças (peça número 5, neste caso)	32
Figura 4.1 – A) Esquema de ensaio geral; B) Ensaio pronto a ser realizado.	35
Figura 4.2 – Fixação do provete. A) Visão geral; B) e C) Visão amplificada.	35
Figura 4.3 – Colocação do atuador rotulado em ambas extremidades	36
Figura 4.4 – Posição dos defletómetros: A) Colagem das chapas; B) e C) Colocação dos defletómetros	37
Figura 5.1 – Gráfico Força-Deslocamento no actuador	38
Figura 5.2 – Decurso do ensaio à flexão simples	39
Figura 5.3 – Configuração inicial (esquerda) e deformada (direita) do provete 1	40

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características de resistência e deformação do betão C80/95 (NP EN 1992-1-1, 2010)	17
Quadro 3.2 – Composição do micro-betão (Gonçalves, 2014)	18
Quadro 3.3 – Valores característicos das propriedades mecânicas da madeira de Pinho Bravo (EN 4305 (IPQ, 1995))	19
Quadro 3.4 – Resultados do teor em água, w (%), das peças antes e depois (NP 614 (IPQ, 1973)) dos ensaios estáticos.	22
Quadro 3.5 – Resultados da massa volúmica das amostras das amostras Marcador não definido.	Erro!
Quadro 3.6 – Relação l/h com que cada provete foi ensaiado.	26
Quadro 3.7 – Valores dos módulos de elasticidade local, $E_{m,l}$, e global, $E_{m,g}$, das peças	30
Quadro 3.8 – Valores das tensões de rotura, f_m , e $f_{m,corr}$ das peças	33
Quadro 5.1 – Valores dos momentos fletores, rotações e rigidezes no nó de ligação	41
Quadro 5.2 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) – secção de betão armado de interface (KNm) (Gonçalves, 2014)	Erro! Marcador não definido.
Quadro 5.3 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) – secção de madeira interior (KNm) (Gonçalves, 2014)	Erro! Marcador não definido.
Quadro 5.2 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) – secção de madeira de interface (KNm) (Gonçalves, 2014)	Erro! Marcador não definido.

ABREVIATURAS

A400 NR – Aço de resistência à tração de 400 MPA de alta ductilidade

BASF – Fábrica de Anilina e Soda de Baden

CEN – Comité Européen de Normalisation

DO – Amostra não reforçada

DVW – Folhas de madeira densificada

DW – Amostra com cavilhas dispostas perpendicularmente ao LFJ

DW2 – Amostra com cavilhas dispostas paralelamente ao LFJ

E – Estruturas

EE – Especial para Estruturas

EN – Norma Europeia

ENV – Pré-Norma Europeia

IPQ – Instituto Português da Qualidade

ISO – International Organization for Standardization

JAS - Japanese Agricultural Standard

LEMEC – Laboratório de Ensaio de Materiais, Estruturas e Construções

LFJ – Large Finger-Jointed

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LSB - Lagscrewbolts

LVL – Laminated Veneer Lumber

NP – Norma Portuguesa

NP EN - Versão Portuguesa da Norma Europeia

prEN – Pré-norma Europeia

SIMBOLOGIA

a	Distância entre a posição de carga e o apoio mais próximo no ensaio de flexão
$B_{\text{méd}}$	Largura média da secção transversal da peça de madeira
b	Largura da secção transversal da peça de madeira no ensaio de flexão
cm	Centímetro
dm	Decímetro
$e_{\text{méd}}$	Espessura média da secção transversal da peça de madeira
E	Módulo de elasticidade
E_0	Módulo de elasticidade da madeira corrigido para o teor de humidade de referência
E_{0w}	Módulo de elasticidade da madeira para o teor de humidade do ensaio
$E_{0,05}$	Valor do percentil 5 do módulo de elasticidade da madeira
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_{mean}	Valor médio do módulo de elasticidade da madeira
$E_{m,g}$	Módulo de elasticidade global da madeira
$E_{m,g,corr}$	Módulo de elasticidade global da madeira corrigido
$E_{m,l}$	Módulo de elasticidade local da madeira
$E_{m,l,corr}$	Módulo de elasticidade local da madeira corrigido
F	Carregamento
$F_{\text{máx}}$	Carga máxima de rotura da peça de madeira
$F_{\text{máx,est}}$	Carga máxima estimada
$f_{c,0,k}$	Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras da madeira
$f_{c,90,k}$	Valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras da madeira
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos, aos 28 dias
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{ctk,0,05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples ao percentil 5%
$f_{ctk,0,95}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples ao percentil 95%
f_m	Tensão de rotura da madeira
$f_{m,corr}$	Tensão de rotura da madeira corrigida
$f_{m,k}$	Valor característico da resistência à flexão estática da madeira
$f_{t,0,k}$	Valor característico da resistência à tração paralela às fibras da madeira
$f_{t,90,k}$	Valor característico da resistência à tração perpendicular às fibras da madeira
$f_{v,k}$	Valor característico da resistência ao corte da madeira

g	Gramma
G	Módulo de distorção da madeira
G_{mean}	Valor médio do módulo de distorção da madeira
GPa	Gigapascal
h	Altura da secção do elemento de madeira
I	Momento de inércia
Kg	Kilograma
k_h	Coeficiente de majoração da resistência à flexão que tem em conta o efeito de volume
KN	Kilonewton
l	Vão da peça de madeira
l_1	Comprimento de referência para a determinação do módulo de elasticidade
$L_{méd}$	Comprimento médio da peça de madeira
$L_{mín}$	Menor comprimento da peça de madeira
m	Metro
m	Peso de uma peça de madeira
m_1	Massa da amostra antes da secagem
m_2	Massa da amostra seca
mm	Milímetro
M	Momento
$M_{máx}$	Momento máximo
MPa	Megapascal
N	Newton
P_i	Peso inicial da peça de madeira
s	Segundo
v	Volume de uma peça de madeira
w	Teor de humidade da madeira
$w_{méd}$	Valor médio do teor de humidade da madeira
σ	Tensão
ϵ_{c1}	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ϵ_{cu1}	Valor nominal da extensão última do betão à compressão
ϵ_{c2}	Extensão do betão à compressão ao ser atingida a resistência máxima
ϵ_{cu2}	Extensão última do betão à compressão
ρ	Massa volúmica da madeira
ρ_{corr}	Massa volúmica da madeira corrigido
ρ_{mean}	Valor médio da massa volúmica da madeira
ρ_k	Valor característico da massa volúmica da madeira
ρ_w	Massa volúmica da madeira para o teor de humidade do ensaio
δ	Flecha ou deformação (w)
Φ	Diâmetro do varão de aço
ϕ	Rotação do nó de ligação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

A madeira é um material orgânico de origem natural, consistindo na matéria lenhosa situada entre a medula e a casca do tronco de uma árvore (Dias *et al.*, 2009). Pelas suas características, abundância e disponibilidade na Natureza, foi um dos primeiros materiais a ser utilizado pela Humanidade, remontando o seu uso ao tempo das civilizações primitivas, quando já era utilizado como material de construção, no seu estado puro ou combinado com outros materiais como a pedra, a palha, o barro e o ferro.

A ideia generalizada, baseada no seu insuficiente conhecimento, de que a madeira era um material muito fraco, que se deteriorava com facilidade, e o aparecimento do betão armado, no século XIX, originaram uma quebra acentuada na utilização da madeira. O aumento da exigência e complexidade das estruturas com a Revolução Industrial e avanços tecnológicos fez com que se desencadeassem estudos sobre as suas potencialidades para construção. Os processos associados à produção de betão e de aço e a sua colocação em obra requerem o consumo de elevadas quantidades de energia. Com o passar do tempo, a indústria da construção civil cresceu de tal forma que se foi observando a crescente necessidade de se adotar medidas que mitigassem o impacto ambiental provocado por esta atividade, bem como outras que neste presente texto não têm interesse. Numa era em que se fala muito do conceito de ecologia e sustentabilidade, da urgência em tornar as construções sustentáveis, surge novamente a madeira como opção a ser adotada, mostrando-se vantajosa em relação ao betão e ao aço, como material natural, que garante conforto, qualidade e segurança. Sendo um material naturalmente resistente e relativamente leve, é frequentemente utilizado para fins estruturais. A sua relação resistência/peso é elevada. É um material fácil de se manusear, ou seja, exibe uma boa trabalhabilidade, não exigindo a utilização de grandes tecnologias. Outro ponto de relevante importância e que vale a pena lembrar é que a madeira, ainda que sendo inflamável, é capaz de resistir a altas temperaturas quando comparada com o aço, absorvendo os esforços atuantes na secção não queimada. Para isso desenvolveram-se estudos para determinação das características físicas e mecânicas que permitissem averiguar a aptidão de um certo tipo de madeira para aplicação estrutural.

Não obstante ao registo da sua crescente utilização em obra e seu recurso como principal material em estruturas como edificações, pontes, etc..., as ligações constituem desde sempre outro ponto de grande importância e complexidade, dado o seu comportamento não linear, a sua característica ortotrópica e a interrupção brusca das fibras de madeira em pontos angulosos como nós de pórticos, impedindo a transmissão de esforços. Constituindo as ligações um ponto condicionante no dimensionamento deste género de estruturas.

Deste modo foi necessário desenvolver estudos para determinação das características físicas e mecânicas que permitissem averiguar a aptidão de um certo tipo de madeira para aplicação estrutural bem como desenvolver ligações adequadas que assegurem o bom funcionamento das estruturas. Apenas no século XX começou-se a implementar teorias aplicadas às estruturas de madeira e iniciaram-se investigações tecnológicas que levassem à criação de metodologias precisas que permitissem a elaboração de projetos de estruturas em madeira, através do estabelecimento de normas, nomeadamente o Eurocódigo 5, embora o seu uso nalgumas regiões nunca tenha sido abandonado e ser baseado apenas no conhecimento empírico.

As ligações entre as peças de madeira são estabelecidas recorrendo ao uso de vários dispositivos como conectores, pregos, chapas metálicas, agrafos, parafusos de porca, parafusos, cavilhas, por meio de colagem, ligações por entalhe, etc..., podendo ser agrupadas em três tipos distintos: ligadores do tipo cavilha, ligadores de contacto e ligadores químicos. Neste trabalho é apresentada uma proposta de ligação plana em betão armado em pórticos de madeira maciça de Pinho Bravo. Este trabalho dá continuidade a um trabalho anterior, em que os pórticos foram ensaiados sob o regime de flexão quase pura, mediante a aplicação de sistema de carregamento muito mais complexo, concebido em treliça isostática de banzos paralelos, com o intuito de separar o efeito do momento fletor do esforço transversal na ligação. O problema era claramente não-linear.

Neste estudo, foram ensaiados provetes semelhantes aos do trabalho anterior, em que os mesmos foram carregados de forma a que o nó de ligação estivesse submetido a estado de flexão simples. Trabalhou-se no pressuposto de que a análise era linear, pelo menos até à plastificação do nó, dado que os deslocamentos eram pequenos.

1.2 Objetivos

Dado que as ligações constituem um elemento condicionante no dimensionamento de estruturas em madeira, têm sido apresentadas propostas e realizados estudos com o intuito de

se desenvolverem novas técnicas de ligações, mais eficientes que possam ser mais resistentes e duradouras.

No entanto, não existem processos construtivos correntes que permitam a criação de ligações rígidas entre elementos de madeira e garantam uma ligação viga-pilar monolítica como acontece, por exemplo, em pórticos de betão armado. Nas soluções atuais, há sempre uma deformação significativa associada à ligação.

Os nós são pontos problemáticos, uma vez que constituem regiões de grande concentração de tensões e de mudança de direção dos esforços. Numa perspetiva de criar novas soluções, alternativas às convencionais, com melhor comportamento mecânico, procedeu-se ao estudo experimental de nós em betão armado de pórticos de madeira.

O provete é constituído por dois elementos viga-pilar em madeira maciça de Pinho Bravo unidos por uma ligação em betão armado, sendo a ligação assegurada pela betonagem direta do nó de ligação e os varões amarrados com auxílio de resina epóxida ao longo de um comprimento de amarração adequado.

Uma primeira abordagem deste assunto foi concluída recentemente (Gonçalves, 2014). Neste trabalho, o objetivo passou pela realização de ensaios de vários provetes e análise do comportamento da ligação quando sujeita à flexão quase pura, tendo sido montado um esquema de aplicação de carga que permitisse a separação do efeito do momento fletor e do esforço transversal.

Nesta exposição, o objetivo é similar ao anterior trabalho apresentado, diferindo daquele no facto de a análise do desempenho da ligação ser feita estando esta sujeita a ação simultânea de momento fletor e esforço transversal, isto é, a flexão simples. Este regime de esforços permite a aplicação direta de carga ao nó, sem recurso à treliça auxiliar utilizada no trabalho anterior. Pretende-se levar a cabo uma posterior avaliação e comparação dos resultados obtidos nas duas abordagens.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está estruturada em 6 capítulos, incluindo a Introdução e as Conclusões.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica do estado da arte, na qual se faz uma abordagem dos estudos de ligações realizados por outros autores.

No Capítulo 3 faz-se a descrição da ligação concebida para o estudo bem como a caracterização dos materiais utilizados para o efeito.

No Capítulo 4 são expostas as condições do ensaio e apresentado o esquema de montagem adotado para a realização do mesmo.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados recolhidos da sequência de ensaios realizados.

No Capítulo 6 são tiradas conclusões sobre o estudo desenvolvido neste texto e feitas algumas considerações.

O presente trabalho encerra-se com a apresentação das referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE

2.1 Enquadramento

Como foi referido acima, um problema que se coloca, que torna ainda mais complexo o dimensionamento de estruturas em madeira, reside na conceção de ligações. As ligações do tipo cavilha constituem o tipo de ligação mais usual em estruturas de madeira. Habitualmente a transmissão dos esforços entre os elementos de madeira é feita através de dispositivos metálicos, sejam eles pregos, parafusos de porca, parafusos auto-roscantes, pinos,... Estes são submetidos, normalmente, aos esforços de flexão e de corte. As ligações representam os pontos fracos da estrutura, uma vez que podem condicionar a estabilidade das estruturas no que respeita aos estados limites últimos, comportamento ao fogo e durabilidade. A rigidez das ligações representa um ponto fulcral para a distribuição dos esforços entre os elementos de uma estrutura, contudo, não é desejável que as ligações sejam muito rígidas. Nesta situação, é passível que a rotura se dê nos elementos estruturais, pelo que poderá haver a possibilidade de ocorrência de rotura frágil. Neste sentido, o conhecimento da rigidez nas ligações permite ao projetista ter em conta as suas deformações para verificação aos estados limites de deformação, fazer um melhor ajuste do conjunto na análise estrutural. A constatação da sua importância no desempenho do comportamento global das estruturas, por parte de investigadores, tem gerado muitas propostas e inúmeras possibilidades estabelecimento de ligações em estruturas de madeira. No caso dos pórticos de madeira, em alternativa às ligações convencionais, tem-se registado a utilização contínua de resinas epóxi em varões de aço. Estas têm mostrado bom desempenho, quer em termos de capacidade resistente à flexão, tipo de rotura, como rigidez. Facto que tem feito delas uma proposta promissora.

2.2 Propostas de ligações apresentadas por outros autores

Nesta secção, apresentam-se, em seguida, várias sugestões de possíveis ligações em madeira criadas e investigadas/analizadas por diferentes autores com o intuito de avaliar a sua capacidade de resistência ao momento fletor, tipo de rotura e rigidez e analisar a sua fiabilidade em relação aos métodos de ligação usualmente adotados.

Uma das novas soluções propostas foi apresentada por Houtte *et al* (2004). São investigadas ligações com varões de aço colados em vigas de madeira micro-lamelada colada (*Laminated Veneer Lumber - LVL*) por meio da utilização de resina epóxi. Os ensaios visavam o estudo do comportamento e dos modos de rotura associados e, por conseguinte, a avaliação da capacidade de resistência à flexão e ao corte de uma ligação de canto de pórticos em madeira micro-lamelada colada (LVL), similar aos já desenvolvidos para madeira lamelada colada. As amostras ensaiadas eram constituídas por uma viga assente no topo do pilar ligada a este por meio de um conjunto de 2 ou 3 varões de aço roscados embutidos no pilar e que se prolongavam ao longo da altura da viga (Figura 2.1). Foram realizados ensaios de tração (arrancamento) paralelos e perpendiculares às fibras e aplicados momentos cíclicos às amostras. Os ensaios mostraram que o desempenho da madeira micro-lamelada é semelhante ao da lamelada colada, apresentando muito boa resistência à tração dos varões roscados com resina epóxi paralelamente às fibras. Verificou-se ainda que a utilização de parafusos auto-roscantes aumentaria em 25% a resistência da ligação, reduzindo a possibilidade de ocorrência da separação das lâminas paralelas às linhas de colagem. Em comparação com os ensaios de tração axial feitos à madeira lamelada colada, as amostras de LVL mostraram maior resistência em tração paralela às fibras, sendo a superfície de rotura observada principalmente na própria madeira com quase nenhuma rotura na interface madeira-resina epóxi. Nos ensaios de tração perpendicular às fibras, constatou-se que a resistência à tração (arrancamento) era cerca de 65% da resistência de tração paralela às fibras e que a superfície de rotura se formava sobretudo na interface madeira-resina epóxi. Este tipo de rotura suscita dúvidas em relação ao desempenho a longo prazo desta ligação.

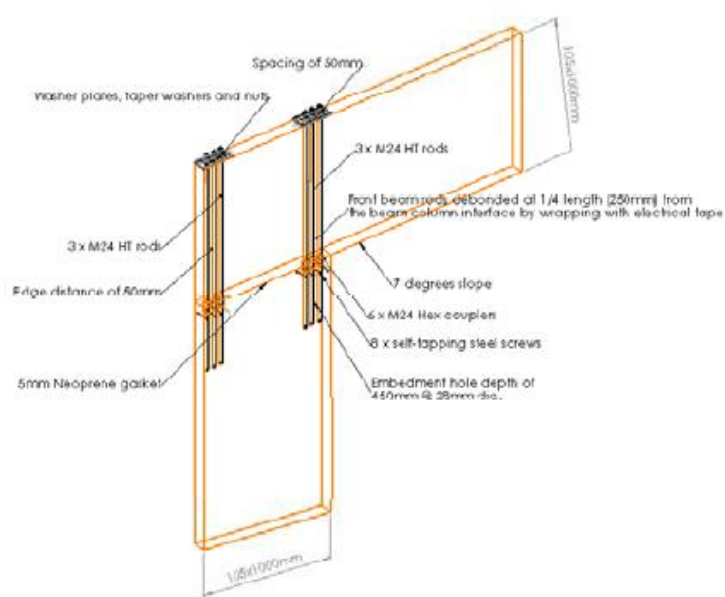


Figura 2.1 – Detalhe da ligação (Houtte *et al*, 2004).

Como medida de segurança, optou-se pela colocação de porcas e anilhas nas extremidades dos varões, tendo-se efetuado furos perpendicularmente às fibras. Os resultados dos ensaios revelaram a dificuldade de desenvolvimento de uma resistência à flexão completa do LVL particularmente no modo de abertura em ligações usando varões de aço com resina epóxi devido à rotura prematura da viga na secção transversal onde os varões estão localizados, enquanto no modo de fecho essa resistência à flexão completa foi desenvolvida. Os ensaios feitos sem recurso à resina epóxi demonstraram deformações excessivas por parte da ligação.

Mori *et al* (2004) propuseram a utilização de cavilhas de madeira em ligações de canto de estruturas em madeira lamelada-colada de larício (*Larix kaempferi*). A ligação de canto concebida era em ligações de dentais múltiplos (*large finger-jointed* - LFJ), colados com resina resorcinol. O estudo passa pela análise da hipótese deste tipo de ligação poder ser reforçada inserindo cavilhas de madeira em furos com cola de poliuretano, como forma de evitar a rotura frágil devido a tensões radiais sob momento de abertura, dispendo-as perpendicular (esquema DW na Figura 2.2) e paralelamente ao LFJ (esquema DW2 na Figura 2.2) e analisando o seu desempenho. Os autores viram a importância e a necessidade de analisar o comportamento mecânico deste tipo de ligação quando sujeita ao momento de abertura, uma vez que estas estruturas, localizadas no Japão, frequentemente estarão sujeitas a ações sísmicas. As cavilhas utilizadas foram feitas de carvalho silvestre (*Acer mono MAXIM*) com 28 mm de diâmetro e módulo de elasticidade com cerca de 15GPa. As amostras foram feitas em laminado de larício de 10 camadas classificadas em E105-f300, segundo a Norma Agrícola Japonesa (JAS) e dimensões de 150 x 300 mm.

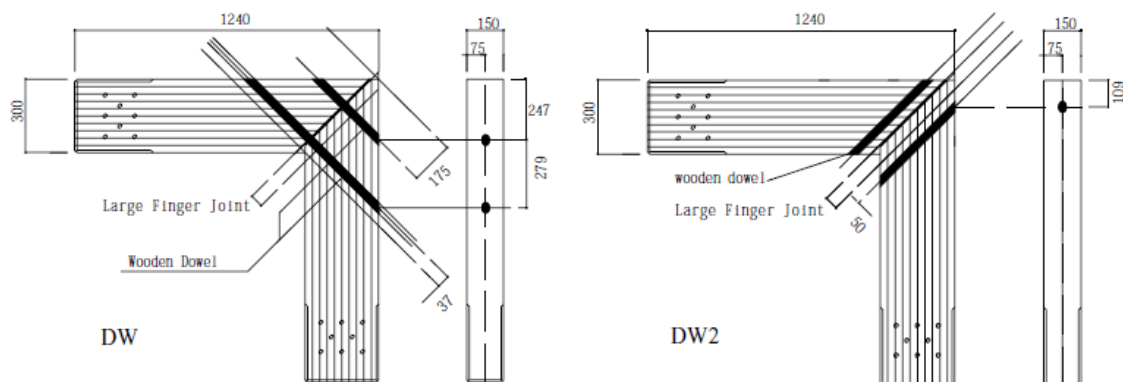


Figura 2.2 – Dois tipos de reforço. Mori *et al* (2004)

Prepararam-se amostras reforçadas e não reforçadas para posterior comparação. Nas reforçadas, foi feito um furo de 30 mm no centro de cada amostra, no qual foram inseridas e coladas as cavilhas de madeira com cola de poliuretano. Os dois lados tracionados de cada amostra foram colados com dois blocos de madeira lamelada colada, um em cada, de modo a

evitar concentrações de tensões de tração nas amostras. (Figura 2.3a). Realizaram-se ensaios de tração perpendicular à direção das fibras, de acordo com a pré-norma Europeia prEN 1193, tendo sido os blocos intermédios ligados à máquina de ensaio através do uso de parafusos de enroscar, *lagscrews*, (Figura 2.3b). Posteriormente foi avaliado o comportamento das ligações de canto em LFJ, tendo sido estas submetidas a ensaios de compressão máxima e cargas de tração e levadas à rotura para o momento de abertura nos ensaios cíclicos.

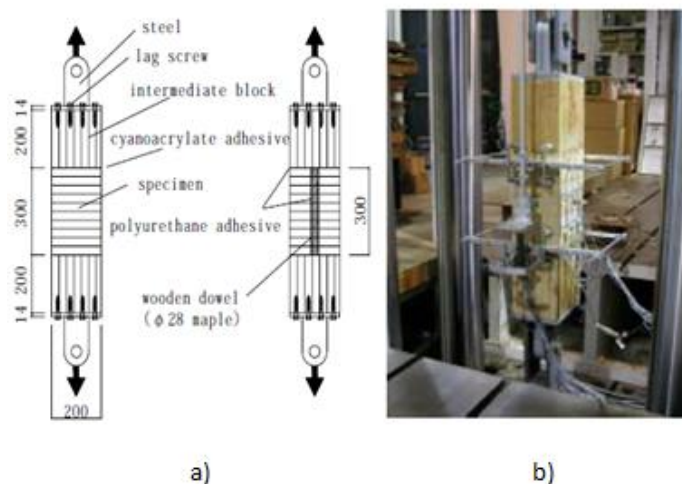


Figura 2.3 – a) Amostra de ensaio; b) Esquema de ensaio. Mori *et al* (2004)

A rotura ocorreu, em grande parte das amostras, na interface de ligação da amostra e do bloco intermédio, embora tenha havido um aumento de 40% do módulo de elasticidade, nos provetes reforçados. Não obstante este facto, o uso de cavilhas de madeira perpendiculares à direção das fibras contribuiu para prevenir a ocorrência de roturas da madeira lamelada colada por tração radial, gerada quando sujeita à tração perpendicular às fibras, traduzindo-se num aumento da rigidez e da resistência em relação às amostras não reforçadas. Os resultados mostraram um aumento de cerca de 10% da rigidez e da resistência das ligações de canto com cavilhas dispostas perpendicularmente ao LFJ (podendo atingir momentos altos se as cavilhas forem bem coladas aos furos), enquanto nas ligações em que as cavilhas estavam posicionadas paralelamente ao LFJ se registou-se um aumento para o dobro da tenacidade e ductilidade destas mesmas ligações. Constatou-se também que a resistência deste tipo de ligação quando sujeita ao momento de abertura é aproximadamente metade em comparação da quando sujeita ao momento de fecho. Não houve diferenças significativas no momento máximo e rigidez das amostras. A energia das amostras de DW são 1,5 vezes superior e DW2 2,0 vezes superior à das amostras não reforçadas; as amostras de DW e não reforçadas exibiram o mesmo modo de rotura; as amostras de DW2 apresentaram menos fissuras causadas por tensão radial.

Kuilen e Dejong (2004) desenvolveram uma ligação para estruturas de madeira, consistindo no uso de tubos e anilhas de aço (resistência à deformação e à tracção de 350 e 410 N/mm², respetivamente) como fixadores. A ligação consiste em dois elementos laterais e um central, reforçados com folhas de madeira densificada (DVW) de um lado e dos dois, respetivamente, evitando o seu rompimento precoce. Os tubos foram expandidos em diâmetro após sua inserção em orifícios pré-perfurados nos elementos de madeira reforçadas localmente com placas finas de DVW (Figura 2.4).

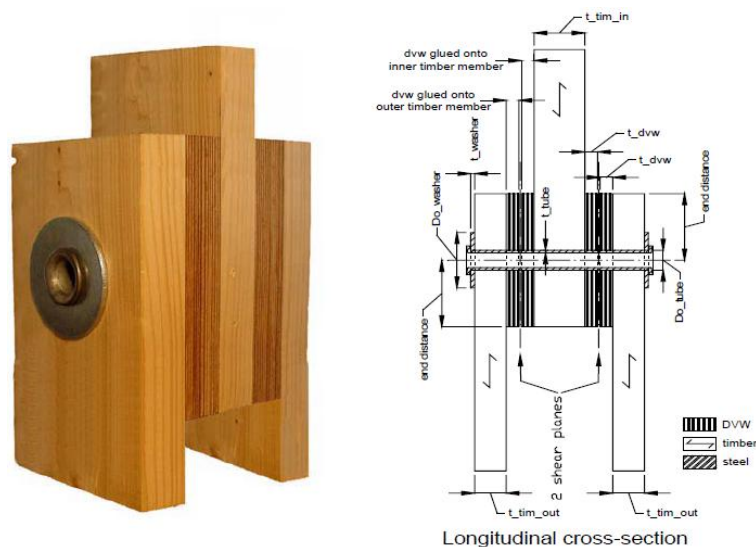


Figura 2.4 – Fotografia e corte transversal da ligação DVW. (Kuilen e Dejong, 2004)

Por forma a evitar a realização de muitos ensaios, uma vez que a análise do problema envolve a influência de muitos parâmetros (o diâmetro do tubo, espessura da parede do tubo, a espessura das placas de reforço e as propriedades mecânicas do material) e com objetivo de avaliar a possibilidade de utilização de materiais como a madeira lamelada colada, LVL ou Parallam, os autores desenvolveram também um modelo numérico não linear tridimensional de elementos finitos para o estudo numérico do comportamento da ligação. Foram assumidas hipóteses na preparação do modelo: DVW modelada como sendo um material isotrópico quando carregada no plano e sua densidade foi de aproximadamente 1200 kg/m³; madeira com comportamento ortotrópico não linear; diferentes coeficientes de atrito para as várias interfaces de contato entre os materiais. Na Figura 2.5, é apresentado um quarto do modelo desenvolvido, sendo mostradas as cargas de transferência em diferentes tons entre os elementos da ligação. Os resultados daí derivados foram comparados com os obtidos experimentalmente no passado e analisada a validação do modelo. Os ensaios experimentais consistiram em: ensaios de tração paralela às fibras em ligações com um só tubo; quatro ensaios de flexão em ligações de transmissão de momento com dois tubos; e ensaios à escala real em ligações resistentes ao momento com quatro tubos, em que se fizeram variar as

espessuras da DVW de 8, 10 e 12mm para o tubo de 18mm e 12 e 18mm para o tubo de 35mm.

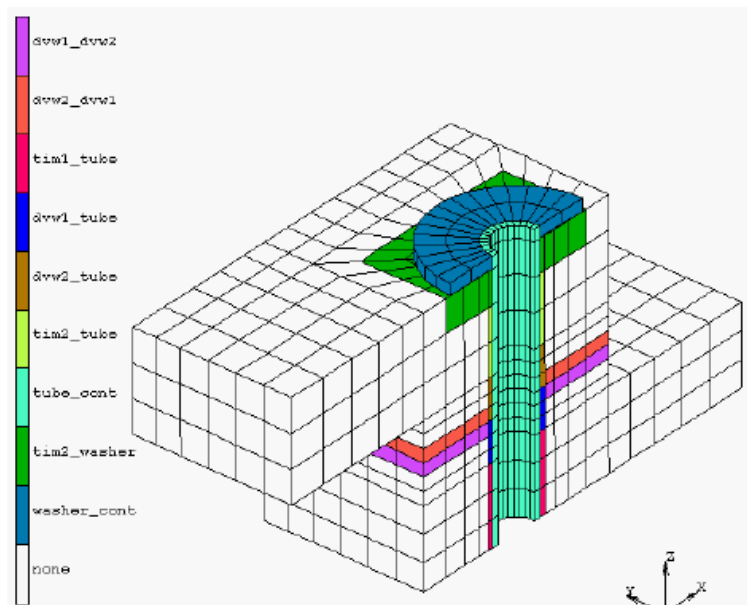


Figura 2.5 – Modelo de contato dos elementos. (Kuilen e Dejong, 2004)

Verificou-se que os resultados obtidos pelo modelo eram razoáveis mediante aos obtidos experimentalmente. As curvas carga-deslizamento foram geralmente iguais. Registrou-se, principalmente nas DVW de 12 mm, uma diferença considerável na rigidez inicial dos tubos de 18 mm, revelando-se mais baixa. Obteve-se aproximadamente a mesma capacidade de carga (para os dois planos de corte) para a DVW com espessura de 8, 10 e 12 mm. Sendo que as curvas para tubos de 35 mm se ajustaram melhor e a DVW tenha atingido uma capacidade de carga superior em cerca de 2,5 vezes. Concluiu-se que o modelo desenvolvido era capaz de retratar o comportamento global da ligação como sendo uma função de parâmetros influenciam na resistência, rigidez e ductilidade da mesma.

Inoue *et al* (2004) propuseram uma ligação betão armado-madeira resistente ao momento em estruturas de madeira híbrida de grandes dimensões e vãos, tendo sido avaliado o seu comportamento mecânico e determinada a sua capacidade resistente ao momento. A ligação era composta por betão de resistência à compressão 27 MPa e madeira lamelada (10 lâminas/folhas). Foram apresentados métodos de conceção da ligação com três tipos de varões: usando parafusos de enroscar (*lag-screws*), conectores metálicos e varões de aço roscados (Figura 2.6a), colocados mediante três tipos de disposições (Figura 2.6b). Nos provetes que utilizaram conectores metálicos e varões de aço roscados, a ligação foi realizada

por colagem, após a cura do betão, enquanto os provetes de betão com varões auto-roscentes foram ensaiados e depois de terem sido inseridos varões na madeira lamelada.

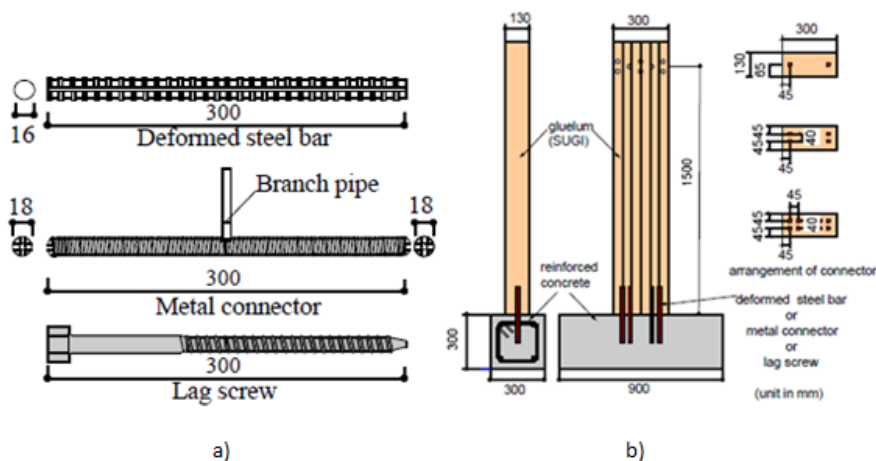


Figura 2.6 – Forma e tamanho: a) dos conectores; b) da amostra. (Inoue *et al*, 2004)

Após terem sido montados os conectores (Figura 2.7), os provetes foram submetidos a carregamentos cíclicos laterais. Provetes com 2 ou 4 conectores romperam geralmente por arrancamento dos ligadores da madeira lamelada, enquanto provetes com 8 conectores romperam por rotura frágil no betão. Os resultados dos ensaios mostraram que a rigidez inicial e capacidade de resistência ao momento da ligação aumentam e que o modo rotura muda com o aumento do número de conectores inseridos.



Figura 2.7 – Processo de montagem: a) Conector metálico; b) Varão de aço rosçado; c) Lag screw. (Inoue *et al*, 2004)

Uma outra proposta de ligação foi desenvolvida por Komatsu *et al* (2008), no sentido de melhorar a ligação viga-pilar em estruturas porticadas semi-rígidas de madeira lamelada colada. A ligação era estabelecida através do uso de parafusos “*pass-through*” que ligavam cantoneira de aço ao pilar (Figura 2.8). Não obstante ao ótimo desempenho obtido com a

ligação, especialmente no que toca à ductilidade, houve necessidade de criar uma nova ligação que permitisse evitar a deformação inicial devido ao embutimento da placa de apoio sobre o pilar (Figura 2.9a). Como alternativa aos parafusos “*pass-through*”, foram introduzidos parafusos de enroscar (*lagscrewbolts*), LSB (Figura 2.9b).

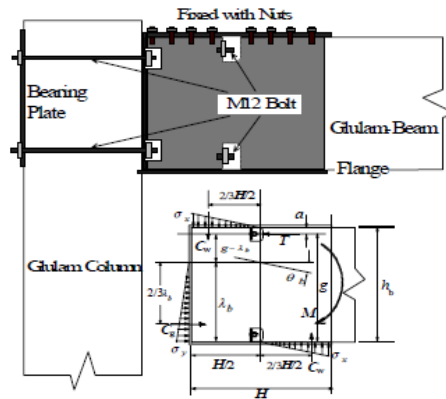


Figura 2.8 – Esquema da ligação anterior e modelo de cálculo. (Komatsu *et al*, 2008)

Por conseguinte, foram realizados ensaios sobre amostra sujeita a aplicação de uma carga horizontal na extremidade da viga. Os resultados revelaram um aumento máximo da rigidez e do momento de cedência em cerca de 40%, ao passo que a ductilidade foi reduzida na mesma proporção. Esta diminuição deveu-se ao facto de ter ocorrido um erro durante a preparação do provete de ensaio. Contudo, esta nova ligação mostrou um bom desempenho estrutural a nível experimental e teórico, uma vez que as equações deduzidas, a partir do modelo de cálculo da nova ligação, para estimativa da rigidez inicial e do momento de cedência tiveram muito boa aplicabilidade.

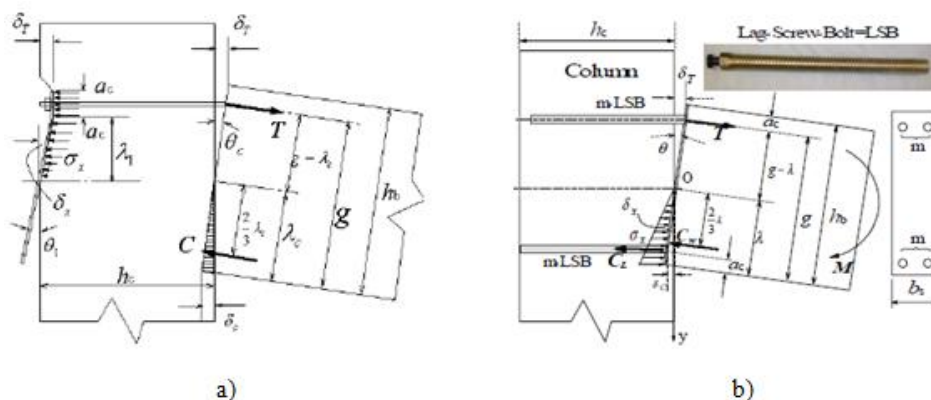


Figura 2.9 – Modelo de cálculo para ligação viga-pilar: a) com parafusos “*pass-through*”; b) com *LSB*. (Komatsu *et al*, 2008)

3 DESCRIÇÃO DA LIGAÇÃO E DOS MATERIAIS. CARACTERIZAÇÃO DA MADEIRA

3.1 Descrição da ligação

Como já foi antes referido, este trabalho surge no seguimento de um estudo, recentemente concluído, sobre o mesmo tema, sendo dele um complemento. O objetivo comum é a análise de uma ligação em betão armado, resistente ao momento fletor, para pórticos de madeira, numa tentativa de assegurar a facilidade na execução e bom desempenho mecânico. No trabalho anterior, a avaliação do desempenho da ligação foi feita mediante a montagem de um esquema de ensaio em que as amostras eram carregadas em regime de flexão pura (Figura 3.1).

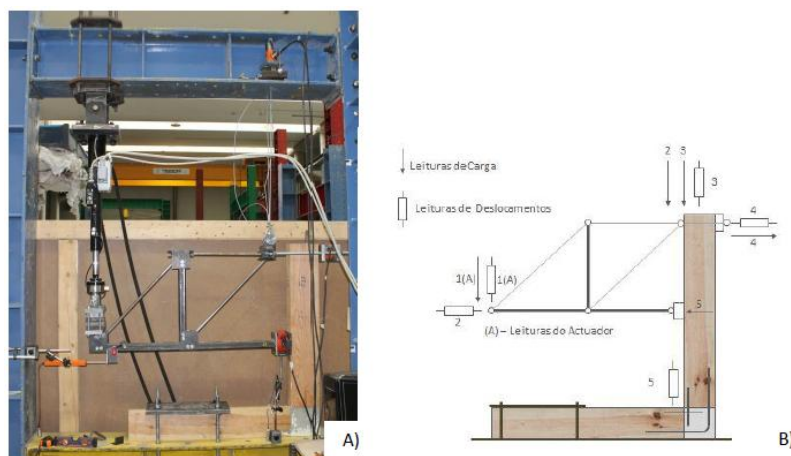


Figura 3.1 – A) Esquema de montagem do ensaio; B) Secções instrumentadas com a posição dos defletómetros e células de carga. (Gonçalves, 2014)

A técnica de ligação compreende o uso de varões de aço nervurados embutidos e colados nos elementos de madeira maciça (viga e pilar), com resina epóxi, como dispositivos de ligação. Cada nó de ligação é composto de por seis varões: dois varões de 10 mm que funcionam como dispositivos de transmissão das tensões de tração geradas quando a viga é fletida e

quatro varões de 8 mm que desempenham função construtiva, garantindo a ligação entre o betão e a madeira e conferindo uma resistência mínima contra a ocorrência accidental de momentos que tendam a abrir o nó. Os varões externos, de 10 mm, são contínuos e dobrados em ângulo reto, sendo as suas extremidades embutidas na viga e no pilar de madeira mediante a realização prévia de furos de diâmetro 12 ($\Phi 10$) e 10 ($\Phi 8$) mm, paralelos às fibras. Dos quatro varões internos, de 8 mm, dois foram orientados horizontalmente e outros dois na vertical, sendo que uma das extremidades está embutida no elemento de madeira, viga ou pilar, e a outra inserida livremente no betão. A ancoragem dos varões nos elementos de madeira foi feita através da colagem com uma película de resina epóxi de cerca de 1mm de espessura. Os comprimentos de ancoragem, na madeira, adotados para varões foram de aproximadamente 200 e 100 mm, respetivamente para os varões estruturais e construtivos. Devido à inexistência de regulamentação em vigor, a definição destes valores foi baseada na ENV 1995-2 (CEN, 1997), apesar de esta nunca ter sido aprovada (Gonçalves, 2014). As distâncias dos varões internos à face lateral dos elementos viga e pilar diferem, de forma a permitir o seu cruzamento.

A morfologia do nó de betão segue as dimensões transversais dos elementos viga e pilar em madeira: aproximadamente 160, 160 e 80 mm, respetivamente, para largura, altura e profundidade. A sua execução foi feita por betonagem direta, e com as peças de madeira posicionadas ao alto, isto é, de modo a serem fletidas no seu plano de inércia máxima. A Figura 3.2 ilustra o pormenor da ligação antes de se efetuar a betonagem e após a ligação estar pronta a ensaiar.

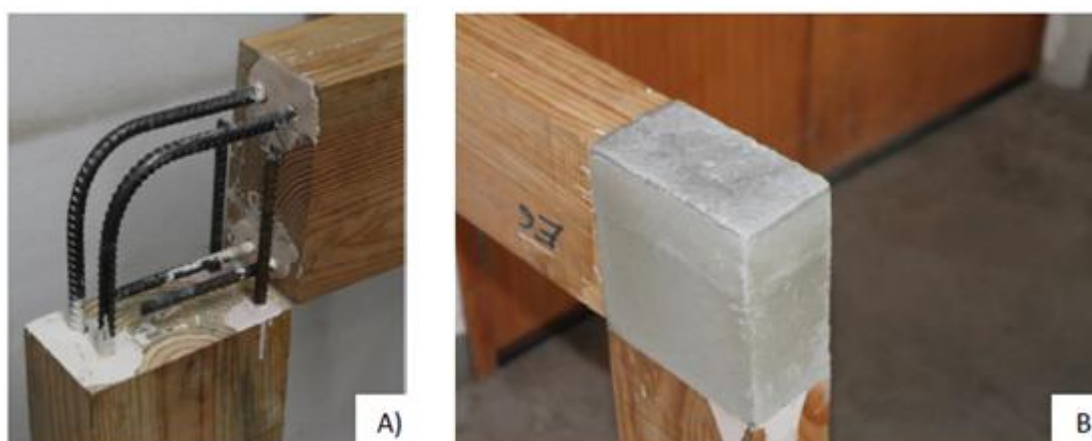


Figura 3.2 – Detalhe do nó de ligação: A) Disposição das armaduras; B) Ligação pronta a ensaiar. (Gonçalves, 2014)

Como forma de garantir um comprimento razoável na peça em regime de flexão pura e uma boa amarração do elemento horizontal à viga subjacente (Figura 3.1), Gonçalves (2014)

adotou um comprimento de 900 mm para os elementos de madeira anexados ao nó. As dimensões da secção transversal de ambos são de 160x80 mm².

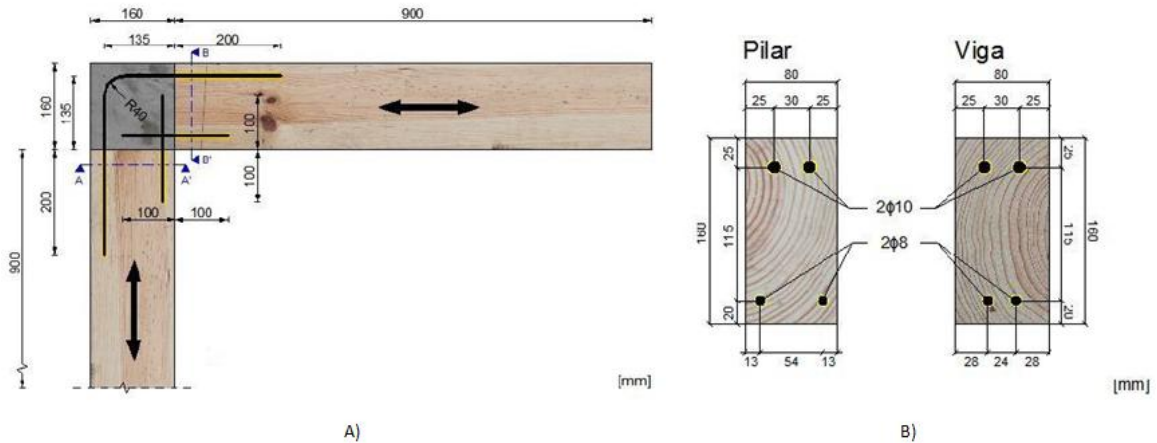


Figura 3.3 – Amostra de ensaio: A) Disposição e dimensões dos componentes da ligação; B) Corte AA' e BB' da secção da madeira. (Gonçalves, 2014)

É de salientar que os provetes ensaiados no presente trabalho foram preparados no âmbito do estudo anterior, para a realização de ensaios, no âmbito dessa dissertação, não tendo chegado a ser utilizados.

3.2 Caracterização dos materiais

É sabido que a madeira constitui uma material com grande potencial para ser usado na indústria da construção devido às suas propriedades mecânicas que se revelaram ser excelentes. Todavia, o seu desempenho estrutural depende fortemente do comportamento das ligações estabelecidas entre os elementos da estrutura. Contudo, a garantia de um bom comportamento por parte da ligação está diretamente relacionada com o tipo de material empregue, ou seja, com as suas propriedades. Neste sentido, é importante proceder à caracterização dos componentes da ligação, não só para conhecer suas propriedades, mas também para posterior compreensão do seu funcionamento em conjunto e, conseqüentemente, do comportamento da ligação.

3.2.1 Resina epóxi

O elemento de colagem usado, entre o aço e a madeira, foi um ligante à base de resinas epóxi especiais: Icosit[®] K 101 TW. Este ligante é isento de solventes e fisiologicamente inofensivo após seu endurecimento. A sua constituição envolve a junção de dois componentes: componente A e B de aproximadamente, 1,61 Kg/dm³ e 0,98 Kg/dm³ de massa volúmica, respectivamente.

A ficha menciona o uso da resina no betão, reboco e aço, não havendo nenhuma especificação quanto à sua utilização na madeira. No entanto, a sua resistência ao arrancamento (3 N/mm²) é superior à resistência ao corte da madeira, pelo que se considerou adequada a sua aplicação neste trabalho. Outros aspectos que motivaram a utilização deste tipo de resina foram: a sua disponibilidade imediata no LEMEC e o facto de os resultados de ensaios de arrancamento de varões de aço em madeira de pinho, anteriormente realizados e com exigências semelhantes às presentes neste estudo, terem sido satisfatórios (Gonçalves, 2014).

3.2.2 Aço

Foram usados dois varões nervurados $\Phi 10$ e quatro $\Phi 8$ da classe de resistência A400 NR. A sua escolha baseou-se no facto deste tipo de armadura ser corrente no mercado e apresentar boas e suficientes características mecânicas para o presente estudo.

3.2.3 Betão

Foi aplicado um betão de alta resistência de classe C80/95, cujas características de resistência e deformação estão apresentadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características de resistência e deformação do betão C80/95. (NP EN 1992-1-1, 2010)

Classe de resistência do betão	
f_{ck} (MPa)	80
$f_{ck,cube}$ (MPa)	95
f_{cm} (MPa)	88
f_{ctm} (MPa)	4,8
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	3,4
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	6,3
E_{cm} (MPa)	42
ϵ_{c1} (‰)	2,8
ϵ_{cu1} (‰)	2,8
ϵ_{c2} (‰)	2,5
ϵ_{cu2} (‰)	2,6
n	1,4
ϵ_{c3} (‰)	2,2
ϵ_{cu3} (‰)	2,6

Sua classificação foi atribuída mediante a realização de ensaios à compressão, pelo Gonçalves (2014), em 5 provetes cúbicos (200x200x200 mm³) e posterior comparação dos resultados obtidos com o disposto na NP EN 1992-1-1 (2010). O betão foi composto por uma mistura de: cimento Portland do tipo CEM II A-L classe 42,5 R (ligante hidráulico) adquirido na Secil Maceira, com 3,08 Kg/dm³ massa volúmica absoluta; areia AM 0/4 (agregado) adquirida em Pombal, com 2,63 Kg/dm³ de massa volúmica absoluta; água e um adjuvante do tipo Glenium® Sky 526 (um superplastificante de segunda geração à base de polímeros de éter policarboxílico) da BASF®, permitindo uma eficaz hidratação do cimento (Gonçalves, 2014).

Pelo facto das dimensões do nó a ser betonado serem reduzidas e, em adição, a existência de varões no nó, tornando-o numa peça densamente armada, tornou-se necessário a utilização de um micro-betão, com recurso a apenas agregados de pequena dimensão. A sua composição é ilustrada no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Composição do micro-betão. (Gonçalves, 2014)

		Volume aparente de argamassa		
		1 m ³		0,0486 m ³
		Massa (kg)	Volume (litros)	Massa (kg)
Ligantes	CEM II A-L 42,5R	682,7	221,6	33,2
	Cinzas Volantes	0	0	0
Adjuvantes	Superpl. BASF	6,8	6,5	0,3318
Agregado	AM 0/4	1435,8	548,0	69,8
Água de amassadura		183,8	183,8	8,9
Água adicional para absorção		0	0	0
Ar		-	40,0	-
Massa volúmica:		2309,07 kg/m ³		
		22,6 kN/m ³		

A escolha por um betão de alta resistência deveu-se ao facto de o nó constituir uma zona de elevada concentração de tensões.

3.2.4 Madeira

No seguimento deste trabalho procedeu-se avaliação das propriedades físicas e mecânicas da madeira através da determinação da massa volúmica específica, teor em água e módulo de elasticidade (através do comportamento à flexão estática). Os elementos, viga e pilar, são em madeira maciça de Pinho Bravo (*Pinus pinaster Ait*). A escolha deste tipo de madeira, se deveu à sua disponibilidade no LEMEC.

A norma NP 4305 (IPQ, 1995) define duas classes de qualidade para, designadas por E (Estruturas) e EE (Especial para Estruturas), mediante a imposição de limites para os seguintes defeitos ou características: nós, taxa de crescimento, inclinação do fio, fendas, bolsas de resina e casca inclusa, presença de medula, descaio e empenos. De acordo com estes critérios, a madeira de Pinho Bravo utilizada foi classificada como sendo da classe de qualidade E, ou seja pertencendo à classe de resistência C18 (correspondendo a um peso volúmico da madeira maciça de 3,8 KN/mm³), segundo a EN 1912 (CEN, 2010). A sua caracterização mecânica se destinou a permitir estimar o valor do momento resistente, para posterior comparação com os valores experimentais obtidos. O Quadro 3.3 ilustra os valores comparativos das propriedades mecânicas desta espécie relativamente às duas classes de qualidade estipuladas pela norma EN 4305 (IPQ, 1995).

Quadro 3.3 – Valores característicos das propriedades mecânicas da madeira de Pinho Bravo.
(EN 4305 (IPQ, 1995))

Propriedades mecânicas		Classe de Qualidade	
		EE	E
(Valores característicos)			
Flexão Estática (N/mm ²)	$f_{m,k}$	35	18
Tração paralela às fibras (N/mm ²)	$f_{t,0,k}$	21	10,8
Tração perpendicular às fibras (N/mm ²)	$f_{t,90,k}$	0,49	0,46
Compressão paralela às fibras (N/mm ²)	$f_{c,0,k}$	24,7	18
Compressão perpendicular às fibras (N/mm ²)	$f_{c,90,k}$	7,3	6,9
Corte (N/mm ²)	$f_{v,k}$	3,4	2,0
Módulo de elasticidade (KN/mm ²)			
Paralelo às fibras			
(Valor médio)	E_{mean}	14	12
(Valor característico)	$E_{0,05}$	9,38	8,0
Perpendicular às fibras (Valor médio)	E_{mean}	0,46	0,40
Módulo de distorção (KN/mm ²)	G_{mean}	0,87	0,75
Massa volúmica (Kg/m ³)			
(Valor médio)	ρ_{mean}	610	580
(Valor característico)	ρ_k	490	460

3.3 Caracterização da madeira

As propriedades físicas de maior relevância na análise da madeira como material estrutural de construção são: teor em água, massa volúmica aparente, retratilidade, resistência ao fogo (Negrão e Faria, 2009). Nesta secção proceder-se-á à caracterização da madeira através da realização de alguns ensaios para a obtenção de duas dessas propriedades, nomeadamente o teor em água e a massa volúmica, bem com à determinação dos módulos de elasticidade local e global, e tensão de rotura. Os restantes parâmetros não são relevantes no âmbito deste trabalho.

3.3.1 Dimensões das peças de ensaio

Com vista à classificação aproximada da madeira utilizada nos provetes, procedeu-se à realização de ensaios experimentais para determinação de algumas características físicas e mecânicas. Deve referir-se que estes já foram feitos no trabalho anterior, para a madeira dos provetes então ensaiados e que era do mesmo lote da utilizada nos provetes deste estudo. Estes resultados, por conseguinte, têm sobretudo um carácter confirmativo em relação aos obtidos nesse estudo anterior. De cada peça de madeira dos 3 provetes ensaiados, num total de 6 peças, foram removidos os troços intactos, com comprimentos aproximados de 70cm. Cada um foi depois seccionado, numa serração local, em 4 tábuas de 80mm de largura e cerca de 35mm de espessura, para a determinação de algumas propriedades físicas e mecânicas segundo as especificações impostas na norma EN 408 (CEN, 2012). Para estes ensaios dispôs-se, por conseguinte, de um total de 24 provetes. Note-se que não é correto atribuir, às peças que resultem do corte longitudinal de um elemento, a mesma classe de resistência desse elemento, e o mesmo em sentido inverso. No entanto, a grande homogeneidade dos elementos e das peças deles resultantes, bem como o carácter simplesmente indicativo da resistência que pretendia determinar-se, justificam que tenha sido usado este procedimento. É de salientar que, após terem sido cortadas, as peças foram guardas numa sala do laboratório climatizada com condições de ambiente padrão (20°C de temperatura e 65% de humidade relativa), conforme enunciado na secção 8 da norma EN 408 (CEN, 2012).

O segundo passo consistiu na determinação das dimensões das amostras. Com recurso a um calibre digital, procedeu-se ao registo das medidas, em três pontos ao longo da peça (uma no centro da peça e outras duas a uma distância de 150 mm de cada extremidade), da sua largura e espessura, segundo a secção 5 da EN 408 (2010), sendo que o seu comprimento foi medido aproximadamente ao eixo de simetria da sua largura. Os valores médios da largura e espessura registados foram de 82 e 38 mm, respetivamente. A norma chama ainda a atenção para o facto de a peça a ensaiar dever possuir um comprimento não inferior a 19 vezes a sua espessura, ou seja, cerca de 720 mm, neste caso. Tal exigência não pôde ser cumprida na maioria dos provetes, ainda que por uma diferença pequena. A fim de evitar a necessidade de reposicionar os apoios e o atuador para cada provete e ensaio, o valor comum considerado para o comprimento dos provetes foi tomado como sendo o do seu comprimento médio, igual a 642 mm, o mesmo tendo sido feito a respeito da altura média da secção. Como a norma permite uma distância entre apoios de até um mínimo de 15h, a generalidade dos provetes puderam ser ensaiados com este pressuposto, mesmo quando o seu comprimento era inferior a este valor médio.

3.3.2 Teor em água

A madeira contém água sob três formas: água livre, água de impregnação e água de constituição. A água livre que é logo dissipada aquando do abate da árvore, diminuindo consideravelmente o teor em água até se atingir o ponto de saturação ($\approx 30\%$), provocando alteração da massa volúmica da madeira sem alteração nas suas propriedades mecânicas. Após a dissipação da água livre, dependendo das condições de humidade e temperatura do meio ambiente em que se encontra a madeira, a diminuição do teor em água, w , reflete-se numa alteração das propriedades mecânicas, provocando ainda alterações volumétricas na madeira. A água de constituição só poderá ser eliminada quando a estrutura molecular for destruída, uma vez que se encontra combinada com os outros constituintes do material lenhoso (Negrão e Faria, 2009).

O teor em água ou teor de humidade de uma peça de madeira corresponde à percentagem de água referida ao peso desta mesma peça seca. É uma propriedade física da madeira que tem grande influência sobre as outras (quase todas) restantes propriedades físicas e mecânicas (Negrão e Faria, 2009), nomeadamente na sua resistência mecânica.

Numa primeira fase, após os provetes terem sido ensaiados, as 24 peças intactas cortadas ($38 \times 82 \times 642 \text{ mm}^3$) derivadas dos provetes ensaiados foram sujeitas à medição do seu teor em água com o auxílio de um humidímetro de agulhas Gann (Figura 3.4), antes da realização dos ensaios de flexão para determinação do módulo de elasticidade (E) e da tensão de rotura (σ). Fez-se a medição em dois pontos de cada peça, tendo-se obtido um seu valor médio de $12,7\%$.



Figura 3.4 – Medição do teor de humidade, w (%) na madeira.

Para além da medição feita, procedeu-se também à determinação do teor em água das peças mediante as especificações impostas pela norma NP 614 (IPQ, 1973). Os resultados são mostrados no Quadro 3.4. Cada amostra foi obtida a partir de uma secção, completa, livre de

nós e bolsas de resina, de cada peça ensaiada à flexão (para determinação do módulo de elasticidade e tensão de rotura), tendo sido cortada o mais próximo possível da zona de rotura, EN 408 (CEN, 2012) com um comprimento de 50 mm, segundo a norma ISO 3133 (ISO, 1975). Efetuaram-se duas medições para cada dimensão (espessura, largura e comprimento) de cada amostra, tendo obtido o seu valor médio (38x82x51 mm). Em seguida foram pesadas numa balança de precisão com sensibilidade de 0,001g e colocadas a secar num forno a uma temperatura de $103^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Foram feitas pesagens das amostras até que se registasse uma diferença entre pesagens sucessivas inferior a 0,1% da massa da amostra, sendo esta a condição de paragem (o momento em que a amostra atinge a massa constante). A EN 408 (CEN, 2012) recomenda ainda que o intervalo entre pesagens sucessivas seja de 6 horas. Sendo m_1 a massa, em gramas, da amostra antes da secagem, e m_2 a massa da amostra já seca, também expressa em gramas, o teor em água, w (%), é dado pela expressão (1), NP 614 (IPQ, 1973).

Quadro 3.4 – Resultados do teor em água, w (%), das peças (NP 614 (IPQ,1973)) dos ensaios estáticos.

Peça	m_1 (g)	m_2 (g)	w (%)
1	104,040	92,501	12,5
2	83,960	74,277	13,0
3	84,710	75,339	12,4
4	98,220	87,003	12,9
5	105,140	93,023	13,0
6	97,900	86,926	12,6
7	111,040	97,550	13,8
8	98,100	87,088	12,6
9	84,590	74,701	13,2
10	100,690	89,342	12,7
11	103,840	91,431	13,6
12	99,920	87,892	13,7
13	88,030	78,267	12,5
14	85,200	75,234	13,2
15	85,020	75,126	13,2
16	96,480	85,420	12,9
17	97,300	86,253	12,8
18	83,210	73,710	12,9
19	86,430	76,437	13,1
20	92,690	82,174	12,8
21	88,390	77,764	13,7
22	78,500	69,198	13,4
23	96,520	85,627	12,7
24	102,710	90,385	13,6
Média	-	-	13,0

$$w(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (1)$$

Como ilustrado no Quadro 3.4, o valor médio de teor em água calculado para as 24 amostras foi de 13%, sendo portanto o desvio em relação ao teor em água de referência (12%) para a realização de ensaios para apurar as propriedades mecânicas (Negrão e Faria, 2009).

3.3.3 Massa volúmica aparente

A massa volúmica aparente, ρ , é uma das propriedades da madeira que é influenciada pelo seu teor de água. Constitui uma medida da quantidade de matéria lenhosa (a que efetivamente confere resistência mecânica) por unidade de volume. Portanto é fácil perceber que esta propriedade está relacionada com a resistência da madeira, embora não esta relação não seja direta, uma vez que a madeira é um material que apresenta bastante heterogeneidade e diversidade morfológica (Negrão e Faria, 2009).

A avaliação da massa volúmica foi feita medindo e pesando as peças, obtendo, portanto, um valor médio para cada peça. Optou-se pela utilização deste processo porque as peças de madeira são pequenas, um vez que a pesagem de amostras nos pressupostos da NP 616 (IPQ, 1973) apenas tem sentido quando se tem elementos estruturais grandes, o que impossibilita a pesagem dos elementos inteiros.

Os resultados obtidos (Quadro 3.5) mostram que a madeira de Pinho Bravo utilizada tem uma massa volúmica de cerca de 588 Kg/m³. Os valores apresentados são referidos ao valor de teor de água da madeira apresentados no Quadro 3.4. Pela classificação atribuída inicialmente, como sendo da classe de qualidade E, ou seja, massa volúmica média 580Kg/m³, pode-se concluir que a madeira utilizada é de boa qualidade. Embora o valor com a média das massas volúmicas obtido no trabalho ao qual se está dando seguimento (Gonçalves, 2014), tenha sido superior ($\rho=632$ Kg/m³), ou seja, classe de qualidade EE.

Quadro 3.5 – Resultados da massa volúmica das amostras.

Peça	L _{méd} (mm)	e _{méd} (mm)	B _{méd} (mm)	m ₁ (g)	m ₂ (g)	ρ (Kg/m ³)
1	52,0	39,8	81,1	104,040	92,501	620
2	50,8	38,9	82,1	83,960	74,277	517
3	51,3	38,8	81,2	84,710	75,339	524
4	51,0	38,4	81,1	98,220	87,003	618
5	50,3	40,4	80,7	105,140	93,023	642
6	50,0	38,7	81,1	97,900	86,926	624
7	50,7	39,8	81,2	111,040	97,550	677
8	52,3	38,3	81,4	98,100	87,088	602
9	51,8	38,5	82,3	84,590	74,701	516
10	51,6	37,9	81,0	100,690	89,342	635
11	51,4	38,7	81,3	103,840	91,431	642
12	50,0	38,8	81,8	99,920	87,892	629
13	52,3	36,6	80,7	88,030	78,267	571
14	50,2	39,1	82,3	85,200	75,234	527
15	51,4	39,1	81,7	85,020	75,126	518
16	50,3	38,6	81,5	96,480	85,420	611
17	51,3	39,2	81,2	97,300	86,253	596
18	50,0	38,1	82,1	83,210	73,710	532
19	51,3	39,7	81,9	86,430	76,437	519
20	51,4	38,6	81,0	92,690	82,174	577
21	48,9	33,9	81,6	88,390	77,764	653
22	51,0	36,7	82,3	78,500	69,198	509
23	52,0	37,6	81,2	96,520	85,627	609
24	50,6	38,7	81,4	102,710	90,385	644
Média	51,0	38,5	81,5	-	-	588

3.3.4 Ensaios estáticos

Nesta secção faz-se uma descrição detalhada dos procedimentos adotados para a realização de ensaios de flexão estática com vista a determinação dos módulos de elasticidade, local ($E_{m,l}$) e global ($E_{m,g}$), e da tensão de rotura (f_m) da madeira de utilizada. A realização destes ensaios em peças estruturais grandes representaria melhor o madeira quando utilizada em obra mas, acarretariam custos elevados, motivo pelo qual foram realizados ensaios em peças pequenas, com poucos e pequenos defeitos.

3.3.4.1 Módulos de elasticidade local e global

A norma EN 408 (2010) que a sua determinação deve ser feita, mediante a realização de ensaios não destrutivos, em peças simplesmente apoiadas, cujo comprimento mínimo dever ser 19 vezes a altura (h), espessura, da secção (aproximadamente 722 mm), carregadas

simetricamente em flexão em dois espaçados de 18 vezes a sua altura, como mostram as Figuras 3.5 e 3.8, respetivamente para o módulo de elasticidade local e global.

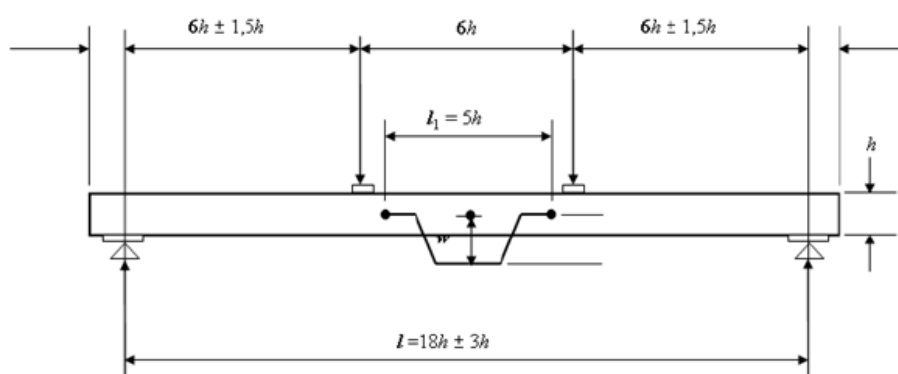


Figura 3.5 – Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade local à flexão, $E_{m,l}$. (EN 408, (CEN, 2012))

Estas condições não puderam ser cumpridas devido ao facto das peças de ensaio terem um comprimento máximo de 687 mm e variarem de peça para peça. Deste modo adotou-se outra distância entre os pontos de aplicação da carga e os apoios, desfasando num máximo de 1,5 vezes a espessura da peça ($4,5h$). Consequentemente teve-se de alterar o vão da peça num valor máximo de 3 vezes a sua espessura ($15h$), o que está no limite inferior permitido pela norma, tendo-se mantido sua simetria em carregamento, (EN 408, 2010). O h é o valor médio da altura das amostras. Optou-se por um valor médio porque cada viga tinha um h diferente. Este procedimento foi tido em conta para evitar ter-se que alterar sempre a posição dos apoios e do atuador. O Quadro 3.6 ilustra a relação l/h com que cada provete foi ensaiado, tendo em conta o seu h real e a distância usadas para todos os ensaios.

De referir que a determinação do módulo de elasticidade local não tem em conta a contribuição da distorção devido ao esforço transversal na deformação, apenas tem em consideração a zona central, visto estar sujeita a um regime de flexão pura e não apresentar deformações devidas ao corte. Ao passo que a determinação do módulo de elasticidade global tem em consideração o efeito do momento fletor e do esforço transversal, obtendo-se o seu valor a partir dos valores de deformação medidos no centro do provete, a partir do seu eixo neutro. Pelo que a determinação do módulo de elasticidade global se adequa melhor a este trabalho, uma vez que este trabalho centra-se no estudo de nós de pórticos de madeira, carregados de forma a produzirem um estado de flexão simples nos mesmos.

Quadro 3.6 – Relação l/h com que cada provete foi ensaiado.

Peça	h (mm)	L_{adop} (mm)	l/h
1	39,0	570	15
2	38,5	570	15
3	38,4	570	15
4	38,0	570	15
5	39,7	570	14
6	37,9	570	15
7	39,2	570	15
8	38,4	570	15
9	39,1	570	15
10	37,8	570	15
11	38,7	570	15
12	38,5	570	15
13	36,2	570	16
14	38,7	570	15
15	38,2	570	15
16	38,5	570	15
17	38,5	570	15
18	38,4	570	15
19	40,1	570	14
20	38,5	570	15
21	35,6	570	16
22	37,6	570	15
23	38,4	570	15

A Figura 3.6A mostra o esquema de ensaio bem como as distâncias utilizadas, derivados da adaptação aos comprimentos das peças usadas. Foram colocados três defletómetros (CDP 25), um central e dois desfasados deste simetricamente e entre si de $5h$ (190 mm, com $h \approx 38\text{mm}$), para medição das flechas, w (Figura 3.6B). É importante salientar que foi utilizada a mesma disposição (posição dos pontos de aplicação de carga, apoios, etc) independentemente da variação dos comprimentos das peças ensaiadas, como forma de não tornar moroso o ensaio. Embora se pudesse ter obtido resultados mais precisos, uma aproximação foi suficiente.

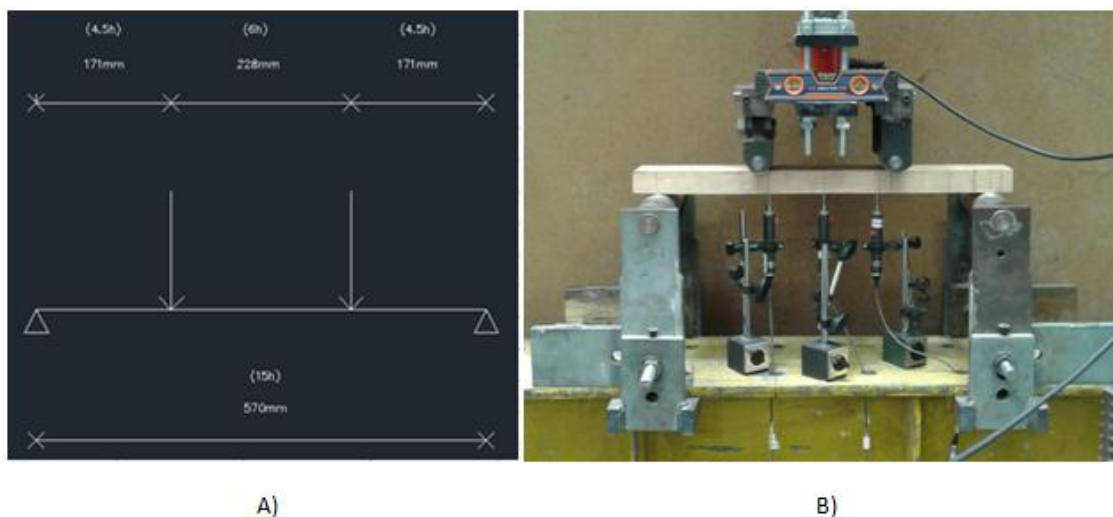


Figura 3.6 – Determinação dos módulos de elasticidade à flexão: A) Esquema de ensaio adotado; B) Colocação dos defletómetros.

A aplicação da carga foi feita de modo a que a velocidade do movimento do atuador (Novatech 25KN) não excedesse $0,003h$ mm/s ($0,114$ mm/s) e a carga máxima aplicada não fosse superior a 40% da carga máxima estimada, $0,4F_{\text{máx,est}}$ ($5,61$ KN), para a madeira, segundo a EN 408 (CEN, 2012), onde a $F_{\text{máx,est}}$ é igual a $14,02$ KN. A velocidade de rotação foi de aproximadamente $0,045$ KN/s, sendo que a duração do ensaio foi de 300 segundos, sensivelmente. Com os resultados obtidos pelo Datalogger (TDS-530), procedeu-se ao cálculo dos módulos de elasticidade.

O esquema de ensaio montado consiste numa viga simplesmente apoiada, carregada simetricamente com duas cargas concentradas ao longo de um vão de comprimento l , cuja deformada é mostrada na Figura 3.7.

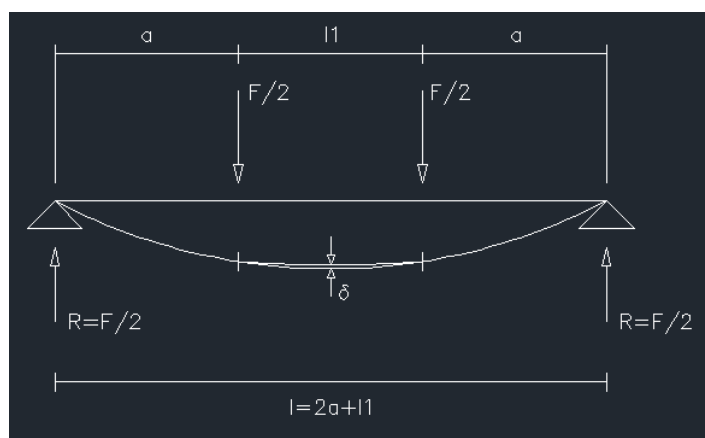


Figura 3.7 – Deformada da viga em flexão com duas cargas concentradas.

Da teoria elástica de Resistências dos Materiais, a flecha δ , no troço entre as duas cargas, onde o momento fletor é constante e o esforço transversal nulo, pelo método de integração da linha elástica, é dada por:

$$\delta = \int \frac{1}{EI} M(x)^2 dx \quad (2)$$

A norma EN 408 (CEN, 2012), fornece a seguinte expressão para o cálculo do módulo de elasticidade local.

$$E_{m,l} = \frac{al_1^2(F_2-F_1)}{16l(w_2-w_1)} \quad (3)$$

Com $F = (F_2 - F_1)$ e $\delta = w = (w_2 - w_1)$.

Onde,

(F_2-F_1) – incremento de carga sobre a linha de regressão com um coeficiente de correlação igual ou superior a 0,99, em newtons.

(w_2-w_1) – incremento de deformação vertical correspondente a (F_2-F_1) , em milímetros. .

É importante realçar que foram utilizadas 24 peças para a realização dos ensaios estáticos. Contudo, os dados obtidos para uma das peças não se enquadravam, razão pela qual esta foi descartada da análise.

O módulo de elasticidade global foi calculado a partir da seguinte expressão, EN 408 (CEN, 2012):

$$E_{m,g} = \frac{3al^2-4a^3}{2bh^3(2\frac{w_2-w_1}{F_2-F_1}-\frac{6a}{5Gbh})} \quad (4)$$

Onde (F_2-F_1) e (w_2-w_1) têm o mesmo significado e G é o módulo de distorção, que foi considerado igual a 650 N/mm^2 (módulo de distorção médio para as espécies resinosas). Embora se tenha utilizado o mesmo esquema de ensaio, a deformação, w , que interessa para a determinação desta propriedade apenas é a medida no centro do vão, como ilustra a Figura 3.8 da EN 408 (CEN, 2012).

Usando os dados fornecidos pelo Datalogger, determinaram-se os valores para os módulos de elasticidade. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.7.

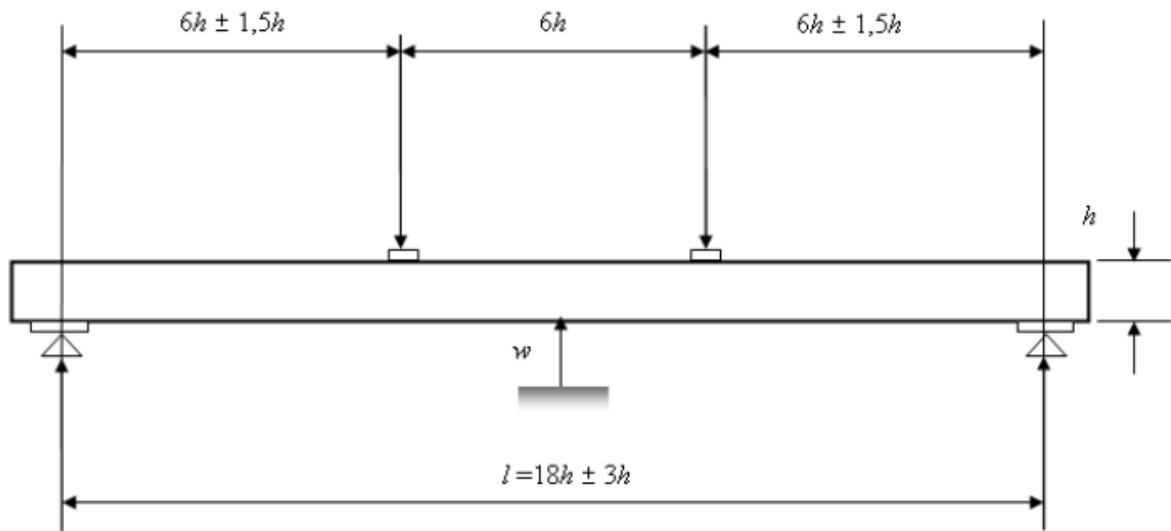


Figura 3.8 – Esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade global à flexão, $E_{m,g}$. (EN 408 (CEN, 2012))

Numa breve comparação dos valores obtidos para os dois módulos de elasticidade, constatou-se de que o módulo de elasticidade global é inferior ao local, como esperado. Isto resulta do facto de a sua determinação envolver a influência da deformação por corte, para além da deformação devido ao momento fletor. Na determinação do módulo de elasticidade local apenas é considerado o troço do vão submetido à flexão pura, portanto, sem deformação devido ao esforço transversal.

Segundo a norma EN 384 (CEN, 2004) devem ser feitas correções aos resultados obtidos para massa volúmica e módulos de elasticidade local e global, uma vez que estes não foram calculados para o teor de humidade de referência de 12%. No entanto, essas correções não foram feitas, por não mostrarem ser relevantes para o estudo.

Quadro 3.7 - Valores dos módulos de elasticidade local, $E_{m,l}$ e global, $E_{m,g}$, das peças.

Peça	$E_{m,l}$ (N/mm²)	$E_{m,g}$ (N/mm²)
1	15796	13465
2	12856	11542
3	11291	12537
4	11024	11594
5	20415	14068
6	15209	13129
7	9402	11934
8	11390	11798
9	9968	9895
10	11875	13202
11	10332	10660
12	9837	10828
13	12721	11735
14	10256	9096
15	13653	11061
16	11267	11680
17	18877	13879
18	11276	11687
19	12197	11369
20	13142	12468
21	10177	11277
22	13028	12853
23	13080	11166
Média	12568	11866

3.3.4.2 Tensão de rotura

A determinação da tensão de rotura, f_m , também foi feita segundo a prescrições dadas pela norma EN 408 (CEN, 2012), sob as mesmas condições de ensaio para a determinação do módulo de flexão, embora sem necessidade de uso dos defletómetros (Figura 3.9). Foram realizados destrutivos sobre as peças (Figura 3.10), em que a carga era aplicada a uma taxa de movimento constante até atingir a carga máxima de rotura de cada peça, $F_{máx}$, ou seja, levar a peça à rotura, num intervalo de tempo de aproximadamente 300 segundos. Segundo a norma EN 408 (CEN, 2012), a tensão de rotura é dada por:

$$f_m (N/mm^2) = \frac{3Fa}{bh^2} \quad (5)$$

Esta equação pode ser deduzida a partir da expressão clássica para a tensão normal devida ao momento fletor. De resistência dos materiais sabe-se que a tensão normal toma o seguinte valor:

$$\sigma = \frac{My}{I} \quad (6)$$

Com $I = \frac{bh^3}{12}$, vem:

$$\sigma = \frac{12My}{bh^3} \quad (7)$$

Como $y = \frac{h}{2}$ e $M = \frac{Fa}{2}$, substituindo o valor de y e M na expressão anterior, obtém-se:

$$\sigma = \frac{12Mh}{2bh^3} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6Fa}{2bh^2} = \frac{3Fa}{bh^2} \quad (8)$$

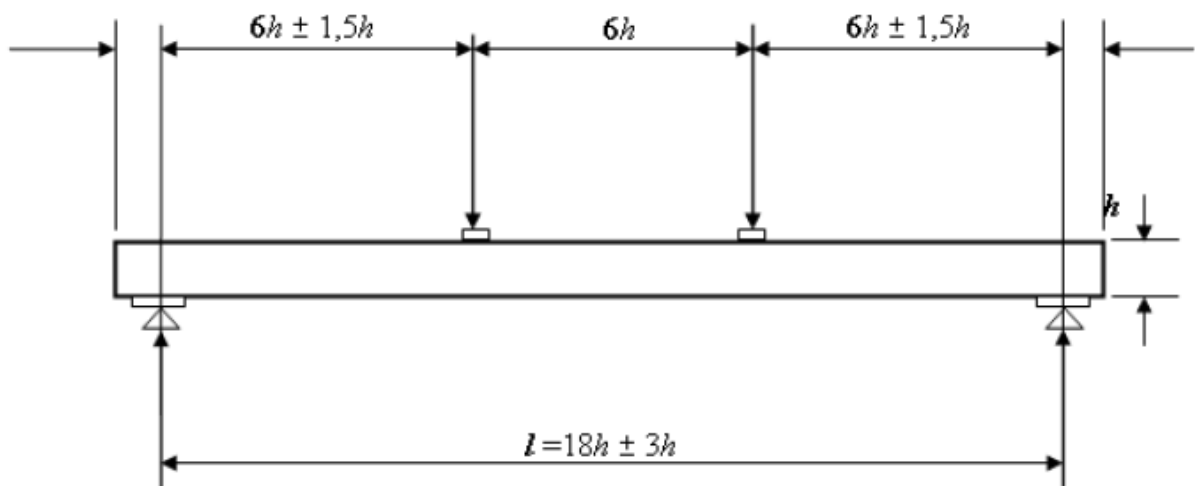


Figura 3.9 – Esquema de ensaio para determinação da tensão de rotura, f_m . (EN 408 (CEN,2012))

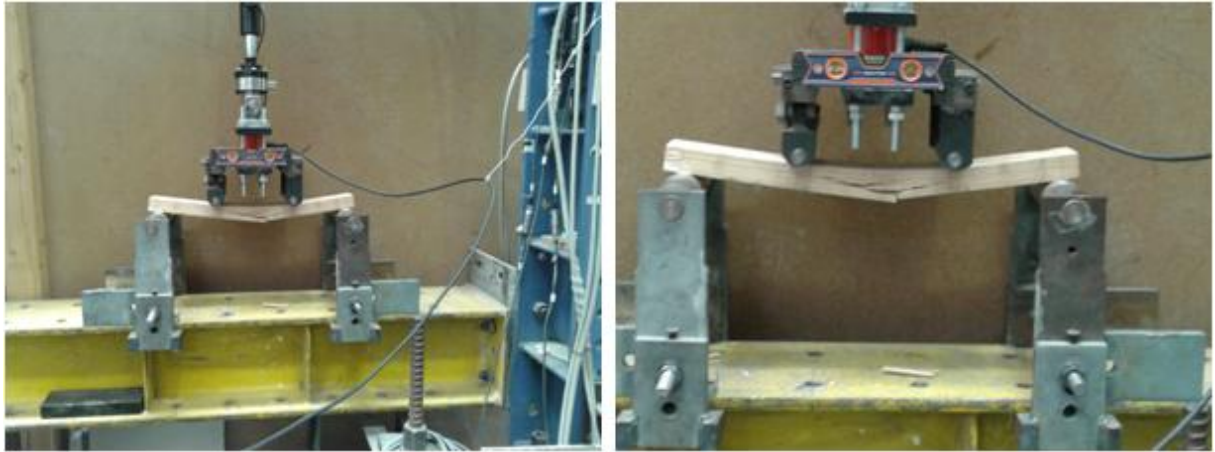


Figura 3.10 – Ensaio destrutivo para determinação da tensão de rotura, f_m , das peças (peça número 5, neste caso).

O aumento do nível de carregamento provocou a descida da linha neutra, aumentando as tensões nas fibras tracionadas até que a peça se rompa no final por tração das fibras inferiores. A tensão de rotura inicial definida, para um vão de $15h$, foi de 66,5 MPa para o ensaio da primeira peça (peça 8). A peça rompeu aos 377 segundos, pelo que se decidiu aumentar a tensão de rotura para 70 MPa para o ensaio da próxima peça (peça 11). Esta rompeu aos 412 segundos. Aumentou-se novamente a tensão para 75 MPa e 83,35 MPa. A peça número 5, por apresentar uma taxa de crescimento dos anéis muito pequena, estar isenta nós e bolsas de resina, ter pouca inclinação das fibras, ser pesada e exibir módulo de elasticidade elevado, com possibilidade de a capacidade do atuador (25KN) ser ultrapassada durante o ensaio, bem como a peça 17, aumentou-se a tensão de rotura para 90 MPa. No Quadro 3.8 é apresentado o valor da tensão de rotura de cada peça, calculada através da expressão (5), assim como o valor médio obtido, 78 N/mm^2 . O valor obtido foi bastante superior aos valores médios estipulados para a madeira de Pinho Bravo das classes E e EE, respetivamente, 24 e $46,67 \text{ N/mm}^2$, revelando a superior qualidade da madeira.

No entanto, é sabido que a dimensão (volume) dos elementos de madeira afeta os valores das suas propriedades resistentes, em especial quando sujeitos à tração e flexão. Sendo que a probabilidade de rotura de um volume de madeira sujeito a um determinado nível de tensão ser tanto maior quanto maior o volume em questão (Negrão e Faria, 2009). No entanto, para peças de pequenas dimensões, o efeito do volume pode ser considerado na determinação da resistência à flexão, contribuindo para o seu aumento através de um coeficiente, k_h , que depende da maior dimensão (h) da secção transversal. Esse coeficiente de majoração pode ser calculado pela expressão (9), segundo a norma NP EN 1995-1-1 (2004), sob condição de $h \leq 150 \text{ mm}$ e $\rho \leq 700 \text{ Kg/m}^3$, para madeira maciça. Os valores corrigidos da tensão de rotura encontram-se apresentados no Quadro 3.8.

$$k_h = \text{mín} \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (9)$$

Quadro 3.8 – Valores das tensões de rotura, f_m e $f_{m,corr}$ das peças.

Peça	a (mm)	h(mm)	b(mm)	f_m (N/mm ²)	K_h	$f_{m,corr}$ (N/mm ²)
1	171	39,0	81,0	95,4	1,3	73,4
2	171	38,5	82,4	70,7	1,3	54,4
3	171	38,4	81,5	81,2	1,3	62,5
4	171	38,0	81,3	97,7	1,3	75,2
5	171	39,7	80,9	87,7	1,3	67,5
6	171	37,9	81,1	73,2	1,3	56,3
7	171	39,2	81,6	62,3	1,3	47,9
8	171	38,4	81,4	72,2	1,3	55,5
9	171	39,1	82,2	60,4	1,3	46,5
10	171	37,8	81,2	93,0	1,3	71,5
11	171	38,7	81,8	77,7	1,3	59,8
12	171	38,5	82,1	75,5	1,3	58,1
13	171	36,2	81,1	86,0	1,3	66,1
14	171	38,7	81,9	64,8	1,3	49,9
15	171	38,2	82,2	73,8	1,3	56,8
16	171	38,5	81,6	70,6	1,3	54,3
17	171	38,5	81,4	70,1	1,3	54,0
18	171	38,4	82,0	87,9	1,3	67,6
19	171	40,1	81,4	76,9	1,3	59,1
20	171	38,5	80,8	83,2	1,3	64,0
21	171	35,6	81,6	76,3	1,3	58,7
22	171	39,0	82,1	69,4	1,3	53,4
23	171	37,6	81,3	80,4	1,3	61,8
24	171	38,4	81,6	85,4	1,3	65,7
Média	-	38,4	81,6	78,0	-	60,0

A partir dos ensaios efetuados, e da análise dos valores obtidos das propriedades da madeira, pode-se concluir que esta pertence à classe de qualidade E.

4 ENSAIO DOS NÓS EM BETÃO ARMADO

4.1 Enquadramento

Como já foi referido anteriormente, o presente trabalho visa estudar o comportamento de uma nova proposta de ligação entre elementos de madeira. A ligação consiste num nó em betão armado de ligação viga-pilar para pórticos de madeira. A análise do seu desempenho foi feita mediante a realização prévia de ensaios experimentais em provetes e posterior avaliação dos seus resultados.

4.2 Descrição do ensaio e esquema de montagem

Foram ensaiados cinco provetes. Estes consistem em dois elementos de madeira de Pinho Bravo, viga e pilar, ambos com cerca de 900 mm, ligados entre si por um nó em betão armado, cujos varões de aço foram parcialmente embutidos e ancorados aos elementos de madeira pelo topo como foi enunciado na secção 3.1 e ilustrado na Figura 3.3.

O esquema de ensaio será apresentado a seguir (Figura 4.1). Embora se tenha previsto um comprimento de 900 mm para cada elemento de madeira, não foi possível, aquando do procedimento de serragem, garantir que tivessem exatamente aquele valor. Pelo que o comprimento máximo foi de 900 mm e o mínimo de 790 mm. Tomou-se a decisão de que, para cada provete, o elemento de maior comprimento fosse viga (elemento horizontal) e o de menor, o pilar (elemento vertical), permitindo um maior braço de força transmitida pelo atuador.

A verticalidade do pilar foi garantida com o auxílio do pórtico metálico de apoio à realização de ensaios, existente no laboratório. O pilar de madeira foi fixado ao pilar do pórtico metálico com recurso a uma chapa de aço com 20 mm de espessura, ancorada ao banzo do pilar metálico por quatro varões roscados de aço $\Phi 20$, dois superiores e 2 inferiores, como mostra a Figura 4.2.

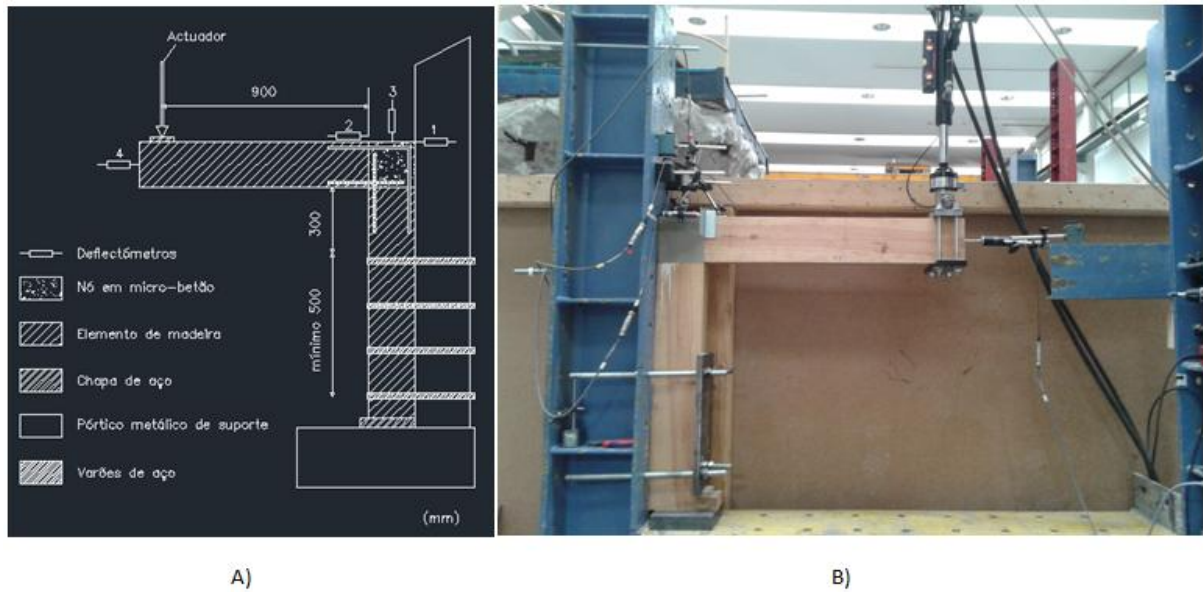


Figura 4.1 – A) Esquema de ensaio geral; B) Ensaio pronto a ser realizado.

Sua colocação foi feita de modo a que o bordo superior da chapa distanciasse 300 mm da face inferior da viga de madeira, a fim de que a região do nó não fosse perturbada pelas tensões de compressão exercidas pela chapa em reação ao carregamento na consola. Embora o atrito mobilizado por estas compressões e pelo aperto inicial dos varões roscados fosse suficiente para assegurar a fixação da chapa, foi usado um calço de madeira como apoio inferior da chapa. Foi ainda colocada outra chapa metálica de 45 mm na base do provete para assegurar que esta distância fosse cumprida, uma vez que o pilar metálico dispunha de furos fixos ao longo do seu desenvolvimento. Todavia, a distância que se conseguiu estabelecer entre a face inferior da viga e a face superior da chapa foi de 340 mm. Estas considerações podem ser visualizadas a seguir.



Figura 4.2 – Fixação do provete. A) Visão geral; B) e C) Visão amplificada.

O sistema de carregamento é composto por um atuador hidráulico (capacidade de carga de 25 KN e deslocamento máximo 300 mm) em que foi colocada uma articulação em ambas extremidades (uma na fixação superior do atuador e outra na extremidade inferior do mesmo), fixo na extremidade superior à viga superior do pórtico metálico de apoio (Figura 4.3). A colocação de rótulas nas duas extremidades deveu-se ao facto de no momento de aplicação da carga, poder haver risco de dano do aparelho pelo facto de este ser encastrado na viga superior do pórtico de aço, bem como a perda parcial de contato da chapa de aço, onde é transferida a carga do atuador, com a superfície do elemento de madeira, em consequência de virem a existir deslocamentos significativos. A chapa tem uma espessura de 40 mm e 90 mm de largura.



Figura 4.3 – Colocação do atuador rotulado em ambas extremidades.

Era desejável que o ponto de aplicação da carga estivesse a uma distância de 900 mm da interface viga madeira-betão. O cumprimento desta distância não foi possível uma vez que os elementos de madeira tinham um comprimento máximo de 900 mm, pelo que se optou pelo posicionamento da chapa de aço de modo a que ela se distanciasse da extremidade da viga em 20 mm, aproximadamente.

O atuador dispunha de uma célula de carga que transferia as informações sobre o nível de carregamento e deslocamento do seu ponto de aplicação ao Datalogger. Foi aplicado um carregamento vertical a uma velocidade de 40 N/s, de cima para baixo, ficando o provete sujeito ao efeito conjunto do momento fletor e do esforço transversal. As extensões de tração na armadura conduzem à abertura da junta de interface e separação da madeira e do betão, sendo o esforço transversal transmitido através da área de contacto da zona comprimida e pelo corte nas armaduras (Negrão *et al*, 2014).

Na Figura 4.4 é ilustrada a colocação dos defletómetros, dispositivos medidores dos deslocamentos gerados aquando da realização do ensaio. Sua localização foi escolhida pensando nos pontos estratégicos de interesse na medição dos deslocamentos. Nesse sentido, foram utilizados quatro defletómetros: um na extremidade livre da viga, efetuando leitura a meio da secção; outro registando as informações de afastamento entre o nó em betão armado e o pilar pertencente ao pórtico metálico; um terceiro dando registos de deslocamento vertical do nó em betão-armado; e o último medindo o afastamento na interface viga de madeira e nó em betão-armado. Para tal, foram coladas, previamente, pequenas chapas finas metálicas (Figura 4.4) nos locais de posicionamento dos defletómetros, com o objetivo de definirem a posição inicial de leitura.

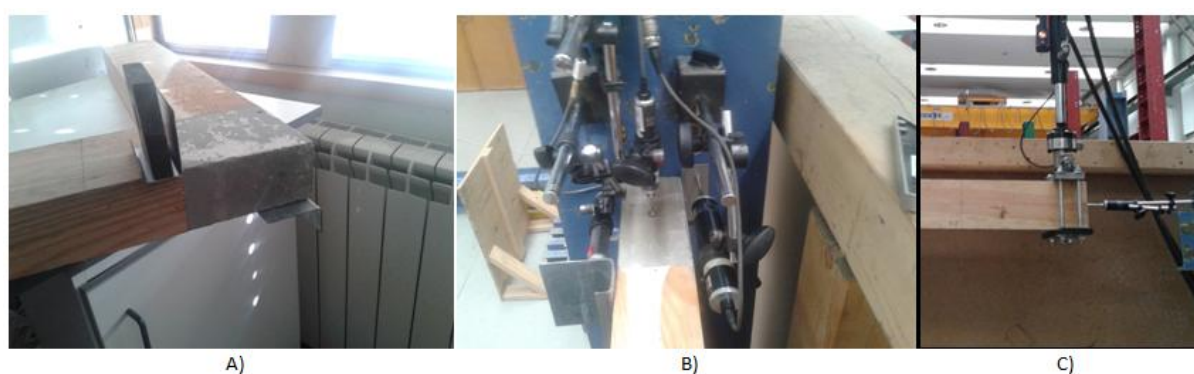


Figura 4.4 – Posição dos defletómetros: A) Colagem das chapas; B) e C) Colocação dos defletómetros.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados recolhidos da sequência de ensaios realizados.

Na Figura 5.1 é mostrada a evolução a deformação da viga no ponto de aplicação da carga com o carregamento aplicado. Da visualização do gráfico pode-se ver que a ligação apresenta boa rigidez até ao nível de carga de aproximadamente 9,6 kN (patamar de deformação), para cerca de 30 mm de deslocamento do actuador. Sendo que para níveis de carga mais elevados regista-se uma redução da sua rigidez. É também notável que o comportamento da ligação manteve-se sensivelmente o mesmo de provete para provete, tendo apresentado rotura dúctil nos cinco provetes ensaiados, com arrancamento dos varões de aço, devido à perda de aderência, e esmagamento do betão. Este facto é comprovado pela comparação dos valores médios previstos para o momento resistente. De acordo com o Quadro 5.3, a madeira ainda se encontra em regime linear quando é atingido o nível de carga de 9,6 kN. Este tipo de rotura também foi registado no trabalho anterior (Gonçalves, 2014), sendo uma rotura desejável no dimensionamento de ligações.

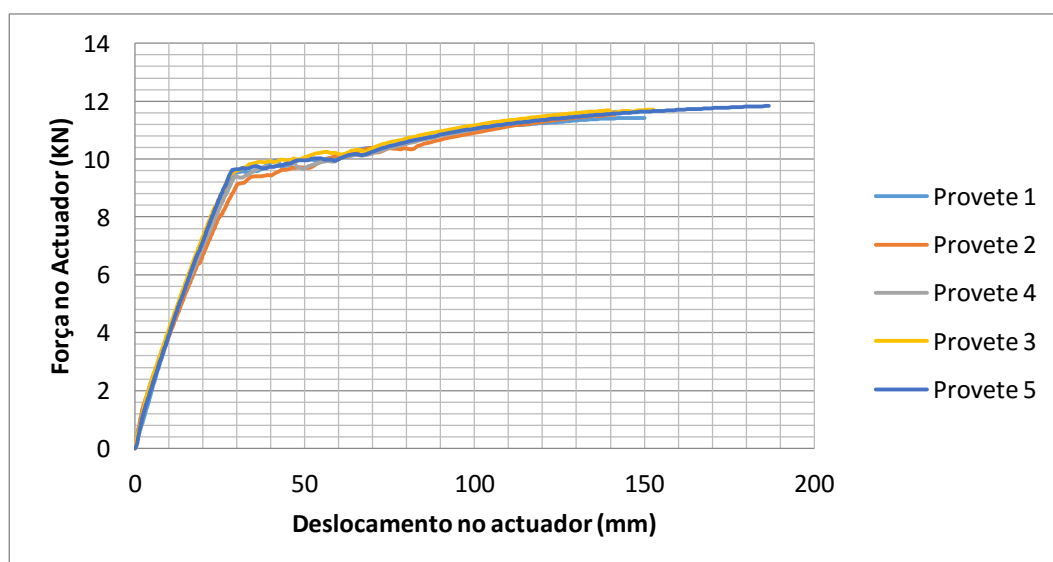


Figura 5.1 – Gráfico Força-Deslocamento no actuador.

O Valor médio registado para a carga de rotura dos provetes foi de 11,63 KN. A rotura dos provetes foi registada para carga máxima, $F_{m\acute{a}x}$, de cerca de 11,43 KN, 11,54 KN, 11,70 KN, 11,63 KN e 11,83 KN, respetivamente para provetes 1, 2, 3, 4 e 5. É importante salientar o ensaio terminava geralmente com a fragmentação do betão, o que não aconteceu com o provete 3. Isto deveu-se ao fato de o atuador ter atingido o máximo deslocamento de 300 mm. O provete número 5, por ter um dos elementos de madeira, pilar, com o comprimento mais pequeno, quando comparado com os outros provetes, e na necessidade de se ter em atenção ao facto do percurso do atuador atingir o limite de 300 mm, teve-se que colocar na sua base mais quatro chapas de aço, para além da de espessura de 45 mm. Três com espessura também de 45 mm e uma superior com 19 mm de espessura. A Figura 5.2 ilustra imagens do decurso dos ensaios, desde o início até à rotura.

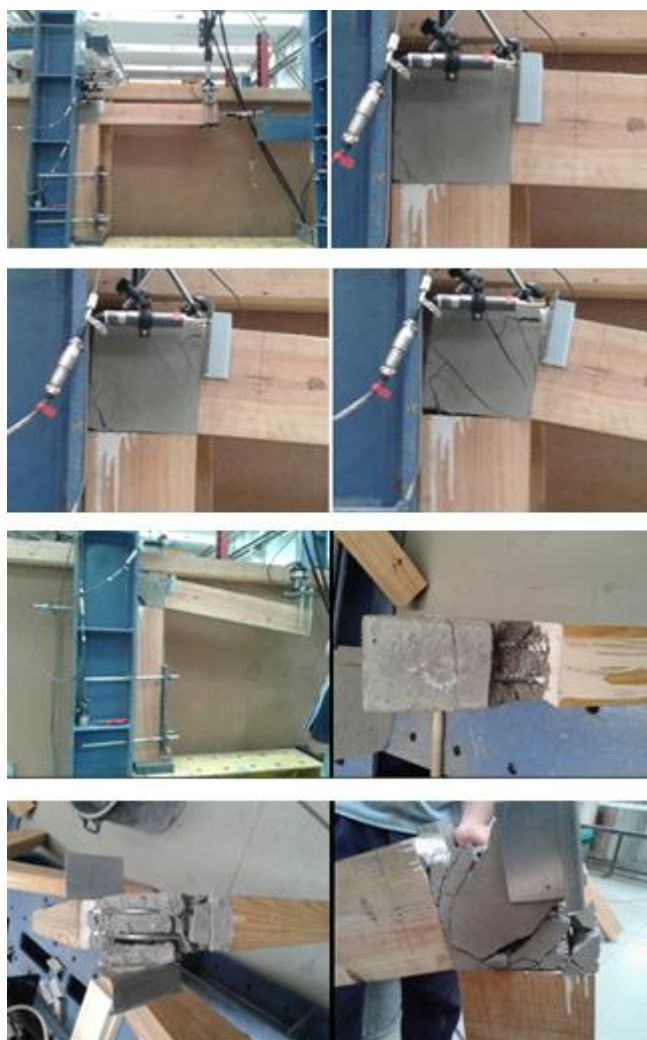


Figura 5.2 – Decurso do ensaio à flexão simples.

Com as leituras das forças máximas atingidas em cada provete, no instante em que ocorreu a rotura, $F_{máx}$, e os correspondentes deslocamentos máximos, pode-se proceder ao cálculo aproximado do momento fletor máximo, $M_{máx}$.

O cálculo do momento no nó não teve em consideração a ligeira inclinação do atuador à medida que este foi impondo níveis de cargas mais elevados sobre o provete. Por simplificação, admitiu-se que o eixo de aplicação da carga manteve-se vertical. O braço da força, d , foi admitido na configuração deformada da estrutura, sendo que a rotação do nó, ϕ , foi obtida pela relação entre o deslocamento vertical da secção em que está sendo aplicada a carga (registo de informação do Datalogger) e comprimento do elemento viga, dado pela distância do ponto de aplicação do carregamento ao centro no nó. Para melhor percepção, mostra-se a seguir a Figura 5.3. É fácil perceber que, a título de exemplo, a rotação no nó do provete 1 é dada pela expressão (10).

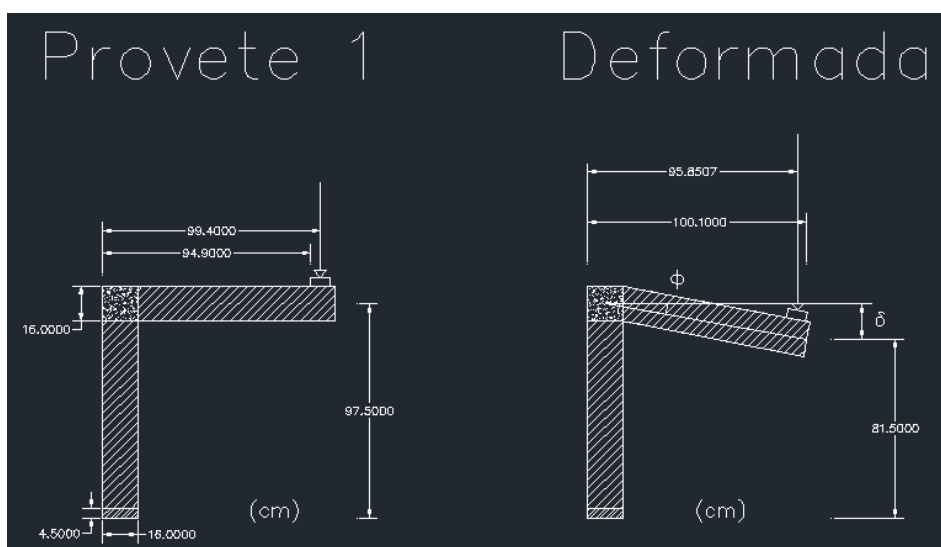


Figura 5.3 – Configuração inicial (esquerda) e deformada (direita) do provete 1.

Considerando que a viga tem uma rotação de corpo rígido e a deformada do provete é a que se apresenta na Figura 5.3 à direita, a rotação no nó é por expressa por:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\delta}{(994-80)} \right) \quad (10)$$

Com a rotação calcula-se a projeção horizontal do comprimento da viga, fornecendo o braço da força aplicada. O momento máximo é dado pela multiplicação da força máxima aplicada até à rotura do provete pelo seu braço. O Quadro 5.1 mostra os valores obtidos para o momento e para rotação, assim como da rigidez rotacional no instante em que houve a rotura, dada pela razão $M_{máx}/\phi$.

Quadro 5.1 – Valores dos momentos flectores, rotações e rigidezes no nó de ligação.

Provete	δ (mm)	L (mm)	ϕ (rad)	d (m)	$F_{m\acute{a}x}$ (KN)	$M_{m\acute{a}x}$ (KNm)	K (KNm/rad)
1	150,0	914	0,165	0,902	11,43	10,30	62,45
2	141,2	894	0,158	0,883	11,54	10,19	64,21
3	152,7	917	0,167	0,904	11,70	10,58	63,20
4	141,7	914	0,155	0,903	11,63	10,50	67,46
5	186,7	913	0,204	0,894	11,83	10,57	51,34
Média	-	-	-	-	11,63	10,43	61,73

Comparando os valores obtidos com os resultados do estudo paramétrico desenvolvido no trabalho de dissertação de mestrado do colega Gonçalves (2014), vê-se que, para betão da classe C80/95, armado com varões de diâmetro $\Phi 10$, o momento resistente médio estimado é de 8,2KNm (Quadro 5.2), sendo este inferior aos valores calculados experimentalmente. Note-se que os valores dos momentos últimos no nó de ligação, obtido no trabalho anterior (Gonçalves, 2014) foram ligeiramente superiores à resistência média estimada para a secção de betão armado. Os resultados estavam na ordem de 7,74KNm e 9,81KNm, respetivamente para as variantes 1 (momento calculado pelo binário de forças nos banzos da treliça) e 2 (momento calculado pela força do atuador hidráulico e cabos de ancoragem) dos momentos últimos no nó de micro-betão armado.

É apresentado, nos Quadros 5.2, 5.3 e 5.4, o estudo paramétrico que estabelece um modelo que permite relacionar os valores de momento resistente, quer no nó de betão armado como na interface madeira-betão, mediante a variação da classe do betão e da madeira e o diâmetro dos varões, dado que estes materiais apresentam leis constitutivas muito distintas experimentando extensões iguais (Negrão *et al*, 2014).

Quadro 5.2 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - secção de betão armado de interface (KNm). (Gonçalves, 2014)

		Classe de resistência do betão																					
		C20/25		C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60		C55/67		C60/75		C70/85		C80/95	
2 ϕ		$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$
8		5,1	4,3	5,1	4,4	5,2	4,5	5,2	4,5	5,2	4,5	5,2	4,6	5,3	4,6	5,3	4,6	5,3	4,6	5,3	4,6	5,3	4,6
10		7,6	6,4	7,7	6,6	7,8	6,8	7,9	6,8	8,0	6,9	8,0	7,0	8,1	7,0	8,1	7,1	8,1	7,1	8,2	7,1	8,2	7,1
12		10,4	8,7	10,7	9,1	10,9	9,3	11,0	9,5	11,1	9,7	11,2	9,8	11,3	9,8	11,4	9,9	11,5	10,0	11,6	10,1	11,6	10,1
16		15,9	12,8	16,8	14,0	17,5	14,8	18,0	15,4	18,3	15,8	18,7	16,2	18,9	16,4	19,1	16,7	19,3	16,8	19,6	17,1	19,9	17,4
		A sombreado, as situações em que <u>não</u> ocorre rotura dúctil por cedência das armaduras																					

Quadro 5.3 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - secção de madeira interior (KNm). (Gonçalves, 2014)

		Classe de qualidade/resistência da madeira																			
		E		EE		C16		C18		C20		C22		C24		C27		C30		C35	
2 ϕ		$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$
n.a.		8,2	4,7	15,9	9,2	7,3	4,2	8,2	4,7	9,1	5,3	10,0	5,8	10,9	6,3	12,3	7,1	13,7	7,9	15,9	9,2
8		10,4	6,6	19,6	12,4	10,2	6,6	11,1	7,2	12,2	7,9	13,3	8,5	14,2	9,0	15,8	10,0	17,4	11,0	19,9	12,6
10		11,6	7,6	21,6	14,0	11,7	7,8	12,6	8,5	13,8	9,2	14,9	9,9	15,8	10,4	17,6	11,5	19,3	12,7	22,0	14,4
12		12,9	8,7	23,9	15,9	13,4	9,2	14,4	9,8	15,7	10,6	16,9	11,4	17,8	12,0	19,7	13,2	21,6	14,5	24,5	16,3
16		16,1	11,1	29,3	20,1	17,2	11,9	18,3	12,8	19,8	13,8	21,3	14,8	22,3	15,4	24,6	17,0	26,8	18,6	30,2	20,8

Quadro 5.4 – Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - secção de madeira de interface (KNm). (Gonçalves, 2014)

		Classe de qualidade/resistência da madeira																			
		E		EE		C16		C18		C20		C22		C24		C27		C30		C35	
2 ϕ		$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$	$M_{r,m}$	$M_{r,d}$
8		4,6	3,9	4,7	4,0	4,5	3,8	4,6	3,9	4,6	3,9	4,6	3,9	4,6	3,9	4,6	3,9	4,6	3,9	4,7	4,0
10		7,1	4,7	7,1	6,0	6,9	4,5	6,9	5,0	6,9	5,5	7,0	5,9	7,0	5,9	7,0	6,0	7,1	6,0	7,1	6,0
12		8,0	5,0	10,0	8,5	7,8	4,8	8,5	5,3	9,4	5,9	9,8	6,4	9,9	6,8	9,9	7,6	9,9	8,4	10,0	8,4
16		9,0	5,6	17,1	10,6	8,6	5,2	9,5	5,8	10,4	6,4	11,4	7,0	12,2	7,5	13,7	8,4	15,1	9,3	17,0	10,7

A sombreado, as situações em que ocorre rotura dúctil por cedência das armaduras

6 CONCLUSÃO

O estudo experimental realizado no presente trabalho, possibilitou a reunião de um conjunto de informação que é aqui apresentada acerca da viabilidade da ligação.

Os resultados revelam que é possível a aplicação deste tipo de solução, uma vez que é possível obter resistências semelhantes às peças de madeira, desde que o betão apresente uma resistência adequada que permita suportar o campo de tensões que possam existir, atendendo às reduzidas dimensões do nó.

O estudo experimental permitiu uma análise do comportamento da ligação em regime de flexão simples. Verificou-se que a ligação apresenta boa ductilidade, em consequência do uso de varões colados em resina epóxi. O mesmo se passou no estudo realizado anteriormente (Gonçalves, 2014), com a ressalva de que a ligação estava sujeita a um estado de flexão pura e que a madeira utilizada foi classificada como sendo da classe de qualidade EE.

O risco de ocorrência de rotura frágil devido à ação conjunta dos esforços de flexão e corte é assegurado pela rigidez e ductilidade apresentada na ligação. A rotura deu-se por cedência plástica dos varões e esmagamento do betão, sendo este tipo de rotura recomendável para efeitos de dimensionamento. Contudo, este aspeto é indicativo para a necessidade de se ter em consideração a deformabilidade observada durante a realização dos ensaios e, portanto, a não-linearidade geométrica da ligação.

Foi feita uma abordagem simplificativa para a obtenção dos valores para as rigidezes rotacionais dos nós de betão armado. Os resultados obtidos foram bastante inferiores aos resultados apresentados no estudo desenvolvido anteriormente (Gonçalves, 2014). O que era de se esperar. A discrepância dos valores da rigidez pode ser explicada pela simplificação adotada para a medição dos ângulos de rotação.

Verifica-se que, os valores experimentais para o momento resistente são superiores à resistência média estimada para a secção de betão armado e para a classe de varões utilizados. Os valores obtidos nos ensaios, para a secção de madeira de interface, são igualmente superiores aos do momento resistente da secção, para a classe de qualidade E. O mesmo não acontece para a secção interior da madeira, em que os resultados obtidos são inferior ao valor

estimado da resistência média da secção, para a classe de qualidade E. A mesma verificação foi feita anteriormente (Gonçalves,2014), embora o valor para o momento último (variante 2) tivesse sido ligeiramente inferior.

Verificou-se também, que a ligação em estudo, embora, pareça ser de simples análise, existem aspetos como o desvio do atuador que provoca o surgimento de uma componente horizontal da força, a excessiva deformação vertical do elemento viga que introduz o problema de não-linearidade geométrica da ligação, o afastamento da zona de interface viga-betão na parte tracionada que tornam a análise complexa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CEN (1997). Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 2: Bridges. ENV 1995-2. Bruxelas.

CEN (2004). Structural Timber - Determination of Characteristic Values of Mechanical Properties and Density. EN 384. Comité Européen de Normalization

CEN (2010). Structural timber - Strength classes - Assignment of visual grades and species. EN 1912. Comité Européen de Normalization.

CEN (2012). Timber Structures - Structural Timber and Glued Laminated Timber - Determination of some Physical and Mechanical Properties. EN 408. Comité Européen de Normalization.

[\(Dias *et al.*, 2009\)](#)

Gonçalves, T. (2014). “Estudo Experimental de Nós de Pórticos de Madeira em Betão Armado” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia civil da Universidade de Coimbra.

Houtte, A. V., Buchanan, A., e Moss, P. (2004). “Moment-resisting connections in laminated veneer lumber (LVL) frames.” World Conference on Timber Engineering, Vol. I, 247-252.

Inoue, M., Kawai, N., e Tanaka, K. (2004). “Moment Resisting Performance of Connection Between Reinforced Concrete and Timber” World Conference on Timber Engineering, Vol. III, -343-346.

IPQ (1973). Madeiras - Determinação do teor em água. NP 614. Instituto Português da Qualidade.

IPQ (1973). Madeiras. Determinação de massa volúmica, NP 616. Instituto Português da Qualidade.

IPQ (1995). Madeira Serrada de Pinheiro Bravo para Estruturas. NP 4305. Instituto Português da Qualidade.

ISO (1975). Bois – Détermination de la Résistance à la Flexion Statique. ISO 3133. International Organization for Standardization.

Komatsu, K., Akagi, M., Kawai, C., Mori, T., Hattori, S., e Hosokawa, K. ((2008). “Improved Column-Beam Joint in Glulam Semi-Rigid Portal Frame” World Conference on Timber Engineering.

[Kuilen, J. W. V., e Dejong, M. \(2004\). “” World Conference on Timber Engineering, Vol. II, 137-142](#)

Mori, T., Komatsu, K., e Noda, Y. (2004). “Reinforcement of Large Finger-Jointed Corner Frame Connections” World Conference on Timber Engineering, Vol. I, 273-278.

Negrão, J. H., e Faria, A. (2009). “Projeto de Estruturas de Madeira” Publindústria, Portugal.

Negrão, J.H., Gonçalves, T., Brito, L.D., Lopez, G.M., Dias, A., Lahr, F.R., e Júnior, C.C. (2014). “Nós de betão armado resistentes a momentos para pórticos de madeira lamelada colada - EBRA14-EST-001.” XIV EBRAMEM – Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira, Natal, Brasil.

NP EN 1992-1-1 (2010). Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização, Instituto Português de Qualidade. Bruxelas

NP EN 1995-1-1 (2004). Eurocódigo 5: Projeto de Estruturas de Madeira Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização, Instituto Português de Qualidade. Bruxelas