



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

Estudo Experimental de Nós de Pórticos de Madeira em Betão Armado

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

Autor

Tiago André Pedrosa Gonçalves

Orientador

João Henrique J. de Oliveira Negrão

Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias

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

Coimbra, Julho, 2014

AGRADECIMENTOS

A realização desta Dissertação só foi possível graças ao contributo de diversas pessoas e às quais agradeço e expresso o meu sincero reconhecimento:

Em especial, ao Professor Doutor João Negrão pelo esforço, atenção, incentivo, orientação e total disponibilidade, sem as quais não teria conseguido realizar este trabalho. A sua ajuda foi essencial no decorrer da elaboração deste trabalho mas também ao longo de todo o curso.

Ao Professor Doutor Alfredo Dias, pelos meios materiais e humanos colocados à disposição, mas também pelos ensinamentos transmitidos.

Aos meus colegas Carlos Martins, Pedro Gil e Tiago Simões, pelo apoio, partilha de saber e disponibilidade que sempre me dispensaram. Aos meus colegas Rodolfo Henriques e Leandro Brito pelo apoio na dissertação e preparação dos ensaios.

Aos senhores David e Edmundo, técnicos do laboratório, pelo empenho com que me ajudaram na realização do trabalho experimental.

A todos os meus amigos com quem tive o enorme prazer de partilhar este ciclo de estudos. Todos eles, cada um à sua maneira, foram extremamente importantes no meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Aos meus pais e irmãos, pelo apoio, paciência e por acreditarem sempre em mim e naquilo que faço.

À Andreia, um agradecimento especial, pela presença, coragem e compreensão.

A todos, o meu mais sincero obrigado.

RESUMO

Devido à descontinuidade do fio, os nós de pórticos de madeira maciça ou lamelada colada, se resistentes a momentos fletores, requerem o recurso a dispositivos mecânicos, como parafusos e chapas de aço na zona do nó, e eventualmente a duplicação de um dos membros.

No presente trabalho procede-se ao estudo experimental de uma prótese de betão armado, numa ligação de canto inovadora, destinada essencialmente a pórticos de grande vão. Foram produzidos e ensaiados provetes, constituídos por troços de viga e pilar de madeira ligados por um nó em micro-betão armado de alta resistência, moldado diretamente contra a peça, utilizando armaduras de aço de construção corrente. A amarração das armaduras é garantida pela sua colagem, num comprimento de amarração adequado e na direção do fio, com resina epóxida em furos executados nos topos de cada um dos membros a ligar.

A campanha experimental foca-se no comportamento e desempenho deste tipo de ligação num estado de flexão quase-pura. Com o objetivo de individualizar o efeito do momento fletor, a aplicação de carga nos provetes é realizada a partir de um sistema treliçado diminuindo a interação de esforços entre momento fletor e esforço transversal.

Os resultados obtidos revelam a qualidade deste novo tipo de ligação, levando a uma rotura por esmagamento do betão e cedência plástica das armaduras, rotura desejável em dimensionamento de ligações, devido ao seu comportamento dúctil. Apresenta-se aqui uma primeira abordagem, que deve ser posteriormente validada recorrendo a modelação numérica em elementos finitos, a esta técnica prometedora para ligações em pórticos de madeira, conferindo uma maior rigidez inicial.

Este estudo indica que é possível obter ligações de resistência similar às ligações de madeira convencionais, a partir de um processo de realização simples e barato, proporcionando uma ligação plana adequada quer para execução em obra quer para pré-fabricação e posterior aplicação.

ABSTRACT

Due to the discontinuity of the wood grain, moment resisting joints in solid wood or *glulam* portal frames require the use of mechanical devices such as bolts and steel plates in the joint zone, and possibly a duplication of one of the members, commonly the column.

In this dissertation, the experimental study of a reinforced concrete prosthesis is assessed. This is an innovative corner connection, mainly designed for large spanning portal frames. Tested specimens correspond to beam and pylon ends connected by a reinforced high strength micro-concrete joint, cast directly against the wood ends, and steel reinforcement bars from regular construction. The reinforcement bars are inserted in drill-holes parallel to the grain, at the end of each wood member, and glued to it with an epoxy resin over an anchorage length.

The experimental campaign focuses on the behavior and performance of this type of connection in an almost-pure bending state. In order to reduce the interaction between the bending moment and the shear stress, the load application is made at the tip of a truss attached to one of the wooden arms of the specimen.

The obtained results show the quality of the new connection type, whose failure mode is by concrete crushing and plastic yielding of the steel bars, which is a desirable failure mode, given its ductile behavior. This promising technique, which also provides for a higher initial and service stiffness of the connection, is yet to be validated by using a finite-element modeling.

The results reveal that the strength of these connections is similar to that of the conventional timber joints. Further, this is achieved through a simple and economical execution process, which creates a suitable flat connection usable in either prefabrication or on site instances.

ÍNDICE

| | |
|--|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | ii |
| ABSTRACT | iii |
| ÍNDICE..... | iv |
| ÍNDICE DE FIGURAS | vi |
| ÍNDICE DE QUADROS | ix |
| SIMBOLOGIA | x |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 Aptidão estrutural da Madeira | 1 |
| 1.2 Objetivos | 4 |
| 1.3 Estrutura da Dissertação | 5 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA E ESTADO DE ARTE..... | 6 |
| 2.1 Ligações resistentes a momentos – Generalidades | 6 |
| 2.2 Novas propostas de ligações de continuidade em Madeira | 8 |
| 3 CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO E DOS MATERIAIS | 14 |
| 3.1 Introdução | 14 |
| 3.2 Descrição da Ligação | 15 |
| 3.3 Materiais | 17 |
| 3.3.1 Pinheiro Bravo (<i>Pinus Pinastar</i> , Ait) | 17 |
| 3.3.2 Micro-betão | 30 |
| 3.3.3 Aço A400 NR | 34 |
| 3.3.4 Resina Epóxida..... | 35 |
| 4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO..... | 37 |
| 4.1 Introdução | 37 |
| 4.2 Modelo teórico - base para dimensionamento | 38 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 5 | DEFINIÇÃO E EXECUÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL | 42 |
| 5.1 | Introdução | 42 |
| 5.2 | Sistema de ensaio e instrumentação..... | 42 |
| 5.3 | Construção dos modelos experimentais..... | 50 |
| 6 | ANÁLISE DE RESULTADOS | 53 |
| 6.1 | Resultados dos ensaios..... | 53 |
| 6.2 | Análise de resultados dos ensaios experimentais..... | 58 |
| 7 | CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS | 63 |
| 7.1 | Conclusões | 63 |
| 7.2 | Trabalhos Futuros | 64 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 66 |
| | ANEXO A | A-1 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 - Exemplos de ligações em madeira: A) Ligação semi-rígida num nó de pórtico; B) Ligação base de pilar encastrado; C) Ligação da guarda de uma ponte de madeira (Negrão e Faria, 2009)..... | 6 |
| Figura 2.2 - Funcionamento da ligação e método de cálculo (Negrão, 2009)..... | 7 |
| Figura 2.3 - Modelo de cálculo proposto por Batchelar (2006): Secção transversal..... | 8 |
| Figura 2.4 - Proposta de ligação por Vašek (2008): A-C) Esquema e detalhes da ligação (Vašek, 2008)..... | 9 |
| Figura 2.5 - Detalhes da ligação (Houtte <i>et al.</i> , 2004)..... | 10 |
| Figura 2.6 - Detalhes da ligação: A) lagscrewbolt; B) Cunha de ligação; C) Chapa de aço; D) Porca de ancoragem especial (Adaptado de Nakatani <i>et al.</i> , 2006)..... | 11 |
| Figura 2.7 - Modelos analíticos de cálculo da resistência da ligação: A) Viga-Pilar; B) Coluna-Base (Adaptado de Nakatani <i>et al.</i> , 2006)..... | 11 |
| Figura 2.8 - Esquema de ligação e modelo de cálculo proposta por Komatsu <i>et al.</i> , (2008) (Adaptado de Komatsu <i>et al.</i> , 2008)..... | 12 |
| Figura 2.9 – Proposta de ligação por Scheibmair e Quenneville, (2012): A) Ligação <i>Quick-Connect</i> ; B) Esquema de transferência de forças (Adaptado de Scheibmair e Quenneville, 2012)..... | 13 |
| Figura 3.1 – Pormenor do nó de continuidade em betão armado: A) Distribuição das armaduras no nó; B) Nó pronto para ensaio..... | 15 |
| Figura 3.2 - Esquema e dimensões tipo do provete estudado..... | 16 |
| Figura 3.3 - Corte AA' e BB' na secção de madeira..... | 17 |
| Figura 3.4 - Madeira maciça (<i>Pinus pinaster</i> , Ait)..... | 18 |
| Figura 3.5 - Provetes de madeira serrada (vigotas)..... | 20 |
| Figura 3.6 - A) Provetes serrados aptos para secagem; B) Forno para secagem dos provetes..... | 20 |
| Figura 3.7 - Teor de água (%) em cada um dos 24 provetes..... | 21 |
| Figura 3.8 - Pesagem dos provetes..... | 22 |
| Figura 3.9 - Massa volúmica (kg/m^3) em cada um dos 24 provetes..... | 22 |
| Figura 3.10 - Esquema de ensaio para o $E_{m,local}$, segundo a EN 408 (CEN,2012)..... | 23 |
| Figura 3.11 - Esquema de ensaio para o $E_{m,global}$, de acordo com a EN 408 (CEN,2012)..... | 24 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.12 - Ensaio não-destrutivo: A) Visão geral; B) Visão ampliada..... | 25 |
| Figura 3.13 - Esquema de ensaio para f_m , de acordo com a EN 408 (CEN,2012)..... | 26 |
| Figura 3.14 - Ensaio destrutivos: A) Visão geral; B) Visão ampliada da rotura por flexão..... | 27 |
| Figura 3.15 - Tensão de rotura (N/mm^2) em cada um dos 24 provetes..... | 27 |
| Figura 3.16 - Nó de continuidade em betão..... | 31 |
| Figura 3.17 - Granulometria do agregado (AM 0/4) usado no fabrico do betão..... | 31 |
| Figura 3.18 – Distribuição (%) dos componentes utilizados na composição do micro-betão.. | 32 |
| Figura 3.19 - Proвете cúbico para ensaio de compressão aos 7 e aos 28 dias..... | 33 |
| Figura 3.20 - Varões de aço nervurados da classe A400 NR..... | 34 |
| Figura 3.21 - Resina Icosit® K 101 TW, Sika ® AG: A) componente A; B) Componente B; C) mistura final (componente A+B)..... | 36 |
| Figura 4.1 - Distribuição de tensões no interface: A) no betão B) na madeira..... | 38 |
| Figura 5.1 - A) Esquema de montagem; B) secções instrumentadas com a posição dos transdutores de deslocamento e células de carga (Negrão <i>et al.</i> , 2014)..... | 43 |
| Figura 5.2 - Deslocamentos previstos..... | 44 |
| Figura 5.3 - Fixação inferior articulada do atuador: A) rótula de ligação atuador-chapa superior da treliça; B) Pormenor de fixação atuador-treliça..... | 45 |
| Figura 5.4 – Fixação superior articulada do atuador: A) sem atuador; B) com atuador..... | 45 |
| Figura 5.5 – Pormenor da colocação das células de carga no banzo inferior..... | 46 |
| Figura 5.6 - Células de carga no banzo superior: A) Plano geral; B) plano ampliado..... | 46 |
| Figura 5.7 – A) Ligação superior do tirante; B) Pormenor de colocação da célula de carga... | 47 |
| Figura 5.8 - Pormenor da ligação inferior do tirante vertical..... | 48 |
| Figura 5.9 - Esticadores colocados nos cabos de ancoragem..... | 48 |
| Figura 5.10 - Secções instrumentadas com a posição dos transdutores de deslocamentos e células de carga (Negrão <i>et al.</i> , 2014)..... | 49 |
| Figura 5.11 - Exemplos de posições dos transdutores de deslocamentos..... | 50 |
| Figura 5.12 - Preparação para montagem do provete: A) Abertura de furos; B) Dobragem de varões de aço; C)Decapagem dos varões de aço por meio mecânico; D) Diferença entre varão pronto para colocação e varão normal..... | 51 |
| Figura 5.13 - Processo de colagem dos varões de aço..... | 51 |
| Figura 5.14 - Betonagem dos provetes: A) Nós prontos a serem betonados; B) Processo de vibração do betão; C) Grupos de 5 provetes..... | 52 |
| Figura 6.1 - Gráfico força-deslocamento..... | 53 |
| Figura 6.2 - Esquema de cálculo do momento no nó: A) variante 1; B) variante 2 (Negrão <i>et al.</i> , 2014)..... | 54 |

| | |
|---|----|
| Figura 6.3 - Análise cinemática: A) Esquema de cálculo (Negrão <i>et al.</i> , 2014); B) representação real do esquema de cálculo | 55 |
| Figura 6.4 - Fendilhação profunda do nó de betão armado na rotura: A-B diferentes planos; C) Modelo simplificado (Negrão <i>et al.</i> , 2014) | 57 |
| Figura 6.5 - Sequência da deformação do ensaio: ordem cronológica de A-D | 59 |
| Figura 6.6 - Afastamento da zona de interface madeira-betão | 59 |
| Figura 6.7 – Gráfico momento (pelo método 2) - rotação | 62 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|-----|
| Quadro 1.1 - Conteúdo energético de vários materiais de construção (STEP, 1995) | 2 |
| Quadro 3.1 - Valores característicos das propriedades mecânicas de Pinheiro Bravo (LNEC-M2, 1997) | 19 |
| Quadro 3.2 – Módulos de elasticidade, local e global, das vigas (N/mm^2)..... | 25 |
| Quadro 3.3 - Parâmetros registados (médios) em ensaios estáticos | 28 |
| Quadro 3.4 - Propriedades corrigidas pela EN 384 (CEN,2004) | 29 |
| Quadro 3.5 - Valores corrigidos para a resistência à flexão da madeira de Pinho Bravo | 30 |
| Quadro 3.6 - Composição do micro-betão utilizado..... | 32 |
| Quadro 3.7 – Valores médios de resistência à compressão dos provetes cúbicos ensaiados ... | 33 |
| Quadro 3.8 - Características de resistência a deformação do betão normal C80/95 pela NP EN 1992-1-1 (2010) | 34 |
| Quadro 3.9 – Características do aço A400 NR pela NP EN 1992-1-1 (2010) | 35 |
| Quadro 4.1 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) – Secção de betão armado de interface (kNm)..... | 40 |
| Quadro 4.2 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - Secção de madeira interior (kNm)..... | 40 |
| Quadro 4.3 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - Secção de madeira de interface (kNm) (Negrão <i>et al</i> , 2014) | 41 |
| Quadro 6.1 - Parâmetros registados nos ensaios | 56 |
| Quadro 6.2 - Momentos últimos no nó de micro-betão armado..... | 57 |
| Quadro 6.3 - Rigidezes de rotação para cada ensaio, em fase elástica e em fase plástica | 61 |
| Quadro 6.4 - Rigidezes obtidas pelo gráfico Momento-Rotação | 62 |
| Quadro A- 1 – Módulos de elasticidade, local e global, e tensão de rotura das vigotas de madeira | A-1 |
| Quadro A- 2 - Módulos de elasticidade, local e global, massa volúmica e tensão de rotura corrigidos em função do teor de água das vigotas de madeira | A-2 |

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

| | |
|----------------|---|
| $E_{0,05}$ | Percentil de 5% do módulo de elasticidade do Pinheiro Bravo |
| $E_{0,mean}$ | Valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras do Pinheiro Bravo |
| $E_{0,w}$ | Módulo de elasticidade, do Pinheiro Bravo, com o teor de água do ensaio |
| $E_{90,mean}$ | Valor médio do módulo de elasticidade perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo |
| E_{cm} | Módulo de elasticidade secante do betão |
| $E_{cm,exp}$ | Módulo de elasticidade médio experimental do betão |
| $E_{m,global}$ | Módulo de elasticidade global do Pinheiro Bravo |
| $E_{m,local}$ | Módulo de elasticidade local do Pinheiro Bravo |
| E_s | Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado |
| F | Força aplicada pelas cabeças de carga |
| F_a | Força máxima aplicada pelas cabeças de carga |
| $F_{atuador}$ | Força aplicada pelo atuador hidráulico |
| F_c | Força resultante das tensões de compressão instaladas no betão |

| | |
|-----------------|---|
| F_m | Força resultante das tensões de compressão instaladas na madeira |
| F_s | Força resultante das tensões de tração instaladas nos varões de aço |
| $F_{u,atuador}$ | Força aplicada pelo atuador hidráulico correspondente à força de rotura |
| G_{mean} | Módulo de distorção do Pinheiro Bravo |
| L_1 | Comprimento do atuador hidráulico |
| L_2 | Comprimento do banzo inferior da treliça |
| L_3 | Comprimento total das chapas metálicas colocadas entre a extremidade da treliça e a chapa que liga a rotura conectada ao atuador hidráulico |
| M | Momento fletor |
| M_1 | Momento fletor relativo à força do atuador, F , calculado pela variante 1 |
| M_2 | Momento fletor relativo à força do atuador, F , calculado pela variante 2 |
| $M_{r,d}$ | Momento resistente de cálculo |
| $M_{r,m}$ | Momento resistente médio |
| $M_{u,1}$ | Momento fletor último calculado pela variante 1 |
| $M_{u,2}$ | Momento fletor último calculado pela variante 2 |
| R^2 | Coefficiente de correlação |
| V | Volume de um elemento |
| W | Deslocamento provocado pela aplicação de F , medidos através dos defletómetros |

Letras minúsculas latinas

| | |
|-------------------|---|
| a | Distância entre cabeças de carga |
| b | Espessura do elemento |
| d_1 | Resultante dos deslocamentos |
| f_c | Tensão no betão |
| $f_{c,0,k}$ | Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras do Pinheiro Bravo |
| $f_{c,90,k}$ | Valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo |
| f_{cd} | Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão |
| 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 à compressão de provetes cúbicos, aos 28 dias |
| f_{cm} | Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão |
| $f_{cm,cube,exp}$ | Valor médio experimental da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cúbicos |
| f_m | Tensão de rotura do Pinheiro Bravo |
| $f_m^{corrigido}$ | Tensão de rotura majorado, considerando o efeito de volume, do Pinheiro Bravo |
| $f_{m,k}$ | Valor característico da resistência à flexão estática do Pinheiro Bravo |
| $f_{t,0,k}$ | Valor característico da resistência à tração paralela às fibras do Pinheiro Bravo |

| | |
|--------------|---|
| $f_{t,90,k}$ | Valor característico da resistência à tração perpendicular às fibras do Pinheiro Bravo |
| f_{tk} | Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado |
| $f_{v,k}$ | Valor característico da resistência ao corte do Pinheiro Bravo |
| f_{yk} | Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado |
| $f_{y,max}$ | Valor real da tensão de cedência máxima |
| h | Altura da secção do elemento de madeira |
| k_h | Coefficiente de majoração da resistência à flexão que tem em conta o efeito de volume |
| l | Comprimento do elemento |
| m | Massa de um elemento |
| m_1 | Massa inicial de um provete |
| m_2 | Massa final de um provete seco (variação entre massas consecutivas inferior a 0,5%) |
| n | Expoente |
| t | Tempo de duração do ensaio |
| u_1 | Deslocamento horizontal na extremidade rotulada da treliça que liga ao atuador hidráulico |
| u_2 | Deslocamento horizontal no topo da secção vertical de madeira de Pinho Bravo |
| v | Velocidade do carregamento do ensaio |

v_1 Deslocamento vertical da extremidade rotulada da treliça que liga ao atuador hidráulico

w Teor de água

w_{12} Teor de água de referência (12%)

z Braço do binário das forças interiores

Letras maiúsculas gregas

Δ Deslocamento total do topo da secção de madeira

Letras minúsculas gregas

$\gamma_{\text{betão}}$ Peso volúmico do betão

ε_c Extensão da fibra mais comprimida da secção de betão

ε_{c1} Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ε_{cu1} Extensão última do betão à compressão

ε_{c2} Extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima

ε_{cu2} Extensão última do betão

ε_m Extensão na fibra mais comprimida da secção de madeira de Pinho Bravo

ε_s Extensão nos varões de aço da armadura

ε_{uk} Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado

θ Ângulo

ρ Massa volúmica

| | |
|---------------|--|
| ρ_{mean} | Valor médio da massa volúmica do Pinheiro Bravo |
| ρ_k | Valor característico da massa volúmica do Pinheiro Bravo |
| ρ_s | Massa volúmica do aço das armaduras |
| ρ_w | Massa volúmica com teor de água de ensaio |
| σ_c | Tensão de compressão no betão |
| ϕ | Diâmetro de um varão de aço |
| φ | Ângulo |

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as potencialidades da madeira como material estrutural, definem-se os objetivos da Dissertação e justifica-se o interesse no desenvolvimento do estudo das ligações de pórticos de madeira em betão armado. No final apresenta-se a organização dos capítulos subsequentes.

1.1 Aptidão estrutural da Madeira

A madeira tem uma longa história como material de construção, com significativas vantagens na sua utilização, face a outros materiais. Entre os motivos de preferência destacam-se as suas propriedades ecológicas, mecânicas, estéticas e o comportamento ao fogo. Com o aparecimento do betão armado, em finais do séc. XIX, a utilização da madeira entrou em declínio, associada ao reconhecimento das potencialidades do betão e ao aumento das exigências e da complexidade das estruturas inerentes ao desenvolvimento industrial no início do século XX. Assim, o betão armado consolidou a sua posição como principal material de construção remetendo a utilização da madeira para estruturas com uma menor importância, como telheiros e instalações secundárias.

Em países como Portugal, que tiveram uma forte aposta em estruturas em betão durante o século XX, devido a fatores sociais, económicos e políticos, foi difundido o estigma da rápida degradação ou da facilidade de entrar em combustão, colocando a madeira num papel secundário em projeto estrutural, fechando a mentalidade e desprezando as grandes vantagens que este material pode adicionar numa estrutura. No sentido contrário, países e regiões desenvolvidas, como os Estados Unidos, Japão e norte da Europa, mantiveram a sua ligação a este vantajoso material como solução construtiva capaz de satisfazer todos os requisitos.

Nos últimos anos, em Portugal, a construção em madeira experimentou um progresso considerável, essencialmente pela mudança da mentalidade da parte do consumidor final com novas exigências, de conforto e qualidade mas também estéticas, suscitando o interesse por materiais alternativos ao betão. No que diz respeito aos materiais, é inegável que a madeira lamelada cruzada, lamelada colada e micro-lamelada colada, ampliaram o leque de possibilidades de construção de madeira.

Os aspetos relacionados com alterações climáticas e sustentabilidade têm atualmente uma grande preponderância no caminho a seguir pela indústria da construção. Dado o bom balanço energético e emissões de CO₂, o interesse pela madeira como alternativa construtiva tem sido reforçado, atendendo às necessidades urgentes de uma construção cada vez mais sustentável. Outros materiais, como o aço e o betão armado, são produtos resultantes de um consumo energético elevado que se traduzem em agressões ambientais, nomeadamente para a extração das matérias-primas. No Quadro 1.1 regista-se a quantidade aproximada de energia consumida na produção dos materiais em bruto. É evidente o baixo consumo energético despendido na produção da madeira, havendo ainda a vantagem de se utilizar uma fonte de energia renovável, não poluente e de custo zero.

Quadro 1.1 - Conteúdo energético de vários materiais de construção (STEP, 1995)

| Material | Conteúdo primário de energia | |
|-----------------|------------------------------|--------------------|
| | kWh/kg | kWh/m ³ |
| Madeira Serrada | 0,7 | 350 |
| Lamelado colado | 2,4 | 1200 |
| Betão | 0,3 | 700 |
| Tijolo cerâmico | 0,8 | 1360 |
| Aço | 5,9 | 46000 |
| PVC | 18 | 24700 |

Outra característica que promove a competitividade da madeira como material estrutural é a elevada tensão resistente na direção das fibras, em comparação com o baixo peso volúmico. A razão entre estes dois parâmetros, designada por resistência específica, é no caso da madeira, aproximadamente, oito vezes superior à verificada para o betão e da mesma ordem de grandeza da registada para o aço. Quanto maior é este parâmetro maior é a reserva de resistência utilizável no suporte das cargas que excedem o peso próprio da estrutura (Júnior e Dias, 1997).

A madeira é um material fácil de trabalhar e tem um aspeto visual agradável. Estes fatores viabilizam a conceção de diversificadas formas com elevado valor estético, o que, aliado à criatividade do projetista, representa uma mais-valia importante. Considerando as propriedades mecânicas, a madeira demonstra significativa aptidão para o uso na construção civil, inclusive na execução de estruturas. A sua utilização tem suscitado um crescente

interesse nos últimos anos, concretizado com a recente realização de algumas estruturas de madeira que, pelas suas dimensões e características, ilustram bem as potencialidades do material.

O facto de nunca ter existido um código de origem nacional para o dimensionamento de estruturas de madeira representou uma lacuna e conseqüentemente uma óbvia limitação ao bom desempenho dos projetistas nacionais, problema apenas recentemente resolvido, com a introdução da regulamentação europeia, nomeadamente a Norma Europeia EN 1995, vulgo Eurocódigo 5.

Tradicionalmente, as ligações resistentes a momentos, em estruturas de madeira, foram construídas com chapas de reforço ou com um grande número de conectores, geralmente metálicos, como parafusos de porca, cavilhas, pregos e chapas. Em situações onde as questões estéticas são importantes tornou-se comum a utilização de varões de aço colados (Fragiacomo *et al*, 2010). Existe uma enorme variedade de sistemas de ligação, dependente dos esforços, ductilidade, rigidez, estética, processo construtivo e custo. Representam um ponto fundamental e muitas vezes o elemento condicionante num bom projeto de dimensionamento estrutural, constituindo assim uma parte significativa na conceção estrutural. Apesar da sua importância, as ligações, constituem um dos aspetos de mais difícil análise, dada a ortotropia da madeira, o comportamento mecânico não linear e, sobretudo, devido ao brusco desvio ou interrupção das fibras de madeira em pontos angulosos como cotovelos ou nós de pórticos, impedindo a continuidade dos esforços, particularmente de flexão (Negrão *et al.*, 2014).

Os nós de pórticos têm causado interesse, de alguns investigadores, no sentido de perceber a realidade e o de encontrar melhores soluções para o comportamento mecânico envolvendo esta região do sistema estrutural. No respeitante aos nós de pórtico em betão armado, estes são regiões mais críticas do sistema estrutural como um todo, devido a uma série de fatores, entre os quais se incluem a mudança de direção de esforços, zona de acumulação de tensões de corte que ali surgem, além dos aspetos construtivos associados à ancoragem das armaduras (Alva e Debs, 2005).

Em pórticos de betão armado, a betonagem do nó e a correta disposição das armaduras asseguram uma ligação viga-pilar monolítica, similarmente ao que acontece, em construção metálica, com a soldadura entre perfis. Na construção em madeira a transmissão de esforços é feita por ação mecânica sobre a madeira (Negrão *et al*, 2014). O monolitismo dos elementos de madeira, que origina descontinuidades nas juntas de contacto, é difícil de superar, uma vez que não existem processos de ligação para obtenção de ligações rígidas que ofereçam garantias de fiabilidade e durabilidade adequadas a aplicações estruturais. Dado que existe

sempre alguma deformabilidade associada qualquer ligação entre duas peças de madeira, a caracterização de uma ligação como rígida ou articulada é mais qualitativa do que quantitativa.

Ao introduzir a componente de betão armado no nó é possível tirar partido das propriedades específicas, em termos de resposta estrutural e de baixo custo, deste material na execução de nós de continuidade em pórticos de madeira maciça ou lamelada colada. Neste sentido, surge o tema presente da dissertação, na qual se estuda uma solução em betão armado para nós planos em pórticos de madeira.

1.2 Objetivos

No presente trabalho procede-se ao estudo experimental de nós realizados com betão armado, sendo a amarração das armaduras garantida pela sua colagem com resina epóxida num comprimento adequado, em cada um dos elementos de madeira a ligar. Fez-se uma campanha experimental de ensaios por forma a produzir um estado de flexão quase-pura no nó, com o objetivo de separar os efeitos da flexão dos do esforço transversal, no seu desempenho.

A ligação em estudo consiste na betonagem direta do nó de ligação viga-pilar, com dois varões de aço adjacentes ao contorno exterior, curvados e integrados no betão e ancorados por colagem nas peças de madeira, e ainda quatro varões de aço construtivos, dois verticais e dois horizontais, com ponta seca no betão e colados à madeira, por um filme de resina epóxi. É de salientar que esta configuração apenas tem aptidão para resistir a momentos negativos (que tendem a fechar o nó) podendo, no entanto, ser adaptada para a solicitação contrária.

Para uma conceção do nó adequada foi feito um estudo paramétrico, por forma a prever a resistência última da ligação, que incluiu as seguintes variáveis: diâmetro dos varões de aço (só para os varões estruturais), classe do betão e por último a classe de resistência da madeira. Para a classe do betão e classe de resistência da madeira, só se fizeram variar a resistência à compressão e a resistência à flexão, respetivamente.

A compreensão do funcionamento da ligação passa pela caracterização dos materiais em uso, pois a quantificação das propriedades dos materiais é essencial à cabal compreensão do comportamento do sistema, justificando-se a realização de ensaios de avaliação dessas propriedades.

Optou-se pela utilização da madeira de Pinho bravo nacional (*Pinus Pinaster*, Ait) por esta se encontrar disponível no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de

Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, embora o sistema proposto se destine a utilização em pórticos de grande vão, tipicamente de madeira lamelada colada.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação foi estruturada em sete capítulos, incluindo os respeitantes à introdução e às conclusões e trabalhos futuros.

No Capítulo 2 pretendeu-se fazer uma pesquisa relativa aos estudos com relevância no que respeita a novas técnicas de ligações resistentes a momentos fletores, bem como um pequeno enquadramento relativo à técnica habitualmente utilizada na conceção deste tipo de ligações.

No Capítulo 3 realiza-se a descrição da ligação em estudo e dos materiais utilizados na mesma incluindo também os ensaios realizados, necessários à quantificação das propriedades dos materiais nomeadamente, para a madeira, os módulos de elasticidade local e global e, a resistência à flexão, e para o micro-betão, a classe de resistência. São também enumeradas vantagens e desvantagens deste sistema de ligação.

No Capítulo 4 apresenta-se um estudo paramétrico, de suporte analítico, por forma a prever a resistência última da ligação. Desta forma é justificada a conceção da ligação, opção pelo diâmetro dos varões e classe do betão. Pretende-se também balizar o momento resistente esperado na interface madeira-betão, de cada um dos lados, e na secção interior da madeira.

No Capítulo 5 apresenta-se o esquema de montagem para a campanha experimental destinada a avaliar o comportamento do nó de continuidade em betão armado de pórticos de madeira, mas também o esquema de conceção dos pórticos de madeira a ensaiar.

No Capítulo 6 apresentam-se os resultados obtidos da campanha experimental e analisam-se os mesmos.

No Capítulo 7 apresentam-se as conclusões retiradas ao longo da elaboração deste trabalho, bem como os possíveis trabalhos futuros a desenvolver com o intuito de complementar este estudo.

A Dissertação completa-se com as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DE ARTE

No presente capítulo pretende-se identificar e caracterizar as tipologias mais usuais de ligações em madeira, assim como apresentar uma compilação de vários estudos realizados relativos a ligações resistentes a momentos em madeira.

2.1 Ligações resistentes a momentos – Generalidades

As ligações de pinos ou parafusos são amplamente utilizados em estruturas de madeira, concebidas para a transmissão de forças de corte e de momentos fletores entre os elementos a ligar (Bouchaïr *et al.*, 2007). Habitualmente as ligações resistentes a momentos em madeira apresentam-se como esquematizado na Figura 2.1. Outras disposições são maioritariamente consideradas não resistentes a momentos ou rotuladas. A pequena dimensão da zona de ligação apenas permitir acomodar um reduzido braço do binário e conseqüentemente um modesto momento resistente (Figura 2.1 A) -C)) (Negrão e Faria, 2009).

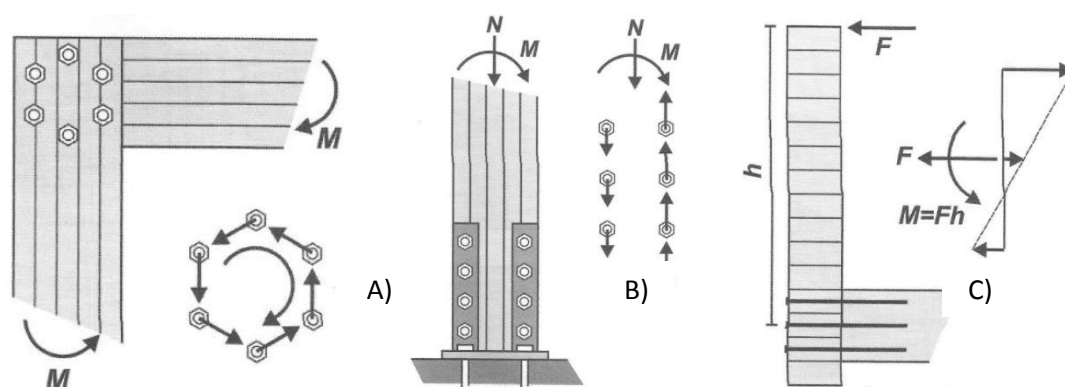


Figura 2.1 - Exemplos de ligações em madeira: A) Ligação semi-rígida num nó de pórtico; B) Ligação base de pilar encastrado; C) Ligação da guarda de uma ponte de madeira (Negrão e Faria, 2009).

O método de cálculo da rigidez de ligações resistentes a momentos e da distribuição de forças nos seus elementos constituintes, relativos à Figura 2.1 A) é esquematizado na Figura 2.2. O efeito do momento causa uma rotação de corpo rígido, admitindo que as barras de madeira são infinitamente rígidas na zona de ligação, cujo valor depende da rigidez a determinar. A

rotação dá-se em torno do centro de rotação CR, experimentando todos os ligadores a mesma rotação θ . O momento equilibrante é realizado por forças exercidas por cada um dos ligadores contra a madeira, sendo essas forças perpendiculares ao raio que liga cada ligador ao centro geométrico, coincidente com o centro de rotação. Neste caso é necessário o cálculo da resistência ao esmagamento localizado dos ligadores, para o cálculo posterior do momento resistente da ligação (Negrão, 2009).

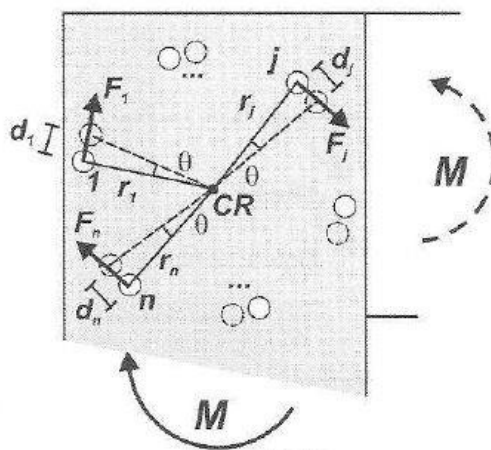


Figura 2.2 - Funcionamento da ligação e método de cálculo (Negrão, 2009)

Batchelar (2006) apresenta um método (Figura 2.3) para avaliar a resistência ao momento em ligações de pórticos de madeira, no pressuposto que as secções planas permanecem planas depois da deformação (Modelo de viga de Euler-Bernoulli). Considera, também, os efeitos do tempo na deformação da interface da madeira e os efeitos da concentração de tensões impostas pelos varões de aço na madeira. Na aplicação deste método é assumido que a escolha da cola, para fixação dos varões de aço à madeira, irá proporcionar uma ligação com rigidez superior à da madeira de modo que a deformação da resina possa ser desprezada. Neste tipo de ligações, o autor propõe que a capacidade de resistência à flexão da madeira deve ser regida por considerações de rigidez, em vez de força. Por forma a evitar a acumulação de concentração de tensões, deve ser considerado um comprimento de amarração adequado, dos varões na madeira. As resinas epóxi têm demonstrado bom desempenho e são consideradas apropriadas uma vez que apresentam propriedades estáveis sob cargas de curto e longo-prazo, com diferentes condições de humidade e temperaturas inferiores a 50°C.

O mesmo autor, Batchelar (2006), sugere a possível utilização de equações teóricas para avaliar a força de arrancamento de varões de aço colados em madeira. No entanto o mecanismo de transferência de carga, através de um momento numa ligação de madeira, requer mais do que a simples compreensão do desempenho das tensões nos varões de aço

colados. Em nós de canto de pórticos, a hipótese de uma distribuição linear de tensões para a zona de compressão da madeira é validada experimentalmente. As tensões de tração na madeira podem ser controladas pela escolha de diferentes diâmetros de varões e da força de tração do varão. Para os comprimentos dos varões colados na madeira, em nós com vários varões, é considerado prudente evitar a acumulação de concentrações de tensões. Predominantemente, a rotura na madeira acontece de forma frágil.

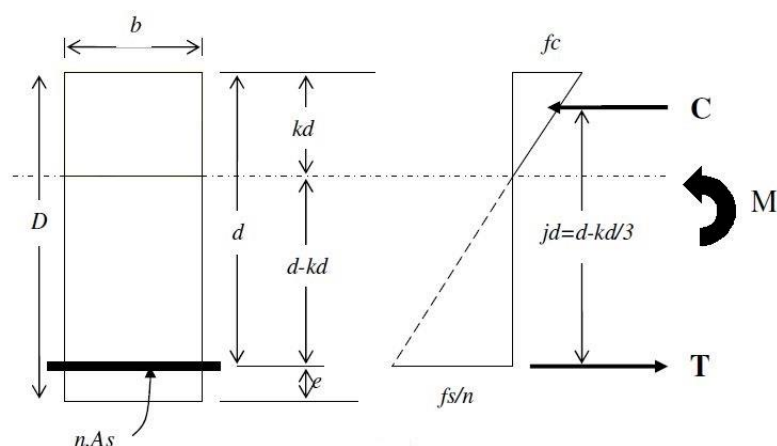


Figura 2.3 - Modelo de cálculo proposto por Batchelar (2006): Secção transversal

Devido à reduzida capacidade de resistência ao efeito do momento fletor, tipo de rotura e rigidez, das ligações habitualmente utilizadas (Figura 2.1) procedeu-se à pesquisa de novas propostas de ligações em madeira, com utilização de resinas epóxi em varões de aço, uma vez que esta alternativa mostra um bom desempenho e prevê-se a sua utilização regular num futuro próximo, em ligações de canto em pórticos de madeira.

2.2 Novas propostas de ligações de continuidade em Madeira

Os varões de aço colado podem ser amplamente utilizados, quer em ligações em madeira, quer em reforço de secções. A força de arrancamento de varões colados em madeira, está relacionada com o comprimento de ancoragem e com as condições da superfície dos varões, rugosos ou lisos, enquanto que a tensão de corte está principalmente relacionada com o diâmetro dos varões de aço e da espessura do filme de cola (Yang *et al.*, 2012).

Vašek (2008) propõe um sistema com caixas ocas de aço aparafusadas ao pilar e embutidas na viga de madeira, junto à face superior da viga, para pórticos de madeira (Figura 2.4). Esta proposta de ligação permite a montagem *in situ* da estrutura semi-rígida e admite uma melhoria no comportamento ao fogo. O efeito das tensões perpendiculares às fibras de

madeira e quase eliminado, através dos elementos de viga, e a rotura por corte da madeira foi transposto, apesar de ser visível o deslizamento da parte de madeira nas proximidades dos varões colados, verificando-se uma grande influência de imperfeições geométricas. Predominantemente o colapso ocorreu pelos parafusos, enfraquecidos devido à soldadura. O sistema provou ter um bom desempenho na transferência de forças através dos varões colados.

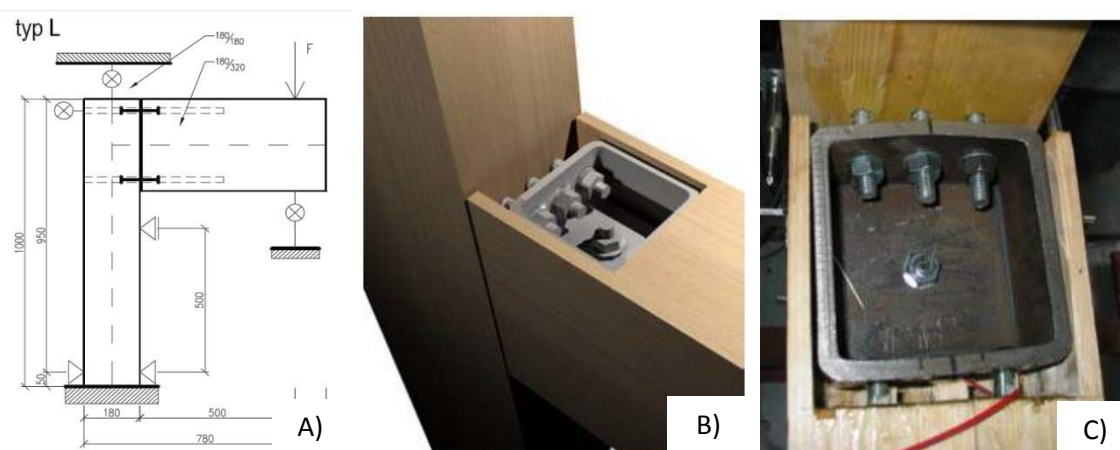


Figura 2.4 - Proposta de ligação por Vašek (2008): A-C) Esquema e detalhes da ligação (Vašek, 2008)

Houtte *et al.* (2004) propõem ligações de continuidade resistentes ao momento fletor para pórticos em madeira micro-lamelada colada (LVL) com suporte em estudos similares realizados em madeira lamelada-colada, anteriormente desenvolvidos. As ligações consistem na ancoragem, em chapas na superfície superior da viga, de varões de aço inseridos em furos colados com resina epóxi, que atravessam a viga na totalidade, enroscados no topo do pilar, na direção das fibras da madeira (Figura 2.5). Desta forma os varões exercem sobre a viga um efeito de alavanca. Verificou-se ser excelente a resistência à tração dos varões de aço, com resina epóxi, paralelos às fibras, em membros de LVL. Obtiveram-se resultados semelhantes ao desempenho de madeira lamelada-colada, sendo desejável a colocação de parafusos auto-perfurantes que aumentam a resistência do LVL em 25%, uma vez que impedem a prematura separação das folhas paralelas às linhas de cola do LVL. Em testes de tração perpendicular à fibra da madeira observou-se uma superfície de rotura na interface madeira-resina epóxi. Em ensaios de carregamento de longa duração, os autores optaram pela colocação de porcas e anilhas nas extremidades dos varões de aço que penetram perpendicularmente as fibras, na parte da viga, como uma medida de segurança adicional.

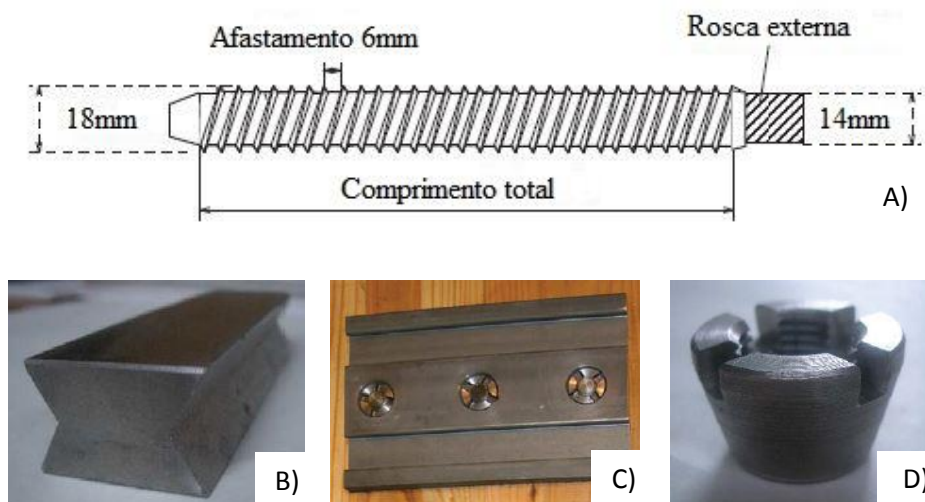


Figura 2.6 - Detalhes da ligação: A) lagscrewbolt; B) Cunha de ligação; C) Chapa de aço; D) Porca de ancoragem especial (Adaptado de Nakatani *et al.*, 2006)

No entanto verificou-se que as chapas de aço sofreram grandes deformações, no ensaio coluna-base, pelo aumento do número de conectores especiais, o que contraria o modelo analítico (Figura 2.7) para os ensaios coluna-base que indica que o aumento de conectores leva ao aumento da rigidez rotacional. Concluiu-se também que a rigidez será aumentada se for enrijecida a chapa de aço especial.

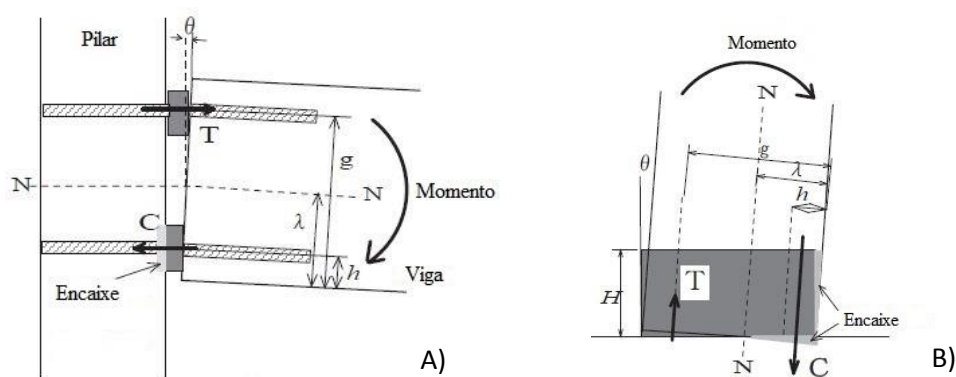


Figura 2.7 - Modelos analíticos de cálculo da resistência da ligação: A) Viga-Pilar; B) Coluna-Base (Adaptado de Nakatani *et al.*, 2006)

Em Komatsu *et al.*, (2006) foi apresentado o desempenho da ligação viga-pilar e coluna-base para pórticos de madeira lamelada colada, no qual é enfatizado a ligação para o pórtico, que obteve um excelente desempenho, especialmente em termos de ductilidade. No seguimento deste desenvolvimento, Komatsu *et al.*, (2008), propõem também uma ligação (Figura 2.8), para pórticos de lamelado colado, utilizando *lagscrewbolts*. Esta ligação apresenta semelhanças ao proposto por Nakatani *et al* (2006). Os resultados obtidos experimentalmente, de ligações semi-rígidas viga-coluna de pórticos em madeira lamelada colada, com a utilização de *lagscrewbolts*, demonstraram um aumento máximo de 40% do momento resistente, assim como da rigidez inicial da ligação. Devido a um erro simples na preparação do provete de ensaio obteve-se uma redução de ductilidade da ligação, apesar de os resultados terem provado uma boa performance estrutural quer experimentalmente, quer teoricamente.

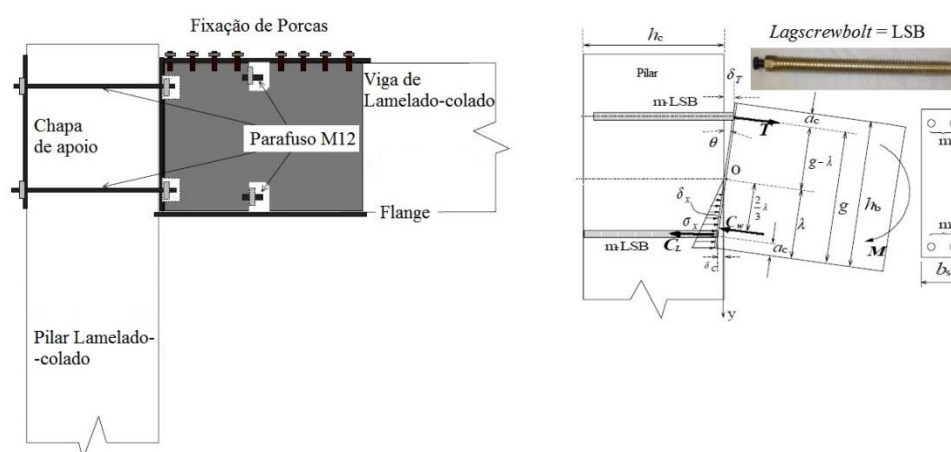


Figura 2.8 - Esquema de ligação e modelo de cálculo proposta por Komatsu *et al.*, (2008)
(Adaptado de Komatsu *et al.*, 2008)

Scheibmair e Quenneville, (2012) desenvolveram uma ligação para estruturas porticadas em madeira *Quick-Connect* (Figura 2.9 A)), caracterizada por ser uma ligação semi-rígida. A conceção da ligação foi tal que permitisse reduzir o tempo de execução da mesma em obra, maximizar os espaços interiores de estruturas porticadas em madeira, apostando-se por isso no reforço dos membros de madeira, e desenvolvida como alternativa às tradicionais ligações pregadas em madeira, procurando a redução do número de elementos metálicos na ligação de modo a realçar o efeito estético da madeira. Esta ligação permite que grande parte da sua produção e montagem seja feita em fábrica, reduzindo os custos da mesma. A ligação é constituída por um sistema exterior com introdução e aperto, *in situ*, de varões de aço em membros de madeira com secção em U, designados por mangas, com uma chapa de suporte em cada extremidade e fixados em fábrica aos elementos principais de madeira através de parafusos compridos de alta resistência e inclinação de 45° , por sua vez continuamente

fixadas à viga e ao pilar, garantindo uma eficiente ligação entre as mangas e os membros principais de madeira. Na fase de carregamento da estrutura, o conjunto de varões mais exteriores ficam sujeitos a uma força de tração, ao passo que o conjunto interior permanece inativo. A força de compressão na ligação é transmitida através da interface entre os elementos principais (Figura 2.9 B)). Deste modo surge um binário de forças que facilitam a transmissão da carga através da ligação. Os varões de aço inseridos nas mangas ao serem colocados exteriormente à ligação fazem com que a capacidade dos elementos da ligação, em resistir momentos fletores, não seja minorada.

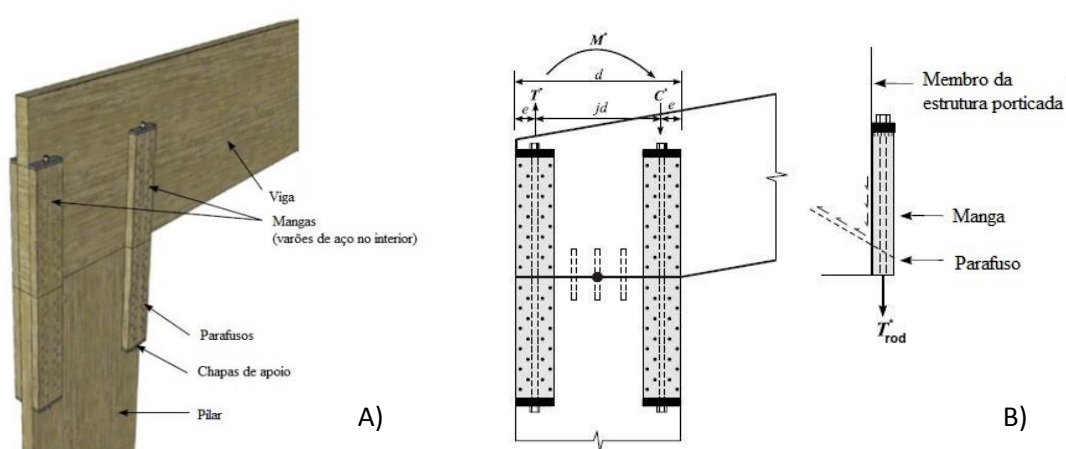


Figura 2.9 – Proposta de ligação por Scheibmair e Quenneville, (2012): A) Ligação *Quick-Connect*; B) Esquema de transferência de forças (Adaptado de Scheibmair e Quenneville, 2012)

Esta ligação é facilmente adaptável a outros pontos dos pórticos, tais como emendas de vigas e vigas em caixão, pelo reduzido número de componentes necessários. Foi também previsto, se necessário, adicionar à ligação um sistema de transmissão do esforço transversal através de um conjunto de pequenos varões de aço introduzidos na interface dos membros principais.

3 CARACTERIZAÇÃO DA LIGAÇÃO E DOS MATERIAIS

Neste capítulo apresenta-se a descrição da ligação e as suas vantagens e desvantagens para utilização como alternativa às ligações resistentes a momentos ordinárias. Caracterizam-se ainda os materiais constituintes da ligação em estudo.

3.1 Introdução

A associação do betão com aço deu origem ao material estrutural com maior sucesso na execução de obras de Engenharia Civil: o betão armado. Trata-se de dois materiais que apresentam características substancialmente diferentes.

O betão armado é um material bastante utilizado com o seu uso difundido devido, essencialmente, à facilidade de utilização e adaptação a diversas formas e dimensões, tanto em obra como em pré-fabricação, mas também pelo seu reduzido custo de produção e de mão-de-obra. Assim o betão armado constitui, atualmente, um material competitivo e ainda tema de desenvolvimento. Apesar da fraca capacidade de tração do betão armado, com a introdução de armaduras no betão obtém-se um comportamento conjunto, quando existe boa ligação entre os materiais, extremamente eficiente em termos de resposta estrutural. De facto, após o aparecimento de fendas, as trações passam para as armaduras o que permite garantir o equilíbrio na secção para cargas muito superiores.

Atendendo a estes aspetos, competitividade, facilidade de execução e desempenho mecânico, o betão armado apresenta-se como um material bastante viável na execução de nós de continuidade em pórticos de madeira maciça ou lamelada colada, através de ancoragem dos varões do nó de betão armado nas extremidades dos elementos a unir, viga e pilar, por meio de colagem com resinas epóxi de aplicação estrutural (Negrão *et al*, 2014), como esquematizado na Figura 3.1 A) e B).

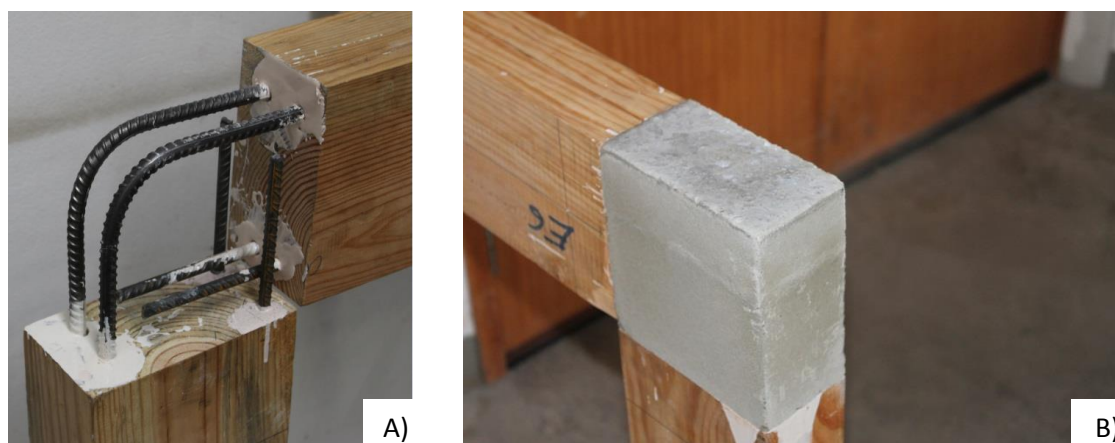


Figura 3.1 – Pormenor do nó de continuidade em betão armado: A) Distribuição das armaduras no nó; B) Nó pronto para ensaio

Comparando esta ligação com as soluções correntes utilizadas como ligação resistentes a momentos, indicam-se as seguintes principais vantagens e desvantagens:

Vantagens:

- Baixo custo de materiais e de mão-de-obra;
- Permite uma ligação plana viga-pilar;
- Constitui uma ligação rígida;
- Possibilidade de ser parcialmente executada em fábrica;

Desvantagens:

- Reduzido período em aberto da resina epóxi (aplicável quando realizado em obra);
- Comportamento a longo prazo

3.2 Descrição da Ligação

A ligação em estudo baseia-se na betonagem direta do nó de ligação viga-pilar, como exemplificado na Figura 3.2, com dois varões de aço, diâmetro 10mm, curvados integrados no betão, e ainda quatro varões de aço construtivos, diâmetro 8mm, dois verticais e dois horizontais, embutidos no betão numa da extremidade e colados à madeira, através de um filme de resina epóxi com espessura de 1mm, na outra extremidade dos varões de aço. Os

varões de aço estruturais, permitem a transmissão de tensões da componente de tração, proveniente da viga de madeira para o elemento pilar.

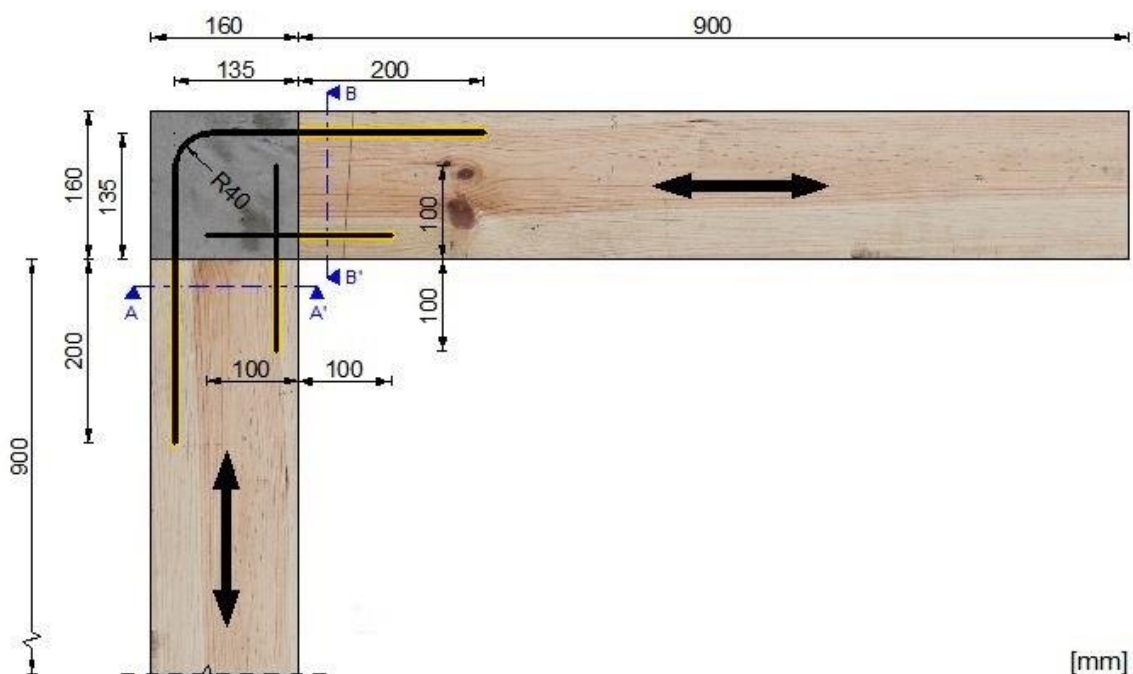


Figura 3.2 - Esquema e dimensões tipo do provete estudado

De um modo geral, o nó de betão terá a forma de um paralelepípedo com um dos lados igual à altura da viga e o outro igual à altura do pilar, sendo a sua largura a mesma do que ambos os membros de madeira. No presente caso, o nó de betão, tem aproximadamente $160 \times 160 \times 80$ mm³

As vigas e pilares de madeira maciça têm uma secção tipo de 160×80 mm² e 900 mm de comprimento. Este comprimento foi escolhido, essencialmente por dois aspetos: garantir comprimento suficiente na peça em regime de flexão pura (300 a 400 mm) e satisfatória amarração do membro horizontal ao pórtico de apoio ao ensaio, viga de aço. Por outro lado o comprimento das vigas de madeira originais era da ordem de 3,60m, o permitia o aproveitamento integral com o corte em quatro troços de 900mm cada.

Por forma à melhor perceção das disposições construtivas da ligação apresentam-se na Figura 3.3 os cortes AA' e BB', identificados na Figura 3.2. De salientar são diferentes as distâncias à face dos varões inferiores construtivos, para permitir o seu cruzamento na reduzida largura do nó.

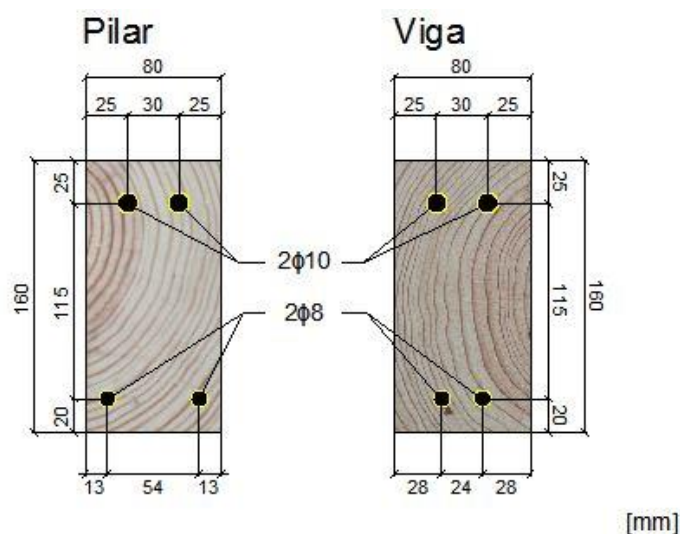


Figura 3.3 - Corte AA' e BB' na secção de madeira

No que se refere aos varões de aço colados, devido à falta de regulamentação em vigor, o comprimento de ancoragem na madeira foi feito segundo as disposições na ENV 1995-2 (CEN, 1997) relativas a varões colados. Apesar de este documento nunca ter sido aprovado, serviu de base para definir um limite inferior para o comprimento de colagem dos varões de aço. Assim o comprimento de colagem adotado foi de 200mm para os varões estruturais $\phi 10$ e de 100mm para os varões $\phi 8$ junto às faces internas. Estes comprimentos são bastante superiores aos valores calculados segundo ENV 1995-2 (CEN, 1997), que são de 80mm para varões de aço $\phi 10$ e 64mm para varões de $\phi 8$.

3.3 Materiais

Os materiais utilizados no sistema testado são a madeira de Pinheiro Bravo, micro-betão, aço A400 NR e ainda resina epóxida. A quantificação das propriedades dos materiais é essencial à cabal compreensão do comportamento do sistema, justificando-se a realização de ensaios de avaliação dessas propriedades.

3.3.1 Pinheiro Bravo (*Pinus Pinaster*, Ait)

A madeira utilizada foi Pinho Bravo, uma variedade portuguesa do Pinheiro Marítimo (*Pinus pinaster*, Ait) por esta se encontrar disponível no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. É uma espécie resinosa (*softwood*) muito comum e de elevado interesse económico em Portugal.

Esta é a única espécie portuguesa classificada para utilização estrutural, pela Norma Portuguesa NP 4305 (IPQ, 1995). Esta norma faz ainda uma subdivisão em duas classes de qualidade: E- Estruturas e EE- Especial para Estruturas. Pela Norma Europeia EN 1912 (CEN, 2010), a classe de qualidade E pertence à classe de resistência C18 segunda a EN 338 (CEN, 2010), enquanto a classe de qualidade EE, sem enquadramento europeu, corresponde sensivelmente à classe de resistência C35.

A classificação, nos termos da NP 4305 (IPQ, 1995), baseia-se em critérios de inspeção visual, sendo possível afirmar, que as vigas de madeira utilizadas, no presente caso (Figura 3.4), cumprem os critérios de classificação quanto à atribuição da classe de qualidade E, subsistindo dúvidas relativamente ao preenchimento dos requisitos de qualidade EE (Negrão *et al*, 2014).



Figura 3.4 - Madeira maciça (*Pinus pinaster*, Ait)

Dada a grande diferença de valores, como apresentado no Quadro 3.1, entre as resistências das duas classes de qualidade, E e EE, e a relevância que o seu conhecimento tem para o presente caso em estudo, nomeadamente com vista à previsão e verificação do modo de rotura, optou-se pela sua determinação experimental, usando a metodologia da Norma Europeia EN 408 (CEN, 2012).

Quadro 3.1 - Valores característicos das propriedades mecânicas de Pinheiro Bravo (LNEC-M2, 1997)

| 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) | $E_{0,mean}$ | 14 | 12 |
| (Valor característico) | $E_{0,05}$ | 9,38 | 8,0 |
| Perpendicular às fibras (Valor médio) | | | |
| | $E_{90,mean}$ | 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 |

Para tal, foram selecionadas as abas intactas dos provetes de ensaio e, por forma a cumprir as exigências impostas por aquela norma relativamente ao rácio vão/espessura, cada peça de 80 × 160 mm² de secção foi serrada em quatro tábuas de num total de 24 peças (Figura 3.5), com aproximadamente 37mm de espessura. Com base nos resultados de ensaio desta amostra, foram determinados valores do módulo de elasticidade e da tensão de rotura.



Figura 3.5 - Provetes de madeira serrada (vigotas)

Numa primeira fase, caracterização da madeira utilizada, mereceu especial atenção a determinação do teor de água e da massa volúmica do material, bem como a realização de ensaios estáticos por forma a serem determinadas as propriedades mecânicas da madeira utilizada, módulo de elasticidade e tensão de rotura.

3.3.1.1 Teor de água

O teor de água (w) é uma das propriedades que mais afeta as propriedades mecânicas da madeira de acordo com o Wood Handbook (USDA, 1999). A determinação do teor de água foi feita de acordo com a Norma Portuguesa NP 614 (IPQ, 1973). Os provetes utilizados para a determinação desta propriedade foram obtidos através do corte das peças ensaiadas, próximo do local de rotura, após os ensaios que levaram à determinação do módulo de elasticidade e de tensão de rotura. Estes provetes foram serrados com um comprimento de 50 mm cada (Figura 3.6 A)), de acordo com o preconizado na ISO 3133 (ISO, 1975). Após o corte, as peças foram colocadas em tabuleiros, num forno à temperatura de $103^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ (Figura 3.6 B)), até se obter uma variação de massa, entre duas pesagens consecutivas, intervaladas de 2 horas, inferior ou igual a 0,5%.

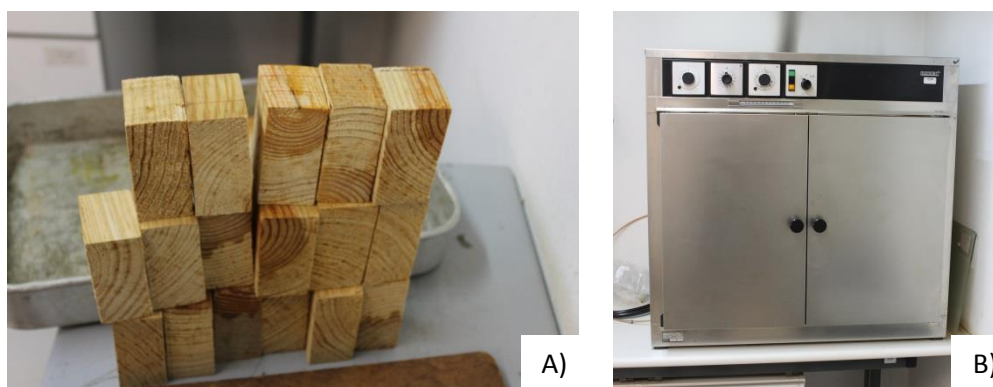


Figura 3.6 - A) Provetes serrados aptos para secagem; B) Forno para secagem dos provetes

De referir ainda que as vigotas de madeira foram colocadas numa sala climatizada mantida à temperatura de 20°C e com humidade relativa de 65 %, durante aproximadamente 2 meses, e retiradas imediatamente antes de serem serradas em cubos. Estas condições ambientais, prescritas pela Norma EN 408 (CEN, 2012), são também recomendadas em diversas outras normas de ensaio e conduzem a um teor de água de equilíbrio médio de 12 %.

O teor de água foi determinado, de acordo com a NP 614 (IPQ, 1973), através da seguinte expressão:

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

Na Figura 3.7 apresenta-se o gráfico onde se pode verificar o teor de água em cada um dos 24 provetes, divididos em grupos de 4, correspondendo cada grupo à prótese ensaiada.

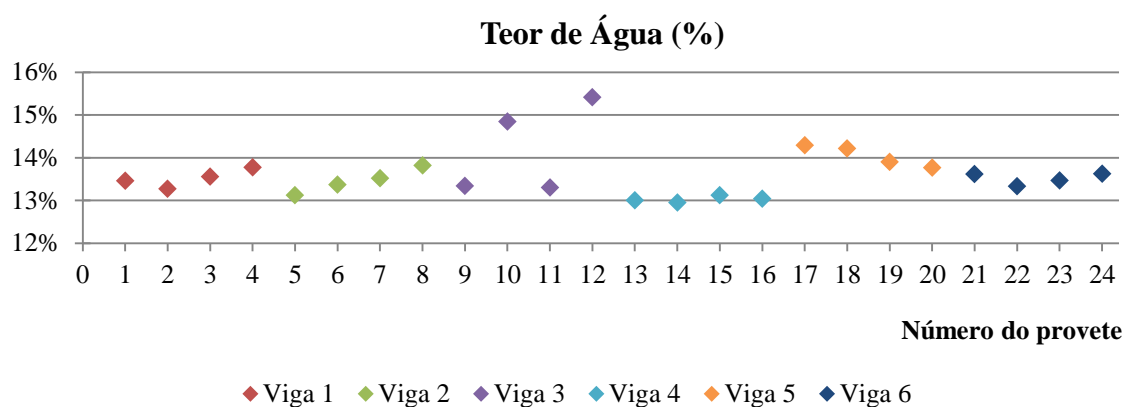


Figura 3.7 - Teor de água (%) em cada um dos 24 provetes

Não obstante não se ter atingido o teor de água de equilíbrio de referência (w_{12}) de 12 %, obteve-se nessa data, em média o valor de 13,6 % de teor de água.

3.3.1.2 Massa volúmica

É sabido que existe uma forte correlação entre a resistência da madeira limpa com e a sua massa volúmica, sendo esta propriedade, por esse motivo, usada como um dos indicadores da qualidade do material. Complementarmente ao cálculo do teor de água, abordado no subcapítulo 3.3.1.1, determinou-se a massa volúmica (ρ) da madeira de acordo com a metodologia indicada na Norma NP 616 (IPQ, 1973). A avaliação da massa volúmica foi efetuada com os prismas utilizados para a determinação do teor de água. Para tal, para além

do peso do provete foram medidas a altura, largura e espessura, em termos de valores médios, para o cálculo do volume das peças. Na Figura 3.8 apresenta-se uma das pesagens realizadas para os provetes.



Figura 3.8 - Pesagem dos provetes

A determinação da massa volúmica foi feita de acordo com a expressão:

$$\rho(\text{kg/m}^3) = \frac{m}{V} \quad (2)$$

Na Figura 3.9 apresentam-se os valores da massa volúmica em cada um dos 24 provetes, divididos em 4 grupos, correspondentes a cada viga ensaiada. Os valores apresentados são referidos ao teor de água da madeira apresentados na Figura 3.7.

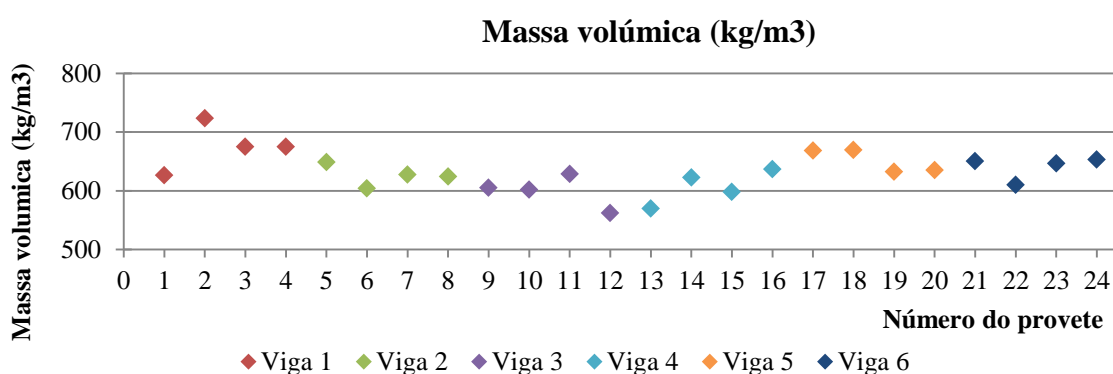


Figura 3.9 - Massa volúmica (kg/m³) em cada um dos 24 provetes

A massa volúmica média da madeira de Pinho Bravo da classe de qualidade E é de $\rho_{mean} = 580 \text{ kg/m}^3$, sendo para a classe de qualidade EE $\rho_{mean} = 610 \text{ kg/m}^3$. A comparação destes

valores com a média das massas volúmicas obtidas, $\rho_{mean}=632 \text{ kg/m}^3$, confirma a boa qualidade da madeira utilizada.

3.3.1.3 Ensaio estáticos

Neste subcapítulo aborda-se a análise experimental do conjunto de 24 tábuas, efetuada com o objetivo de determinar as respetivas propriedades mecânicas: módulo de elasticidade global, módulo de elasticidade local e tensão de rotura

A determinação do módulo de elasticidade estático foi efetuada, recorrendo a ensaios não destrutivos, segundo a Norma Europeia EN 408 (CEN, 2012). Esta norma fornece-nos dois métodos para o cálculo do módulo de elasticidade estático: um para o cálculo do módulo de elasticidade local e outro para o módulo de elasticidade global. Para a determinação destes parâmetros foi necessário montar um esquema de ensaio apropriado, de acordo com a geometria e dimensões das peças em estudo, seguindo as indicações descritas na norma. Para a determinação da tensão de rotura (f_m) recorreu-se a ensaios destrutivos de acordo com o previsto na Norma Europeia EN 408 (CEN,2012). A determinação do módulo de elasticidade local ($E_{m,local}$) foi efetuada com base no esquema apresentado na Figura 3.10, presente na EN 408 (CEN, 2012), observando-se que todas as dimensões são função da altura h da secção das vigotas. O esquema estático montado caracterizou-se pelas seguintes dimensões: $l=565 \text{ mm}$, $l_1=188,4 \text{ mm}$. Nem todas as peças tinham o mesmo comprimento, mas para uniformizar os comprimentos e agilizar o processo de ensaio foi admitido para o comprimento l o valor de $18h-3h$, para todas as vigotas, com altura da secção $h=37,7 \text{ mm}$, resultante da média das alturas de todas as 24 vigotas compreendidas entre os 36 e os 40,3 mm.

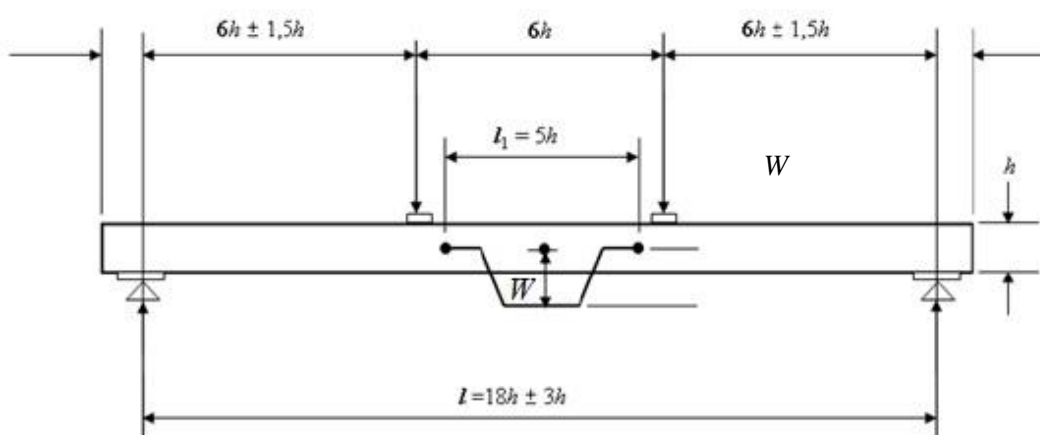


Figura 3.10 - Esquema de ensaio para o $E_{m,local}$, segundo a EN 408 (CEN,2012)

Relativamente ao módulo de elasticidade global ($E_{m,global}$), este parâmetro foi determinado com base no esquema de ensaio apresentado na Figura 3.11, presente na EN 408 (CEN, 2102).

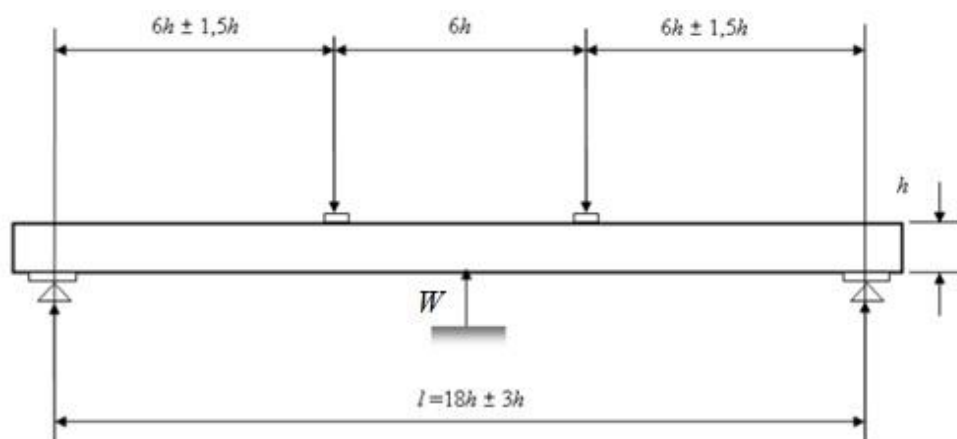


Figura 3.11 - Esquema de ensaio para o $E_{m,global}$, de acordo com a EN 408 (CEN,2012)

Durante a medição do $E_{m,local}$ e do $E_{m,global}$, foi tido em atenção que a velocidade de deformação não excedesse $0,003h$ mm/s. Considerou-se ainda que a carga máxima aplicada não ultrapassava 40% da força máxima estimada. Estas duas cláusulas encontram-se definidas na EN 408 (CEN, 2012).

De referir que os resultados obtidos foram posteriormente corrigidos com a respetiva altura de cada vigota.

Os módulos de elasticidade local e global em flexão, respetivamente $E_{m,local}$ e $E_{m,global}$, foram calculados através das seguintes expressões propostas pela norma EN 408 (CEN,2012):

$$E_{m,local}(N/mm^2) = \frac{al_1^2(F_2 - F_1)}{16I(W_2 - W_1)} \quad (3)$$

$$E_{m,global}(N/mm^2) = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{W_2 - W_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5gbh} \right)} \quad (4)$$

Os deslocamentos, W , foram medidos recorrendo ao uso de defletómetros. Na Figura 3.12 apresenta-se o esquema de ensaio, utilizado durante os ensaios, para determinação de $E_{m,local}$ e $E_{m,global}$.

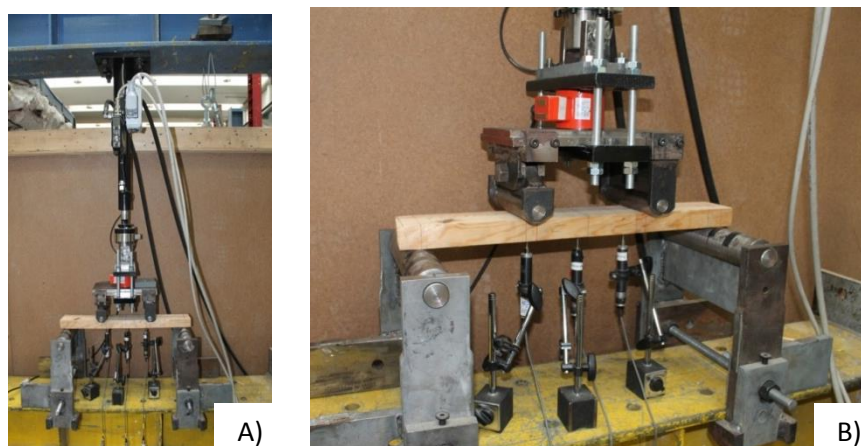


Figura 3.12 - Ensaio não-destrutivo: A) Visão geral; B) Visão ampliada

No Quadro 3.2 apresentam-se os valores obtidos para o módulo de elasticidade local e global, determinado através dos ensaios estáticos realizados. Os valores apresentados, para cada viga, resultam da média dos valores obtidos das quatro vigotas correspondentes. No Anexo A (Quadro A- 1) são apresentados os valores obtidos na totalidade das 24 vigotas.

Quadro 3.2 – Módulos de elasticidade, local e global, das vigas (N/mm^2)

| Viga | $E_{m,local}$ | $E_{m,global}$ |
|-------|---------------|----------------|
| 1 | 13602 | 11895 |
| 2 | 15384 | 13684 |
| 3 | 15446 | 12846 |
| 4 | 14848 | 12004 |
| 5 | 12465 | 11028 |
| 6 | 15090 | 13065 |
| Média | 14472 | 12420 |

Constata-se pelo Quadro 3.2 que, tipicamente, o módulo de elasticidade local é ligeiramente superior ao módulo de elasticidade global. Tal acontece devido ao facto de a medição do módulo de elasticidade local não conter a contribuição de distorção do esforço transversal na deformação. O módulo de elasticidade local apenas tem em consideração a zona central uma vez que se trata da zona sujeita a flexão pura, sem deformações devidas ao corte.

A tensão de rotura (f_m) foi determinada recorrendo a ensaios destrutivos de acordo com o previsto na Norma Europeia EN 408 (CEN, 2012), aproveitando o esquema de ensaio utilizado para o cálculo do módulo de elasticidade estático descrito anteriormente. Assim sendo, a determinação deste parâmetro foi efetuada com base no esquema apresentado na Figura 3.13, sem a inclusão de defletómetros para a medição de deformações, tal como indicado na EN 408 (CEN,2012).

A velocidade do carregamento foi ajustada de forma a cumprir as exigências da Norma Europeia EN 408 (CEN, 2012), nomeadamente que a rotura ocorresse ao fim de 300 ± 120 segundos.

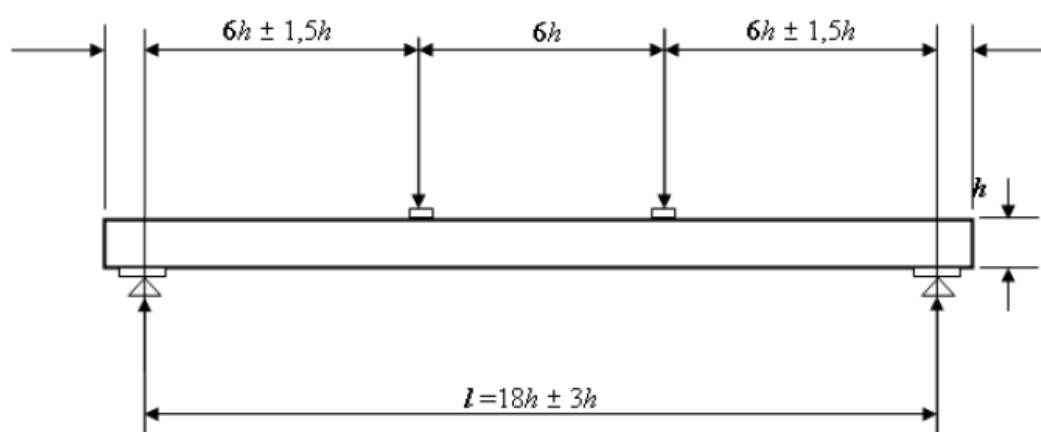


Figura 3.13 - Esquema de ensaio para f_m , de acordo com a EN 408 (CEN,2012)

Os ensaios destrutivos realizados consistiram em aplicar um carregamento à peça de madeira até esta atingir a rotura, para dessa forma se determinar a força resistente de cada elemento. O cálculo da tensão de rotura das peças, f_m , foi realizado de acordo com a seguinte expressão, indicada na EN 408 (CEN,2012):

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

Na Figura 3.14 apresenta-se um exemplo de um dos ensaios destrutivos realizados, podendo observar-se a peça sujeita ao carregamento aplicado pelas cabeças de carga, bem como o esquema de ensaio utilizado. Desta forma pretende-se ilustrar a rotura tipo dos provetes Figura 3.14 B).

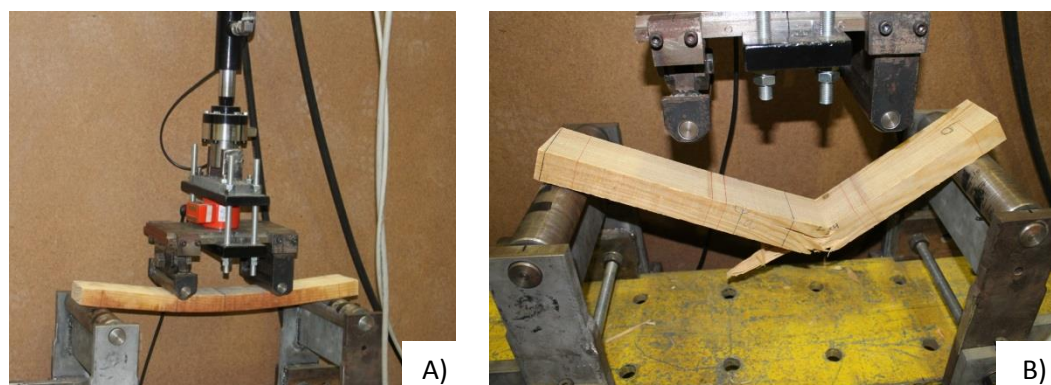


Figura 3.14 - Ensaio destrutivos: A) Visão geral; B) Visão ampliada da rotura por flexão

Na Figura 3.15 é apresentado um gráfico onde se pode verificar a distribuição dos resultados obtidos para a tensão de rotura em cada um dos 24 provetes. O valor correspondente ao provete número 2 é um *outlier*, com valor muito baixo em relação a todas as vigotas, especialmente em relação às quatro vigotas correspondentes à viga original em causa. Esta vigota continha, na zona tracionada e de momento máximo, um pequeno nó que influenciou o resultado da tensão de rotura.

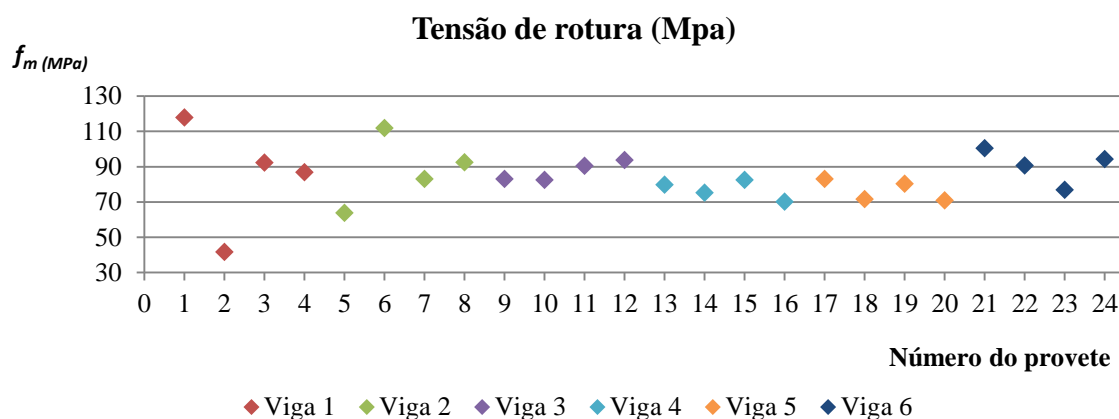


Figura 3.15 - Tensão de rotura (N/mm^2) em cada um dos 24 provetes

No Quadro 3.3 apresentam-se os parâmetros de ensaio definidos anteriormente, destacando-se a tensão de rotura que assume o valor médio de $83,9 \text{ N}/\text{mm}^2$, bastante superior à tensão de rotura da madeira de ponho de classe de qualidade EE, fixada em $46,67 \text{ N}/\text{mm}^2$, bem como da classe de qualidade E, $24 \text{ N}/\text{mm}^2$, valores médios. A tensão de rotura média, para as duas classes de qualidade é obtida pela majoração, em 25%, dos valores característicos da tensão de rotura, devido à elevada heterogeneidade das propriedades da madeira.

O tempo t de duração de cada ensaio encontra-se dentro dos limites admissíveis, 5 ± 2 minutos, ou seja, entre 180 e 420 segundos. Os valores representam a média dos 24 provetes, apresentados em grupos de 4 provetes cada para representarem cada uma das 6 vigas originais. No Anexo A (Quadro A- 1) são apresentados os valores obtidos, para f_m , na totalidade das 24 vigotas.

Quadro 3.3 - Parâmetros registados (médios) em ensaios estáticos

| Viga | b (mm) | h (mm) | t (s) | v (kN/s) | a (mm) | f_m (N/mm ²) |
|-------|-------------|-------------|------------|---------------|-------------|-------------------------------|
| 1 | | | 330,0 | | | 84,6 |
| 2 | | | 323,3 | | | 87,7 |
| 3 | 81 | 38 | 326,8 | 0,05 | 169,56 | 87,3 |
| 4 | | | 331,3 | | | 76,9 |
| 5 | | | 330,8 | | | 76,3 |
| 6 | | | 335,8 | | | 90,5 |
| Média | - | - | 329,6 | - | - | 83,9 |

3.3.1.4 Correções aos valores de módulos de elasticidade, massa volúmica e tensão de rotura

A Norma Europeia EN 384 (CEN, 2004) considera que os valores obtidos para as propriedades mecânicas devem ser ajustados, devido ao desfasamento existente entre o teor de água medido e a situação de referência de 12%. Segundo esta norma os fatores de correção aplicam-se ao módulo de elasticidade e à massa volúmica, não preconizando correções à resistência à flexão (tensão de rotura). Os resultados são apresentados no Quadro 3.4. Segundo a EN 384 (CEN, 2004), a correção a aplicar aos resultados obtidos anteriormente para a massa volúmica, módulos de elasticidade local e global, de acordo com o teor de água de referência, 12%, é dado pelas expressões (6) e (7), e indicam que quando o valor do teor em água é diferente de 12% este valor deve ser corrigido em 2% e 0,5%, para o módulo de elasticidade e massa volúmica respetivamente, por cada ponto percentual de diferença no teor em água de cada provete.

$$E_0 \text{ (N/mm}^2\text{)} = E_{0_w} \left(1 + 0,02(w_{provetete} - 12) \right) \quad (6)$$

$$\rho(\text{kg/m}^3) = \rho_w \left(1 + 0,005(w_{\text{provete}} - 12) \right) \quad (7)$$

Quadro 3.4 - Propriedades corrigidas pela EN 384 (CEN,2004)

| Viga | $E_{m,local}$ (N/mm ²) | $E_{m,global}$ (N/mm ²) | ρ (kg/m ³) | w (%) |
|-------|---------------------------------------|--|-----------------------------|---------|
| 1 | 13499 | 11805 | 669,8 | 13,5% |
| 2 | 15271 | 13584 | 621,4 | 13,5% |
| 3 | 15275 | 12705 | 592,6 | 14,2% |
| 4 | 14773 | 11943 | 603,5 | 13,0% |
| 5 | 12338 | 10916 | 644,6 | 14,0% |
| 6 | 14976 | 12967 | 635,0 | 13,5% |
| Média | 14355 | 12320 | 627,8 | 13,6% |

A Norma Europeia NP EN 1995-1-1 (2004) permite que o efeito de volume seja considerado na determinação dos valores de cálculo da resistência à flexão de madeira maciça. Este consiste na majoração da resistência referente a peças “normais”, de grande dimensão, pelo coeficiente k_h , de acordo com a Equação (8). Esta modificação aplica-se desde que a dimensão de referência (neste caso a altura da secção dos provetes, na sua posição de ensaios à flexão) seja inferior a 150 mm, e a massa volúmica inferior a 700 kg/m³. No presente caso são cumpridos todos os pressupostos.

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right. \quad (8)$$

Desta forma os valores, minorados para a resistência à flexão são apresentados no Quadro 3.5. O valor de k_h é igual a 1,3 para todas as vigas, mínimo valor retirado da expressão (8).

Assim as propriedades mecânicas médias da madeira utilizada tomam o valor de 64,54N/mm² para a tensão de rotura, 14,4 kN/mm² para o módulo de elasticidade local e 12,3 kN/mm² para o módulo de elasticidade global.

Quadro 3.5 - Valores corrigidos para a resistência à flexão da madeira de Pinho Bravo

| Viga | b (mm) | h (mm) | f_m (N/mm ²) | $f_m^{corrigido}$ (N/mm ²) |
|-------|-----------|-----------|-------------------------------|---|
| 1 | 81 | 37,50 | 84,6 | 65,06 |
| 2 | | 37,54 | 87,7 | 67,48 |
| 3 | | 37,75 | 87,3 | 67,19 |
| 4 | | 37,50 | 76,9 | 59,13 |
| 5 | | 37,96 | 76,3 | 58,71 |
| 6 | | 37,83 | 90,6 | 69,65 |
| Média | - | - | 83,9 | 64,54 |

Pelos valores obtidos dos módulos de elasticidade e tensão de rotura, a madeira utilizada pode ser considerada da classe de qualidade EE, com respeito às características mecânicas, apesar deste tipo de classificação requerer inspeção visual.

No Anexo A (Quadro A- 2) são apresentados os valores corrigidos devido ao teor de água, para $E_{m,local}$, $E_{m,global}$, ρ e f_m , na totalidade das 24 vigotas.

3.3.2 Micro-betão

Uma vez que o nó em estudo apresenta um volume reduzido, Figura 3.16, houve a necessidade de utilizar um micro-betão, por forma a minimizar o volume de vazios, que poderiam representar uma influência expressiva no desempenho da ligação. Por outro lado, o previsível elevado campo de tensões sugeria a utilização de um betão de alta resistência.

A diferença entre o micro-betão utilizado e o betão “corrente” está na granulometria dos agregados. No presente caso, só foi empregue um agregado fino ao invés de agregados finos e grossos geralmente usados.



Figura 3.16 - Nó de continuidade em betão

O micro-betão foi obtido pela mistura mecânica de ligante hidráulico (cimento Portland) com um agregado (areia), água e também um adjuvante. O cimento utilizado é do tipo CEM II A-L classe 42,5 R, com massa volúmica absoluta de $3,08 \text{ kg/dm}^3$, adquirido na Secil Maceira. A areia (AM 0/4) utilizada com a granulometria apresentada na Figura 3.17, origem em Pombal e uma massa volúmica absoluta de $2,63 \text{ kg/dm}^3$. Relativamente ao adjuvante, foi utilizado Glenium® Sky 526, da BASF® (BASF,2010), um superplastificante de segunda geração, à base de polímeros de éter policarboxílico, que permite uma eficaz hidratação do cimento, obtendo-se um processo de hidratação mais eficaz e conseqüente melhor comportamento nas resistências iniciais.

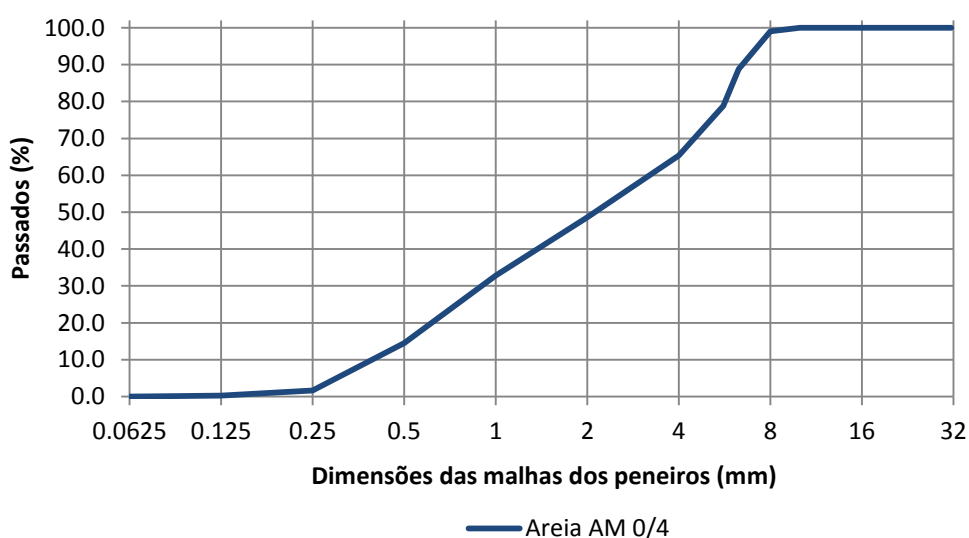


Figura 3.17 - Granulometria do agregado (AM 0/4) usado no fabrico do betão

No Quadro 3.6 apresenta-se a composição discriminada de todos os constituintes do micro-betão em uso, bem como a massa volúmica daí resultante.

Quadro 3.6 - Composição do micro-betão utilizado

| | | 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 | | |

Na Figura 3.18 está representado esquematicamente a composição do micro-betão, por forma a melhor compreender as quantidades utilizadas na produção do micro-betão para o nó de continuidade em estudo.

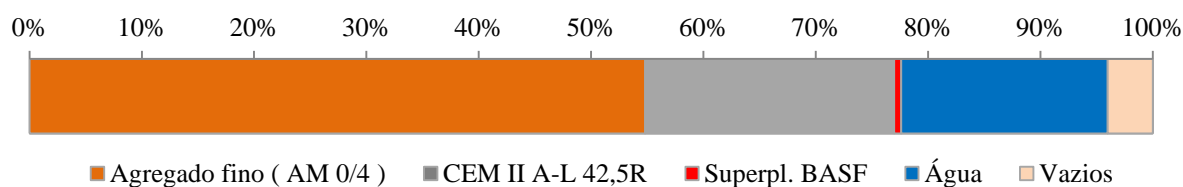


Figura 3.18 – Distribuição (%) dos componentes utilizados na composição do micro-betão

Do mesmo betão utilizado na betonagem, foram produzidos cinco provetes cúbicos, Figura 3.19, dois dos quais ensaiados aos 7 dias e os restantes três aos 28 dias. Os provetes cúbicos, ensaiados à compressão, têm como dimensões $b \times h = 200 \times 200 \text{ mm}$.



Figura 3.19 - Provede cúbico para ensaio de compressão aos 7 e aos 28 dias

Os valores médios da resistência à compressão dos ensaios estão representados no Quadro 3.7. É possível verificar que a variação de $f_{cm,cube,exp}$, entre cada conjunto de ensaios, aos 28 dias, foi inferior a 5% apesar da reduzida dimensão da amostra. De referir que devido a um erro, aquando dos ensaios dos provedes cúbicos, não foi possível obter o real valor da resistência à compressão aos 7 dias, para o segundo provede. Apesar disso, o valor apresentado é a média do valor exato para o primeiro ensaio com o valor aproximado do segundo.

Quadro 3.7 – Valores médios de resistência à compressão dos provedes cúbicos ensaiados

| | 7 dias | 28 dias |
|--------------------------|--------|---------|
| $f_{cm,cube,exp}$ (MPa) | 82,5 | 95,6 |
| Coefficiente de variação | (*) | 4,6% |
| $E_{cm,exp}$ (GPa) | 41,4 | 43,3 |
| Nº de Provedes | 2 | 3 |

(*) O coeficiente de variação não é possível de ser obtido devido a um erro do ensaio.

Comparando os valores obtidos experimentalmente, para os provedes cúbicos, com o disposto na NP EN 1992-1-1 (2010) (Quadro 3.8) verifica-se que estão em concordância, permitindo atribuir, ao micro-betão utilizado, a classe de resistência C80/95. Apesar da reduzida dimensão da amostra, nesta fase pode ser considerada satisfatória para a classificação da classe do betão utilizado.

Quadro 3.8 - Características de resistência a deformação do betão normal C80/95 pela NP EN 1992-1-1 (2010)

| Betão C80/95 | | | |
|-------------------------|-----|-------------------------|-----|
| f_{ck} (MPa) | | | 80 |
| $f_{ck,cube}$ (MPa) | | | 95 |
| E_{cm} (GPa) | | | 42 |
| n | | | 1,4 |
| ε_{c1} (‰) | 2,8 | ε_{c2} (‰) | 2,5 |
| ε_{cu1} (‰) | 2,8 | ε_{cu2} (‰) | 2,6 |

3.3.3 Aço A400 NR

As armaduras foram executadas com varões nervurados da classe A400 NR, Figura 3.20, utilizando-se dois tipos de diâmetro diferentes, de 10mm e 8mm. Os varões de $\phi 10$ com função estrutural, os varões de $\phi 8$ destinados a assegurar o travamento do betão com a madeira e alinhamento entre peças de madeira.

Os varões de aço utilizados são adquiridos a baixo custo e a sua superfície nervurada faz aumentar a aderência, quer da resina epóxida, quer do micro-betão. Contudo, a sua susceptibilidade à corrosão exige a decapagem das superfícies, como enunciado no subcapítulo 5.3.



Figura 3.20 - Varões de aço nervurados da classe A400 NR

Apresentam-se no Quadro 3.9 as características mecânicas dos varões de aço utilizados. Justifica-se a não realização de ensaios para melhor caracterização dos mesmos uma vez que se trata de um material de variabilidade reduzida, produzido em laboratório, com uma assinalável resistência à tração.

Quadro 3.9 – Características do aço A400 NR pela NP EN 1992-1-1 (2010)

| A 400 NR | | | |
|---------------------|-------------|-------------------------------|-------------------|
| Classe B | | | |
| f_{yk} (MPa) | 400 | $f_{y,max}$ | $\leq 1,3 f_{yk}$ |
| $k=(f_t/f_y)$ | $\geq 1,08$ | E_s (GPa) | 210 |
| ϵ_{uk} (%) | $\geq 5,0$ | ρ_s (kg/m ³) | 7850 |

3.3.4 Resina Epóxida

No estudo presente, foi utilizada a Icosit® K 101 TW, da Sika ® AG, revestimento à base de resinas epóxi, isento de solventes, com boa resistência química e mecânica, e fisiologicamente inofensivo após endurecimento (Sika, 2011). Existem no mercado diversas marcas e tipos de resinas epóxi com aplicação estrutural, mas a opção pela Icosit® K 101 TW, da Sika ® AG, deveu-se essencialmente aos resultados favoráveis obtidos em ensaios de arranque de varões de aço em madeira de pinho com exigências análogas às existentes no presente estudo (Morgado, 2013), mas também pela disponibilidade imediata para aplicação.

Segundo a ficha técnica, esta resina resulta da mistura de dois componentes A e B, Figura 3.21, apresentando uma massa volúmica de 1,42kl/dm³, com uma resistência ao arrancamento de aproximadamente 3 N/mm² aos 28 dias, rotura coesiva no betão (Sika, 2011). Relativamente à utilização da resina em madeira, a ficha técnica da resina não menciona quaisquer indicações, mas para o presente caso presume-se ser suficiente, uma vez que a resistência ao arrancamento da resina é previsivelmente superior à resistência ao corte da madeira.



Figura 3.21 - Resina Icosit® K 101 TW, Sika ® AG: A) componente A; B) Componente B; C) mistura final (componente A+B)

No que se refere aos cuidados na sua aplicação, a ficha técnica da resina epóxi é bastante explícita para uso na plenitude de todas as suas potencialidades. Requer cuidado em relação ao período que decorre entre a mistura dos dois componentes e a aplicação, tempo em aberto, bem como a temperatura a que é aplicado, uma vez que esta afeta o tempo de vida útil da mistura. Nas condições corretas, de manuseamento, mistura e aplicação, esta resina apresenta uma boa fluidez e de fácil aplicação no derrame para os furos de madeira a ensaiar.

4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Como em qualquer estudo para conceção de uma estrutura em Engenharia Civil é necessário um pré-dimensionamento. Neste capítulo apresenta-se um estudo paramétrico por forma a prever a resistência última da ligação, para que o dimensionamento da mesma não levasse a valores de resistência da ligação superiores à carga máxima permitida pelo atuador em uso.

4.1 Introdução

No estudo paramétrico foram incluídas as seguintes variáveis: diâmetro dos varões de aço (só para os varões estruturais), classe do betão e por último a classe de resistência da madeira. Para a classe do betão só se fez variar a resistência à compressão, para a madeira a variação foi apenas a resistência à flexão. Relativamente à dimensão da secção transversal essa não correspondeu a uma variável, foi estabelecido inicialmente que teria as dimensões de $80 \times 160 \text{ mm}^2$, uma vez que essas eram as dimensões da secção das vigas de madeira original mas também para minimizar os parâmetros variáveis. Em pórticos de madeira a dimensão da secção transversal é, usualmente, superior à utilizada no presente estudo (Negrão *et al*, 2014).

As secções em estudo foram as seguintes: a secção de interface betão-madeira quer do lado do betão, quer do lado da madeira e ainda a secção de madeira sem armadura. Nestas secções foram calculados os valores médios e de cálculo do momento resistente. O cálculo do momento resistente médio como objeto de comparação com os valores obtidos experimentalmente, os valores determinados para o momento de cálculo permitem estimar o nível de segurança obtido no dimensionamento para estados-limite últimos (Negrão *et al*, 2014).

Devido à complexidade do campo de tensões que se verifica no nó de betão, os resultados obtidos são apenas indicativos, tendo como objetivo a obtenção de valores de referência razoáveis para o dimensionamento da ligação. Nesse sentido foi realizada uma análise numérica e computacional, objeto de estudo na dissertação de Mestrado (Henriques, 2014), com o propósito de determinar com maior rigor o campo de tensões no nó de betão da ligação em estudo, mas esse trabalho está fora do âmbito da presente dissertação.

4.2 Modelo teórico - base para dimensionamento

Os modelos de cálculo adotados fundamentam-se no equilíbrio estático das tensões desenvolvidas na secção, admitindo-se princípio das secções planas, e consideram as diferentes leis constitutivas de ambos os materiais. Assim os modelos apresentados são incompatíveis entre si, uma vez que as leis constitutivas do betão e da madeira são distintas, resultando em diferentes distribuições de tensões, para extensões iguais (Negrão *et al*, 2014).

Para o betão foi admitido um diagrama tensão-extensão simplificado. Na relação tensões-extensões de cálculo, para o betão, foi utilizado o diagrama parábola-retângulo, como preconizado na Norma Europeia EN NP 1992-1-1 (2010). Embora o betão apresente alguma resistência à tração, a rotura da secção ocorre em fase fendilhada, pelo que foi considerada nula a resultante das tensões de tração. Para a madeira, foi admitida uma relação tensão-extensão como sendo perfeitamente linear elástica até à rotura, conforme prescrito pelo NP EN 1995-1-1 (2004). No que respeita às armaduras, aço A400 NR, o diagrama tensão-extensão caracteriza-se por um troço linear elástico seguido de um patamar de cedência perfeitamente plástico. Este tipo de diagrama de cálculo admitido é frequentemente adotado no dimensionamento de estruturas de betão armado, comprovadamente com bons resultados.

Na Figura 4.1, identificam-se, para as diferentes secções presentes no estudo paramétrico, as deformações, tensões e as resultantes das tensões envolvidas no equilíbrio estático. Na secção de interface betão-madeira do lado do betão armado foi desprezada a resistência à tração do betão, como enunciado anteriormente. Similarmente na secção de interface madeira-betão do lado da madeira, embora a madeira tenha capacidade resistente em tração, a abertura da junta de interface com o betão impede que essas tensões se realizem. Posto isto, aparenta ser aceitável considerar as trações suportadas puramente pela armadura, considerando a madeira somente sujeita a tensões de compressão.

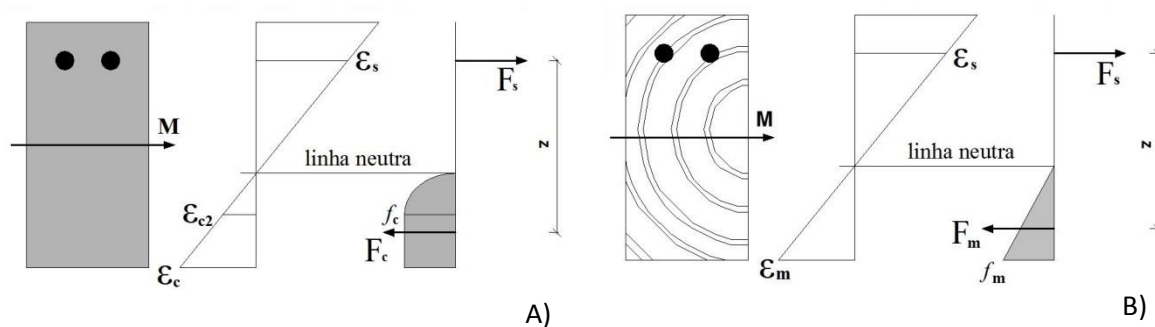


Figura 4.1 - Distribuição de tensões no interface: A) no betão B) na madeira

O cálculo analítico do momento de rotura foi efetuado impondo a condição da resultante de todas as forças axiais aplicadas na secção considerada ser nula. A distribuição de tensões na secção transversal foi obtida de forma iterativa sujeita às equações de equilíbrio (9 a), (9 b), (10) e (11), recorrendo a uma folha de cálculo. O cálculo à rotura baseia-se na imposição de extensões máximas nos materiais as quais, sendo excedidas, conduzem à ruína da secção. Como habitualmente, no cálculo à flexão consideram-se sempre duas hipóteses: a rotura ocorrer por esmagamento na zona de compressão ou ser ultrapassada a capacidade resistente à tração da armadura.

No cálculo do valor do momento resistente na interface betão-madeira, do lado do betão, foram utilizadas as equações (9 a), (10) e (11) Para o cálculo dos valores médios do momento resistente, foram usadas as expressões análogas, mas considerando f_{cm} ao invés de f_{cd} . Para o cálculo do valor do momento resistente na interface betão-madeira, do lado da madeira, foram consideradas as equações (9 b). Como já referido estes dois modelos apresentam contradições entre si, quer em relação à posição do eixo neutro, quer na distribuição de tensões e extensões. Apesar desta incongruência, o intuito destes modelos é de facultarem estimativas para o momento resistente, e por conseguinte permitir o dimensionamento da ligação mantendo a condição da carga máxima permitida pelo atuador em uso.

$$\begin{cases} F_s = -F_c \\ F_s \times z = M \end{cases} \quad (9 a)$$

$$\begin{cases} F_s = -F_m \\ F_s \times z = M \end{cases} \quad (9 b)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (10)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (11)$$

Para a secção interior de madeira, o momento resistente foi calculado, quer com valores médios, quer com valores de cálculo da resistência à flexão da madeira, como preconizado na metodologia da NP EN 1995-1-1 (CEN, 2004).

De salientar que os valores utilizados para os extensões, ε_{c2} e ε_{cu2} foram apresentados aquando da caracterização do betão, Quadro 3.8, no qual se concluiu que o micro-betão utilizado, poderia ser enquadrado na classe de resistência C80/95, apesar da pequena amostra considerada para a caracterização.

Os resultados do estudo paramétrico são apresentados nos Quadros 4.1, 4.2 e 4.3, nos quais é possível comparar os diferentes valores obtidos para cada uma das secções, fazendo variar o diâmetro dos varões, com a classe de betão e de madeira.

Quadro 4.1 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) – Secção de betão armado de interface (kNm)

| | | 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 | | | | | |
| 2φ | | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ |
| 8 | | 5,1 | 4,3 | 5,1 | 4,4 | 5,2 | 4,5 | 5,2 | 4,5 | 5,2 | 4,6 | 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 |
| 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 | 10,0 |
| 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 |
| | | A sombreado, as situações em que <u>não ocorre</u> rotura dúctil por cedência das armaduras | | | | | | | | | | | | | | | |

Quadro 4.2 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - Secção de madeira interior (kNm)

| | | Classe de qualidade/resistência da madeira | | | | | | | | | | | |
|------|--|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | E | EE | C16 | C18 | C20 | C22 | C24 | C27 | C30 | C35 | | |
| 2φ | | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ | $M_{r,m}$ | $M_{r,d}$ |
| 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 |
| 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 |
| 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 |
| 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 |
| 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 |

Quadro 4.3 - Momento resistente médio ($M_{r,m}$) e de cálculo ($M_{r,d}$) - Secção de madeira de interface (kNm) (Negrão *et al.*, 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 <u>ocorre</u> rotura dúctil por cedência das armaduras | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Pela análise dos Quadros 4.1, 4.2 e 4.3, optou-se pela utilização de varões estruturais de 10mm de diâmetro porque, perante a incerteza relativa aos valores dos parâmetros necessários ao correto dimensionamento da ligação, se pretendeu garantir que o carregamento aplicado seria suficiente para levar a ligação à rotura. No que diz respeito à capacidade de transferência de carga, ideal do aço para madeira, deve ser dada preferência a varões de aço de menor diâmetro (Steiger *et al.*, 2006). O pressuposto para o betão foi o de que fosse de alta resistência.

5 DEFINIÇÃO E EXECUÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo apresenta-se o esquema de montagem para a campanha experimental destinada a avaliar o comportamento do nó de continuidade em betão armado de pórticos de madeira, mas também o esquema de conceção das próteses de madeira a ensaiar. Os ensaios realizados ocupam-se fundamentalmente da análise do nó em micro-betão armado à rotura sob a influência da flexão.

5.1 Introdução

Embora a prática de dimensionamento separe geralmente as verificações dos efeitos da flexão e do esforço transversal, os dois esforços interagem e na realidade, influenciando conjuntamente a resistência da ligação (Negrão *et al*, 2014).

Por forma a cumprir com o objetivo proposto foram produzidos cinco próteses, constituídos por troços de viga e pilar de madeira ligados por um nó em micro-betão armado moldado diretamente contra as peças, os quais foram carregados até à rotura do nó.

Apresenta-se em seguida a descrição da instalação experimental e a execução das próteses de madeira com nó em betão armado a ensaiar.

5.2 Sistema de ensaio e instrumentação

A campanha de ensaios foi realizada no Laboratório de Ensaio de Materiais e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Como referido anteriormente, com o intuito de aplicar ao nó um estado de flexão pura, foi concebida uma treliça isostática de banzos paralelos cujo objetivo seria o de transmitir a carga aplicada ao elemento vertical de madeira, por forma a separar o efeito do momento fletor do esforço transversal sobre o nó. Figura 5.1. Dessa forma, idealmente, a zona do nó de ligação ficaria sujeita a um estado de flexão pura.

O facto de existir interação entre esforços, momento fletor e esforço transversal, é de extrema importância para o presente caso em estudo, uma vez que a separação dos materiais na interface madeira-betão reduz a resistência à tração disponível nas armaduras para suportar a força do binário interno resistente, uma vez que a transmissão do esforço transversal, nessa circunstância, é feita pela zona comprimida da interface e através de corte nas armaduras (Negrão *et al.*, 2014).

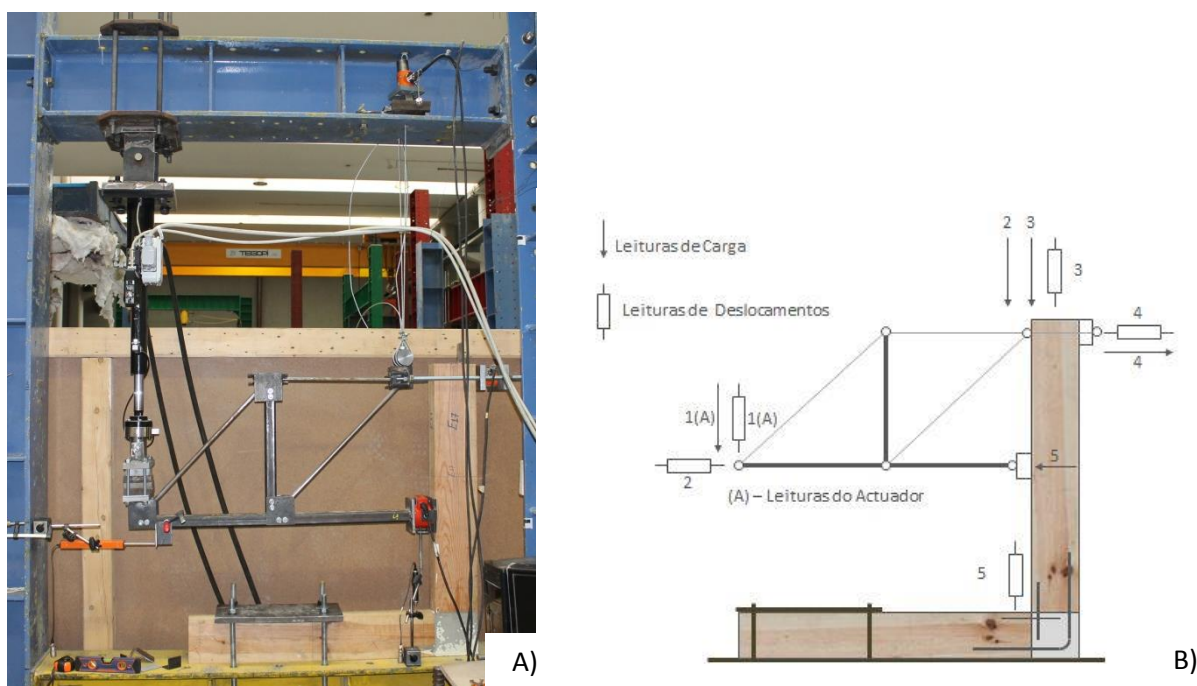


Figura 5.1 - A) Esquema de montagem; B) secções instrumentadas com a posição dos transdutores de deslocamento e células de carga (Negrão *et al.*, 2014)

O braço do momento da força da aplicação da carga pelo atuador hidráulico em relação ao plano de apoio da treliça, é dado pela distância em relação à face interna do elemento vertical de madeira. O momento resultante é equilibrado pelo binário de forças de tração (banzo superior) e de compressão (banzo inferior). A componente vertical do atuador é suportada por dois cabos. Estes estão amarrados à viga superior do pórtico de aço, no qual foi executado o ensaio, e à extremidade do banzo superior da treliça que está em contacto com a face interior da madeira. O braço horizontal do provete de madeira está amarrado à viga metálica de base de suporte do pórtico de aço.

Os banzos da treliça e os cabos superiores transmitem as forças às respetivas células de carga cujas leituras permitem controlar a distribuição de forças durante o ensaio e avaliar assim a mecânica do sistema (Negrão *et al.*, 2014).

Na fase inicial do carregamento pode-se considerar o comportamento linear da estrutura, uma vez que se verificam nesta fase deslocamentos reduzidos. À medida que aumenta a força aplicada, os efeitos não-lineares começam a impor-se devido à deformação acentuada do provete.

Devido ao comportamento geometricamente não linear quer devido à flexão dos elementos de madeira, quer devido à abertura de juntas no interface madeira-betão, os deslocamentos são de tal modo acentuados que são introduzidas componentes de forças horizontais e verticais no nó pelo que a utilização do termo flexão quase-pura, em detrimento do termo flexão pura, é mais rigorosa, ainda que o efeito de flexão se mantenha dominante (Negrão *et al*, 2014).

Foi utilizado um atuador hidráulico com capacidade para aplicação de cargas de $\pm 25\text{kN}$ e de deslocamento do êmbolo até 300mm. Para aquisição de dados foi utilizado um *Datalogger* DTS - 530 com capacidade para 8 canais e *software* associado.

O deslocamento para a direita e para baixo (Figura 5.2) do ponto de aplicação da carga, que advém do desvio vertical do atuador, torna-se no primeiro efeito não linear aplicado ao provete (Negrão *et al*, 2014). Prevendo-se o risco de dano do atuador por flexão do seu braço, devido ao seu encastramento na viga superior do pórtico de aço e à perda de contacto perfeito com a superfície de aplicação da carga, pelo facto de virem a existir deslocamentos expressivos, d_1 , u_1 , u_2 , v_1 (ver Figura 5.2), foi colocado uma articulação em ambas as extremidades, na fixação superior do atuador e na extremidade inferior do mesmo.

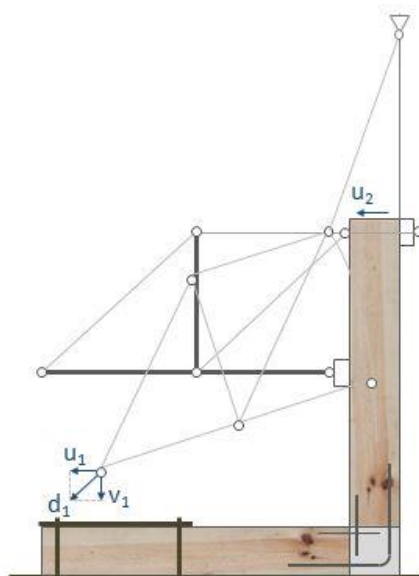


Figura 5.2 - Deslocamentos previstos

Assim a extremidade inferior do atuador foi acoplado a uma rótula aparafusada à chapa de aplicação da carga situada no nó extremo da treliça, dotada de um parafuso para fixação que permite centrar a treliça com o disco inferior do atuador, Figura 5.3

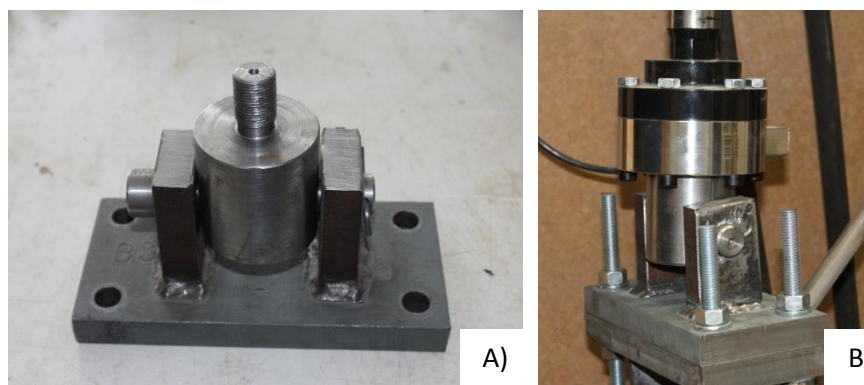


Figura 5.3 - Fixação inferior articulada do atuador: A) rótula de ligação atuador-chapa superior da treliça; B) Pormenor de fixação atuador-treliça

A extremidade superior do atuador foi fixada a uma placa de reação articulada, por meio de uma cavilha, com um sistema rígido, por sua vez amarrado à viga de aço de suporte, (Figura 5.4). Desta forma é permitida a rotação do conjunto, placa de reação e atuador.

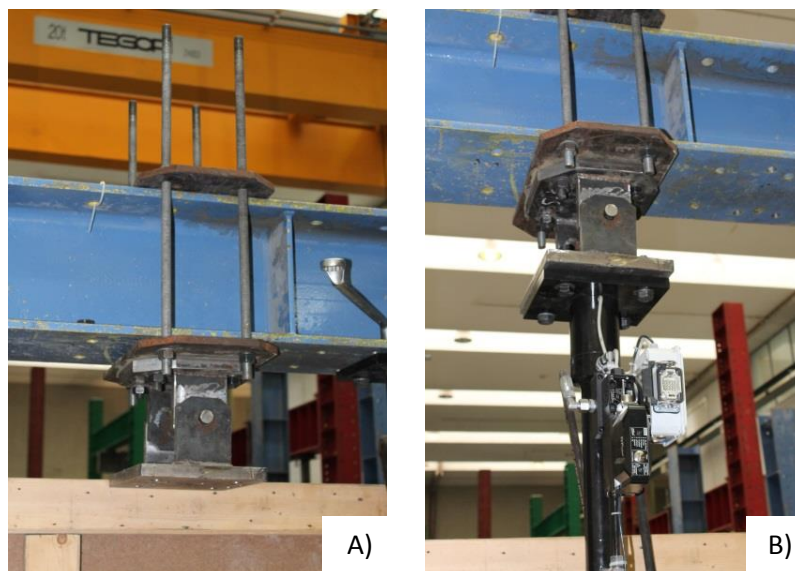


Figura 5.4 – Fixação superior articulada do atuador: A) sem atuador; B) com atuador

O atuador utilizado para aplicar o carregamento à treliça, tem integrada uma célula de carga, sendo que foi estabelecido um canal de saída para o registo dessa informação no equipamento de aquisição de dados. Para as medições das forças horizontais nos banzos da treliça transmitidas ao troço vertical de madeira, foram também previstas células de carga.

No caso do banzo inferior da treliça a célula de carga foi colocada sob o lado interior do troço vertical de madeira, mediada por uma chapa que permite centrar o banzo inferior da treliça com o troço de madeira, para medição da força de compressão (Figura 5.5).

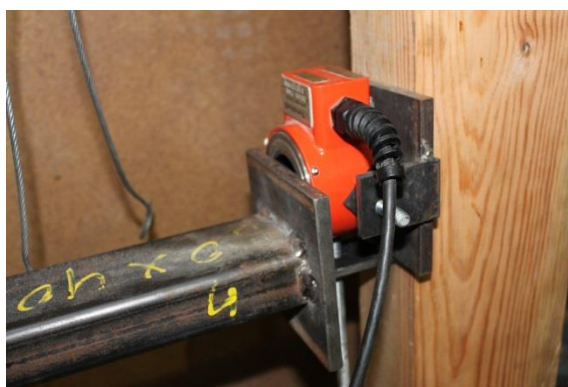


Figura 5.5 – Pormenor da colocação das células de carga no banzo inferior

Para a medição da força de tração no banzo superior, foi colocada uma outra célula de carga no lado exterior do montante de madeira, uma vez que a força é transferida, por dois varões roscados, do lado interior para o exterior do montante para nessa face atuar como compressão horizontal (Figura 5.6).

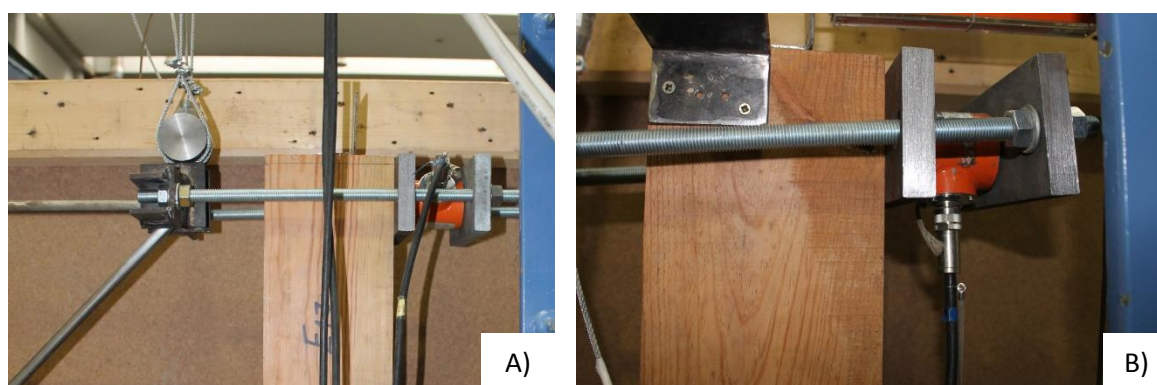


Figura 5.6 - Células de carga no banzo superior: A) Plano geral; B) plano ampliado

De modo a garantir que no provete só atuava o binário de forças horizontais, transmitidas pela treliça, foram colocados dois cabos de aço de 6mm de diâmetro que faziam a ligação da treliça à viga de aço de suporte. Inicialmente, este tirante de ligação ligava diretamente a treliça à viga de suporte, sendo posteriormente munido de um esticador.

A ligação superior dos cabos de aço à viga de suporte permitia a leitura da força vertical, uma vez que estes passavam pelo furo central da célula de carga e ancoravam num cilindro metálico. Este conjunto (célula de carga e cilindro metálico) apoiava numa chapa articulada sob a viga superior, Figura 5.7 A) e B), por forma a possibilitar a rotação originada pelos deslocamentos da treliça e deformação do provete.

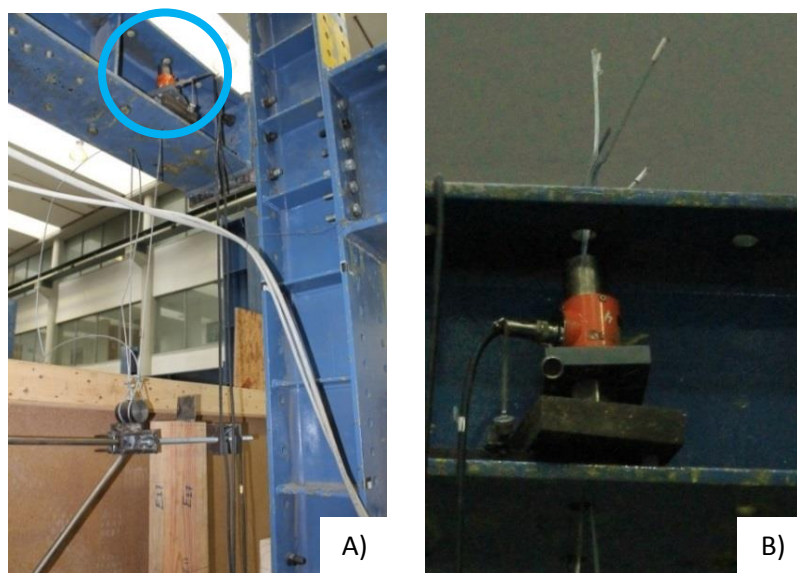


Figura 5.7 – A) Ligação superior do tirante; B) Pormenor de colocação da célula de carga

A ligação dos cabos de ancoragem à treliça foi executada de forma a que estes enlacem um cilindro metálico fixo ao nó superior da treliça, Figura 5.8. O cilindro foi colocado para que não existissem ângulos que impedissem o deslizamento dos cabos, mas também para que fossem nulas as forças de corte que poderiam danificar os cabos, garantindo assim que a força vertical fosse suportada pelos mesmos.



Figura 5.8 - Pormenor da ligação inferior do tirante vertical

Como já referido, houve a necessidade de introduzir nos cabos de aço verticais um esticador em cada cabo, após o primeiro ensaio. Esta opção recaiu no pressuposto de ser necessário o conveniente esticamento dos cabos, para que estes entrassem em carga no instante inicial do ensaio, Figura 5.9, que no caso particular do primeiro ensaio não foi verificado. Por razões de segurança, quanto à força de tração a suportar, a dimensão dos esticadores era desproporcionada em relação ao comprimento total do cabo de aço vertical, o que pode ter afetado desfavoravelmente o rigor nas leituras da força instalada (Negrão *et al.*, 2014).



Figura 5.9 - Esticadores colocados nos cabos de ancoragem

Um dos objetivos da distribuição de transdutores de deslocamentos, Figura 5.10, definida para os ensaios experimentais, é a caracterização da rotação do nó, deslocamentos do troço vertical de madeira, para posterior cálculo do momento fletor aplicado no nó.

A escolha dos transdutores de deslocamentos mais adequados a cada posição foi realizada com base na previsibilidade dos possíveis deslocamentos de cada secção mas também para ser possível o controlo do comportamento não-linear, que posteriormente foi verificado, e consequentemente descrever adequadamente as forças no nó. Da análise do comportamento experimental foi possível concluir que para os deslocamentos excessivos registados, a posição e o tipo de transdutores não foram os mais adequados para a totalidade do ensaio.

A avaliação experimental envolve, pela sua natureza, alguma possibilidade de erro, pelo que, sempre que possível foram previstas formas alternativas de avaliar os valores medidos. Na Figura 5.10 apresenta-se o esquema de posição dos transdutores de deslocamentos, sendo que esta não diz respeito a nenhum ensaio em específico, servindo para representar, num registo único, as posições instrumentadas em todos os ensaios realizados. Os transdutores de deslocamento utilizados foram CDP 100 e CDP 25.

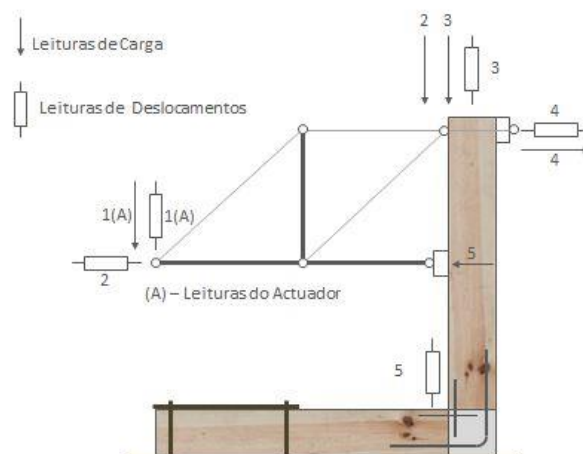


Figura 5.10 - Secções instrumentadas com a posição dos transdutores de deslocamentos e células de carga (Negrão *et al.*, 2014)

Apresentam-se as localizações tipo, na Figura 5.11, consideradas na instrumentação com transdutores de deslocamentos prevista nos ensaios.

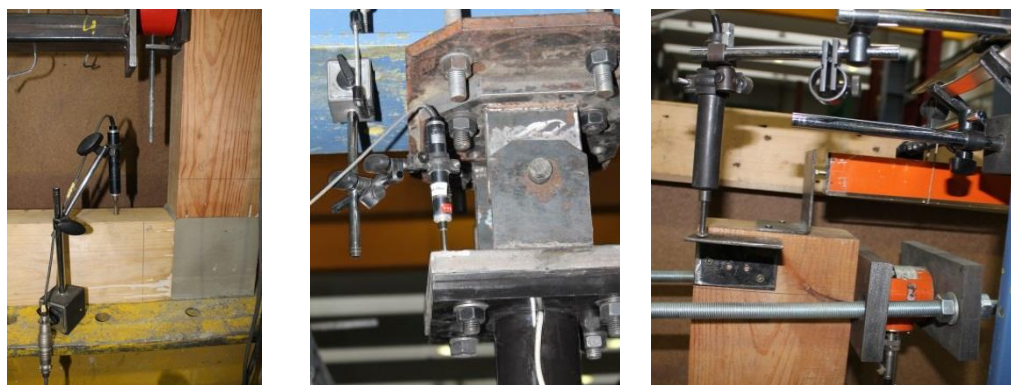


Figura 5.11 - Exemplos de posições dos transdutores de deslocamentos

5.3 Construção dos modelos experimentais

Os provetes para ensaio foram construídos no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. A construção foi iniciada pela seleção e corte da madeira de Pinho Bravo, em troços de vigas de com 900mm de comprimento.

Seguidamente foram realizados os furos longitudinalmente, diâmetro 12mm e 10mm, paralelo às fibras da madeira, maquinados num torno por forma a garantir a sua perfeita orientação e posição na secção (Figura 5.12 A)), de comprimento igual a $\pm 200\text{mm}$ e $\pm 100\text{mm}$ respetivamente. Para a colocação das armaduras foi necessário cortar e dobrar os varões de aço nas dimensões pretendidas e proceder à limpeza dos mesmos (Figura 5.12 B) e C)).

A decapagem de ferrugem e impurezas foi efetuada por meio mecânico apetrechado de escova de aço seguindo-se a limpeza com acetona, garantindo um grau de limpeza dos varões (Figura 5.12 D)), conforme exigida pela ficha técnica da resina, Sa 2,5 (Sika, 2011).

As medidas de todas as peças utilizadas para a execução das próteses de madeira e nó de betão armado, estão descritos no subcapítulo 3.2 Descrição da Ligação.

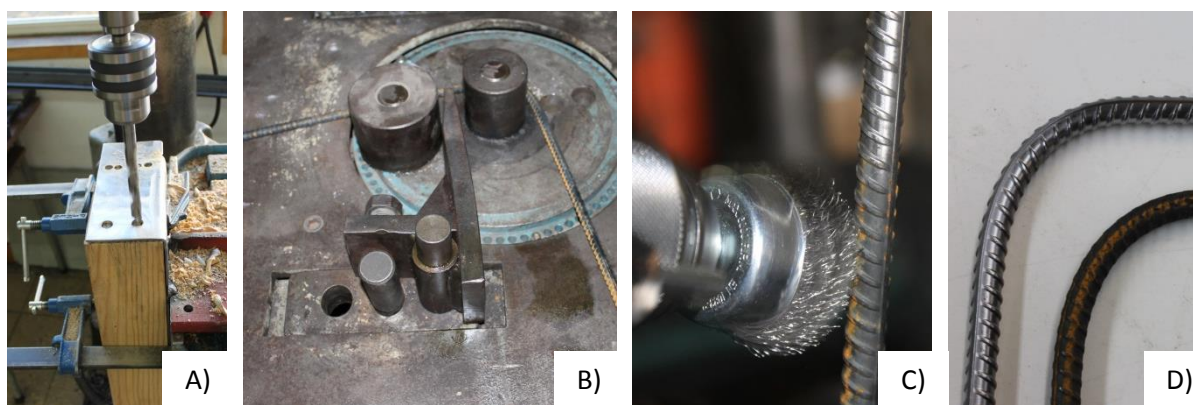


Figura 5.12 - Preparação para montagem do provete: A) Abertura de furos; B) Dobragem de varões de aço; C) Decapagem dos varões de aço por meio mecânico; D) Diferença entre varão pronto para colocação e varão normal

Após a conclusão desta tarefa inicial é possível realizar a mistura das componentes A e B da resina Icosit® K 101 TW, Sika® AG, nas proporções indicadas pela ficha técnica da mesma, que foi em seguida derramada nos furos para inserção dos varões. A introdução dos varões de aço, nas secções de madeira pré-furadas, foi executada de forma lenta e em rotação para reduzir o risco de formação de bolsas de ar. A inserção numa das peças de madeira só foi feita após secagem total da ancoragem da outra peça (Figura 5.13). É possível verificar a metodologia, em que se observam varões já colados numa das faces e prontos a serem colados na outra face.



Figura 5.13 - Processo de colagem dos varões de aço

Após garantida a secagem da resina, precedeu-se à betonagem do provete (Figura 5.14 A)). A betonagem foi feita por camadas providenciando-se a vibração entre camadas para minimizar o aparecimento de bolsas de ar (Figura 5.14 B)). Esta foi feita em grupos de 5 provetes, sendo a separação física entre provetes assegurada pelos septos laterais de cofragem (Figura 5.14 C)).



Figura 5.14 - Betonagem dos provetes: A) Nós prontos a serem betonados; B) Processo de vibração do betão; C) Grupos de 5 provetes

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 Resultados dos ensaios

Numa análise conjunta dos gráficos da Figura 6.1 é possível verificar a ductilidade da ligação e uma perda de rigidez da ligação, dos cinco provetes, para níveis de força aplicada pelo atuador hidráulico próximos de 7,6kN. De acordo com os valores médios previstos para o momento resistente (Quadro 4.2) a madeira ainda se encontra em regime linear o que pressupõe que a perda de rigidez esteja relacionada com a entrada em cedência das armaduras e o esmagamento do betão, no nó de betão armado. Os deslocamentos considerados, no deslocamento do topo da secção, têm em conta os dois deslocamentos medidos, horizontal e vertical. Por sua vez no gráfico que representa o deslocamento do pistão do atuador, é considerado o valor total do curso do atuador, não sendo feita qualquer distinção entre deslocamento vertical e horizontal.

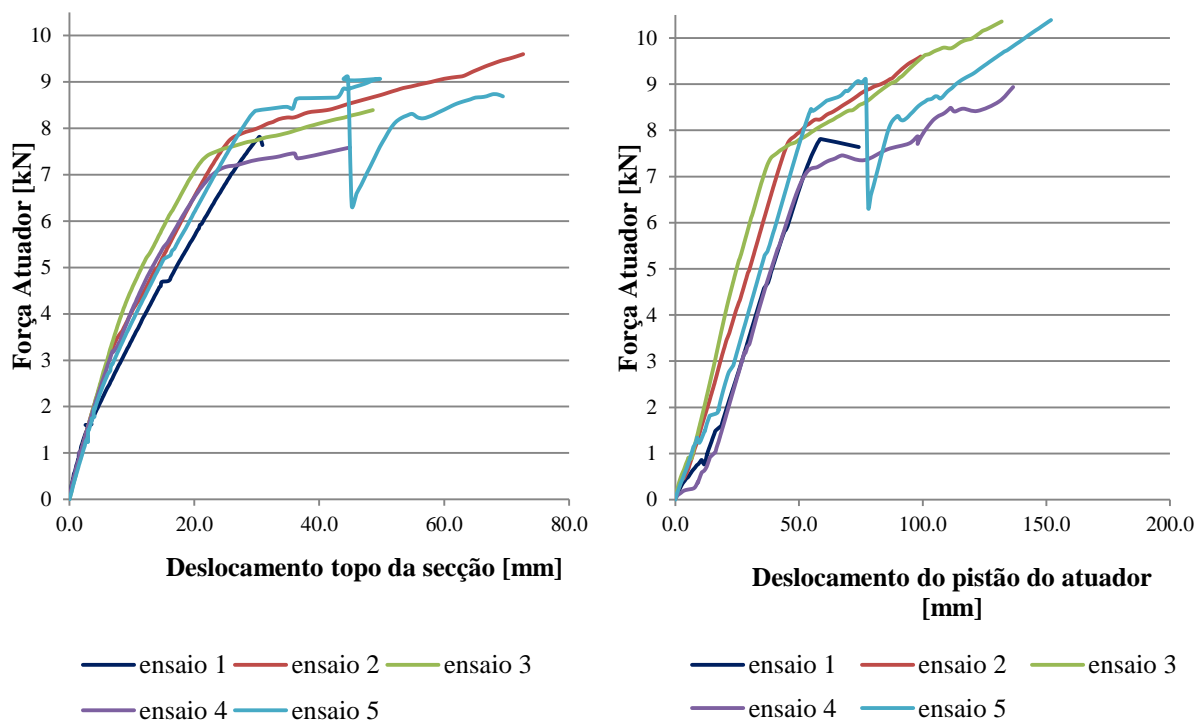


Figura 6.1 - Gráfico força-deslocamento

Conforme o modelo teórico, apresentado no subcapítulo 4.2, o valor do momento fletor no nó deveria ser próximo do binário das forças nos banzos da treliça (Figura 6.2 A)). Os valores do momento fletor no nó calculado através das forças nos banzos da treliça são incorretos, uma vez que não tem em consideração a não-linearidade geométrica, bem como a flexão das barras da treliça e o atrito lateral dos apoios na superfície de madeira. Por forma a comparar e avaliar estes efeitos foi também calculado o valor do momento fletor no nó através das forças do atuador hidráulico e dos cabos de ancoragem (Figura 6.2 B)). Em rigor, a indicação dada pela Figura 6.2 A) no que se refere à igualdade de forças nos banzos da treliça não está correta, uma vez que é necessário ter em conta a força diagonal da treliça.

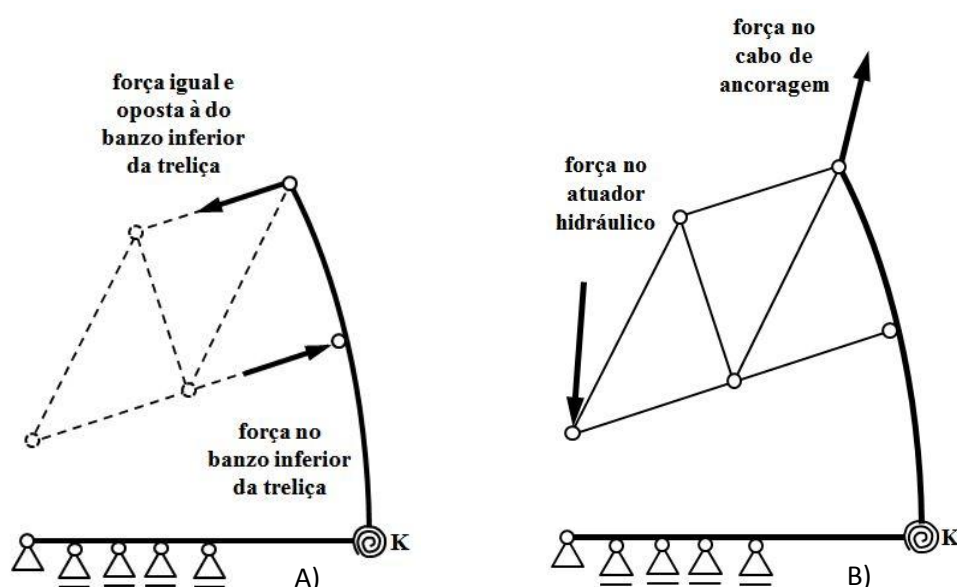


Figura 6.2 - Esquema de cálculo do momento no nó: A) variante 1; B) variante 2 (Negrão *et al.*, 2014)

O cálculo do momento fletor no nó de betão armado, através do binário das forças nos banzos da treliça, corresponde a uma análise linear. O cálculo em análise não-linear é feito através das forças do atuador hidráulico e dos cabos de ancoragem em posição deformada definida pela rotação φ em torno da articulação superior (Figura 5.11), requerendo uma análise cinemática da extremidade da treliça (Figura 6.3 A)), por forma a determinar a posição do eixo do atuador. Para a determinação dos valores das rotações φ e θ resolveram-se as equações trigonométricas (12) e (13) de forma iterativa, com referência à Figura 6.3. Estas rotações tornam possível o cálculo do momento fletor no nó em cada instante do ensaio. O método cinemático deve facultar resultados precisos, fundamentado em considerações de

equilíbrio estático, presumindo-se que as leituras medidas das forças e dos deslocamentos também são exatos (Negrão *et al.*, 2014).

No decorrer dos ensaios, para os provetes 3, 4 e 5, foi necessário aumentar o curso do atuador recorrendo-se a chapas metálicas, correspondente à dimensão L_3 . As dimensões L_1 e L_2 correspondem ao atuador e ao banzo inferior da treliça, respetivamente. Os valores L_1 , L_2 e L_3 são conhecidos. Os valores d_1 e u_1 são também conhecidos e correspondem ao curso do atuador, d_1 , e ao deslocamento horizontal da treliça, u_1 , obtido através da leitura dos defletómetros instalados.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d_1 \cdot \cos \varphi - L_2(1 - \cos \varphi) - L_3(1 - \cos \theta)}{L_1} \quad (12)$$

$$\cos \varphi = \sqrt{1 - \frac{(u_1 + L_3 \cdot \sin \theta)^2}{(L_2 + d_1)^2}} \quad (13)$$

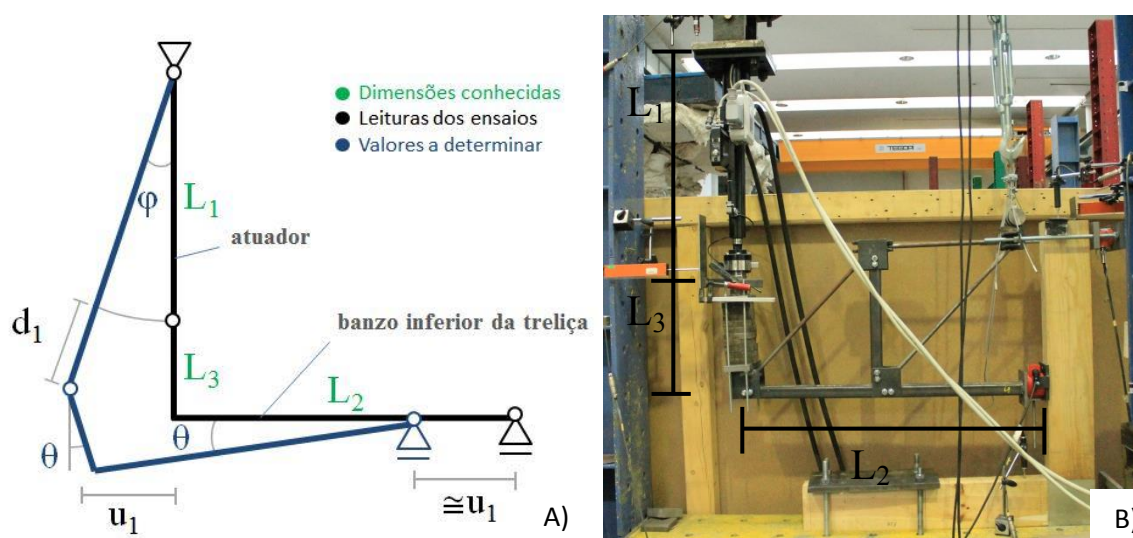


Figura 6.3 - Análise cinemática: A) Esquema de cálculo (Negrão *et al.*, 2014); B) representação real do esquema de cálculo

Os momentos obtidos pelas duas variantes, já enunciadas, apresentadas no Quadro 6.1 correspondem ao instante t até ser possível fazer a leitura dos deslocamentos da secção vertical do provete de madeira, pelos defletómetros. Assim, M_1 corresponde ao momento fletor calculado pela variante 1 (binário de forças nos banzos da treliça) e M_2 ao momento

fletor calculado pela variante 2 (força do atuador hidráulico e cabos de ancoragem). Verifica-se que os momentos fletores calculados pela variante 1, binário de forças nos banzos da treliça, são sempre inferiores ao correto valor do momento fletor no nó de betão armado, variante 2.

O tempo t de duração de cada ensaio encontra-se dentro dos limites admissíveis, pertencendo ao intervalo compreendido entre 300 ± 120 segundos. Há ainda a destacar que o valor de F_{atuador} , força do atuador hidráulico, corresponde à força para o deslocamento observado, uma vez que após esse instante deixaram de existir leituras dos deslocamentos pelos defletómetros. Assim os valores de M_1 e M_2 não correspondem ao valor do momento último, mas ao momento fletor relativo à força do atuador quando cessaram as leituras nos defletómetros.

Quadro 6.1 - Parâmetros registados nos ensaios

| Ensaio | b (mm) | h (mm) | t (s) | v (mm/s) | F_{atuador} (N) | Δ (mm) | M_1 (kNm) | M_2 (kNm) |
|--------|-----------|-----------|------------|---------------|-----------------------------|------------------|----------------|----------------|
| 1 | | | 195 | 0,16 | 7,64 | 30,90 | 6,14 | 7,97 |
| 2 | | | 240 | 0,30 | 9,60 | 72,64 | 7,62 | 10,16 |
| 3 | 80 | 160 | 210 | 0,23 | 8,39 | 48,58 | 6,93 | 8,41 |
| 4 | | | 189 | 0,24 | 7,59 | 44,91 | 6,43 | 8,34 |
| 5 | | | 261 | 0,27 | 8,69 | 69,41 | 7,28 | 8,82 |

Por forma a comparar os resultados obtidos experimentalmente, pelas duas variantes, com os obtidos analiticamente (Quadro 4.1, 4.2 e 4.3) é apresentado o Quadro 6.2. Os valores de $M_{u,1}$ e $M_{u,2}$ correspondem ao momento último calculado pela variante 1 e 2, respetivamente. O valor de $F_{u,\text{atuador}}$ (força aplicada pelo atuador hidráulico) corresponde à força no instante de rotura.

Verifica-se que os valores experimentais para o momento resistente são ligeiramente superiores à resistência média estimada para a secção de betão armado e para a classe de armaduras utilizadas, 8,2 kN para classe C80/95 com armaduras $2\phi 10$. Relativamente à secção de madeira de interface os valores obtidos nos ensaios são superiores aos do valor médio estimado do momento resistente da secção, no presente caso 7,1kN para a classe de qualidade EE. Na secção interior da madeira os resultados obtidos experimentalmente são

muito inferiores ao valor estimado da resistência média da secção, 21,6kN para classe de qualidade EE.

Quadro 6.2 - Momentos últimos no nó de micro-betão armado

| Ensaio | $F_{u,atuador}$ (N) | $M_{u,1}$ (kNm) | $M_{u,2}$ (kNm) |
|--------|------------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 7,64 | 6,14 | 7,97 |
| 2 | 10,64 | 8,30 | 11,39 |
| 3 | 11,43 | 8,49 | 10,36 |
| 4 | 8,94 | 7,37 | 8,81 |
| 5 | 11,81 | 8,40 | 10,49 |
| Média | - | 7,74 | 9,81 |

Devido à compressão causada pelo desvio das forças é notório a excessiva fendilhação do betão na rotura, quando existe a separação da interface madeira-betão (Figura 6.4 A) e B)), uma vez que são elevados os esforços de tração exercidos numa pequena secção do nó de betão, mas também devido ao alongamento das armaduras, incitando o desvio dos varões tracionados criando tensões transversais de tração no betão (Figura 6.4 C)).



Figura 6.4 - Fendilhação profunda do nó de betão armado na rotura: A-B diferentes planos; C) Modelo simplificado (Negrão *et al.*, 2014)

6.2 Análise de resultados dos ensaios experimentais

Aparentemente a ligação em estudo é algo simples e de fácil análise, embora existam múltiplos fatores que tornam a sua análise complexa e que no decorrer dos ensaios se tornaram evidentes e relevantes, tais como:

- A não-linearidade geométrica, excessiva deformada do troço vertical de madeira (Figura 6.5), mas também a pequena deformação do troço horizontal de madeira (visível no decorrer dos ensaios);
- O afastamento da zona de interface madeira/betão na região tracionada (Figura 6.6), o alongamento das armaduras e não-linearidade material das mesmas;
- O desvio do atuador dando origem a uma componente horizontal na sua força (Figura 6.5 D));
- A transmissão de esforços de compressão ao elemento de madeira, mediante atrito da célula de carga superior com este;
- As variações dimensionais da madeira, devidas à alteração do teor em água, poderão introduzir tensões consideráveis no interface de ligação madeira-betão, uma vez que o betão não acompanha as variações volumétricas da madeira.
- A distorção do filme de cola, bem como a aderência aço-madeira;
- A deformação da treliça;

Relativamente aos pontos assinalados, estes só são possíveis de serem analisados com rigor em modelos de elementos finitos na região do nó, ponto esse que não está contemplado nos objetivos desta dissertação. Todos eles deverão ser considerados de extrema importância, na modelação da ligação em elementos finitos, uma vez que interferem de forma significativa com a resposta da ligação em causa.

A rotura foi dúctil em todos os ensaios realizados, ocorrendo por cedência plástica das armaduras e esmagamento do betão. Este é o tipo de rotura desejável em dimensionamento de ligações. Uma vez que o tipo de rotura verificado foi sempre condicionado pelo micro-betão e armaduras, não foi necessário comparar os resultados experimentais com os obtidos para a

interface madeira-betão do lado da madeira, uma vez que os momentos fletores obtidos experimentalmente se afastaram, por defeito, dos valores de resistência à flexão da madeira. Normalmente o colapso de estruturas, utilizando ligações com varões colados, dá-se devido às tensões perpendiculares às fibras da madeira, não se tendo verificado no presente caso em estudo indícios de tensões perpendiculares ao fio de madeira excessivos, que pudessem incitar o reforço dos troços de madeira. Também não se verificou deslizamento das armaduras coladas inseridas na madeira, por perda de aderência da resina epóxi, descrita no subcapítulo 3.3.4.

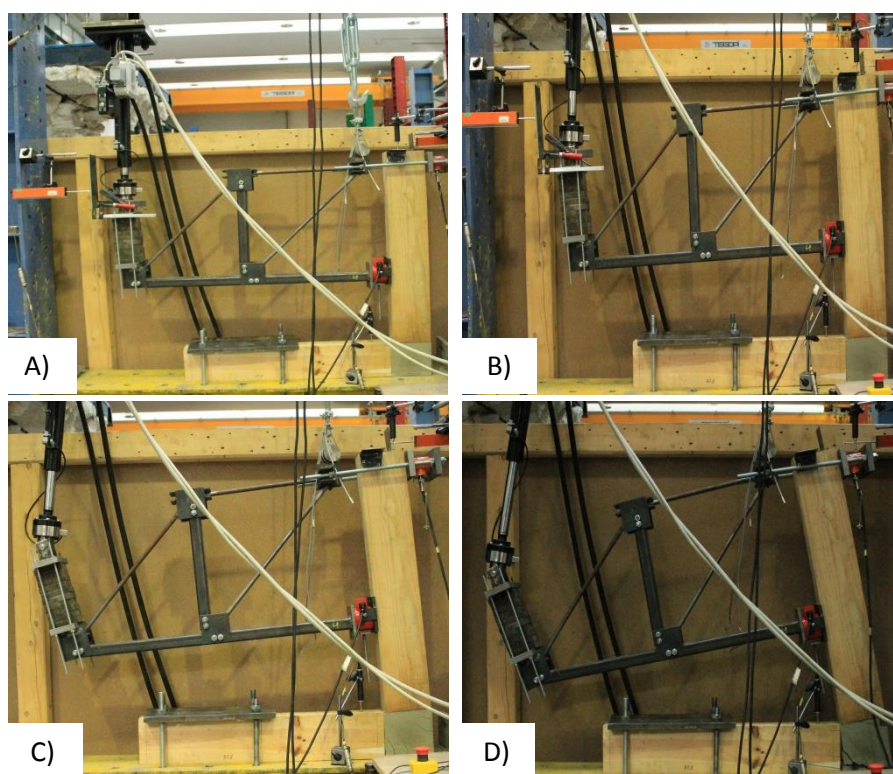


Figura 6.5 - Sequência da deformação do ensaio: ordem cronológica de A-D



Figura 6.6 - Afastamento da zona de interface madeira-betão

Os valores obtidos para a tensão de rotura da madeira, aquando da caracterização da madeira (Quadro 3.3 e 3.4), podem não exprimir com rigor a tensão de rotura das peças de madeira uma vez que se trata de peças de reduzidas dimensões, resultantes da subdivisão das vigas originais. A classificação da madeira como classe de qualidade EE é válida, pelas propriedades mecânicas.

No artigo elaborado para o Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira (Negrão *et al.*, 2014) que trata do estudo da mesma ligação que a presente dissertação, foi realizado um estudo paramétrico com diferentes modelos computacionais para interpretação dos resultados experimentais obtidos. Esta análise foi feita com base no efeito da não-linearidade geométrica e do comportamento semi-rígido do nó de ligação em regime linear e não-linear (Negrão *et al.*, 2014). Conclui-se que a rigidez do nó de betão armado é decisiva na resposta da estrutura, e que a rigidez inicial do nó é superior a 1000kN/rad, sofrendo um decréscimo significativo na fase final do carregamento, de modo que a rigidez secante se pode considerar em torno de 200kN/rad (Negrão *et al.*, 2014).

A rigidez da ligação é de difícil obtenção. Assim para a determinação aproximada, foi admitido que se tratava de uma rotação de corpo rígido em conjunto com a flexão da viga de madeira, para determinação da rotação, sendo o valor do momento fletor no nó obtido pelo binário de forças nos banzos da treliça. Como já referido, o cálculo do momento fletor no nó, pelas leituras dos valores das células de carga nos banzos da treliça não são corretos. Estes não têm em conta a deformação do troço vertical de madeira e para a flexão do troço vertical de madeira, em análise não-linear, o diagrama de momentos fletores deixa de ser triangular. Desta forma é afetada a resolução da equação diferencial da flexão, a qual depende da integração nos troços da peça linear ao longo dos quais a função do momento fletor é integrável. De salientar que o método de cálculo para a rotação do nó é válido para pequenos deslocamentos, isto é, os deslocamentos que ocorrem na barra são de ordem de grandeza muito inferior às dimensões características da barra.

Uma vez que se trata de uma estimativa para a rigidez de rotação do nó considerou-se válido o cálculo da rotação do nó, bem como o momento fletor atuante no nó a partir do binário de forças da treliça. Para a rigidez de rotação foi admitido que a rigidez é dada pelo quociente entre o momento fletor atuante no nó e a rotação do nó.

Os resultados obtidos, para a rigidez de rotação do nó de betão armado é dado pelo Quadro 6.3. Verifica-se que a rigidez de rotação inicial é elevada degradando-se ao longo do ensaio. A rigidez apresentada na fase plástica corresponde à rigidez de rotação no momento de rotura. Pela análise dos gráficos da Figura 6.1 nada faz prever as diferenças de rigidez de rotação

registadas no Quadro 6.3, uma vez que a inclinação dos troços correspondentes à fase elástica não difere muito entre ensaios.

Este método é em larga escala afetado pelos deslocamentos verticais e horizontais, quer do topo do troço vertical de madeira, quer do atuador. Um fator que pode influenciar as discrepâncias de valores para a rigidez de rotação é o facto de as medições do ângulo de rotação do atuador só ter sido medido para os ensaios 3, 4 e 5. Só desta forma se explicam as diferenças observadas para a rigidez de rotação, entre cada ensaio, pela análise do Quadro 6.3.

Quadro 6.3 - Rigidezes de rotação para cada ensaio, em fase elástica e em fase plástica

| Ensaio | Fase elástica | | | Fase plástica | | |
|--------|---------------|---------------|-------------------|---------------|---------------|-------------------|
| | Momento (kNm) | Rotação (rad) | Rigidez (kNm/rad) | Momento (kNm) | Rotação (rad) | Rigidez (kNm/rad) |
| 2 | 6,57 | 0,0052 | 1272,8 | 10,64 | 0,0646 | 164,59 |
| 3 | 6,12 | 0,0113 | 542,9 | 11,43 | 0,0838 | 136,46 |
| 4 | 5,65 | 0,0189 | 325,9 | 8,94 | 0,0775 | 115,34 |
| 5 | 6,45 | 0,0229 | 316,6 | 8,40 | 0,0995 | 84,39 |
| Média | 6,20 | 0,0146 | (*) | 9,85 | 0,0814 | 125,20 |

(*) Não aplicável uma vez que diferenças são da ordem elevada.

Em alternativa, e considerando apenas a rotação de corpo rígido do troço vertical de madeira, obtém-se o gráfico da Figura 6.7. A rotação é dada pelo deslocamento horizontal no topo da seção, enquanto que o momento fletor atuante no nó é dado pelo método 2 (apresentado na Figura 6.2 B)).

Pela análise do gráfico da Figura 6.7 obtém-se o Quadro 6.4. Desta forma é mais notório a elevada rigidez secante bem como da perda de rigidez de rotação ao longo do ensaio. Os valores apresentados servem apenas como estimativa aproximada da rigidez de rotação do nó.

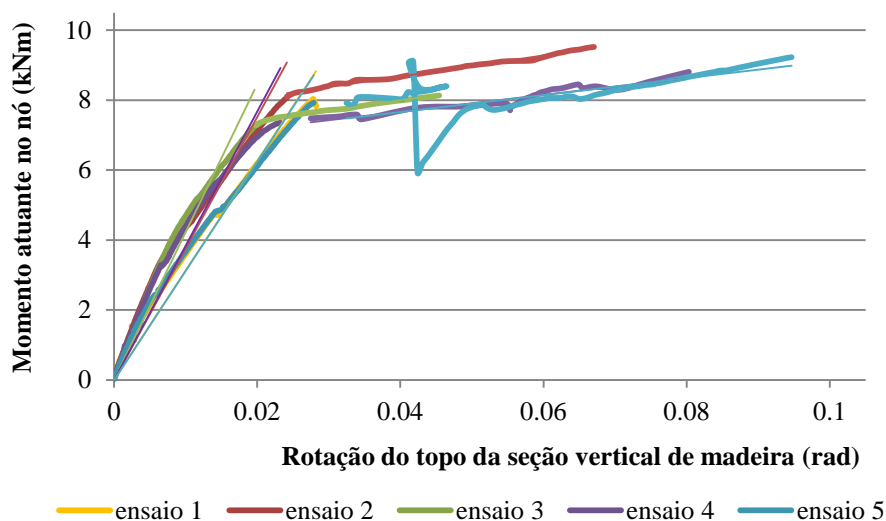


Figura 6.7 – Gráfico momento (pelo método 2) - rotação

Quadro 6.4 - Rigidezes obtidas pelo gráfico Momento-Rotação

| Ensaio | Fase elástica | | | Fase plástica | | |
|--------|------------------------------|----------------|-------------------|------------------------------|----------------|-------------------|
| | Equação da reta de regressão | R ² | Rigidez (kNm/rad) | Equação da reta de regressão | R ² | Rigidez (kNm/rad) |
| 1 | $y = 303,62x + 0,632$ | 0,97 | 342,23 | - | - | - |
| 2 | $y = 353,56x + 0,807$ | 0,94 | 411,87 | $y = 30,105x + 7,47$ | 0,99 | 30,105 |
| 3 | $y = 407,44x + 0,605$ | 0,95 | 462,98 | $y = 30,602x + 6,77$ | 0,98 | 30,602 |
| 4 | $y = 362,11x + 0,724$ | 0,94 | 420,38 | $y = 24,108x + 6,701$ | 0,85 | 24,108 |
| 5 | $y = 300,76x + 0,662$ | 0,96 | 341,87 | $y = 24,404x + 6,682$ | 0,46 | 24,404 |
| Média | - | - | 395.866 | - | - | 27.305 |

Ambas as análises, à rigidez de rotação do nó de betão armado, são simples estimativas que contêm várias simplificações. Adicionam erros ao modelo de cálculo e mostram ser débeis na sua análise. Conclui-se que para uma análise mais pormenorizada da rigidez de rotação teriam que ser feitos modelos numéricos.

Pelos resultados obtidos experimentalmente é possível concluir que este tipo de ligação é uma técnica auspiciosa, com enormes vantagens quer pelo baixo custo de produção e mão-de-obra, quer pelas características de resistência e rigidez.

7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste subcapítulo resume-se o trabalho de investigação realizado, apresentando-se as conclusões gerais mais pertinentes e expressam-se algumas recomendações relativas a investigações com vista ao desenvolvimento deste tipo de ligação concebida.

7.1 Conclusões

Fundamentalmente, neste trabalho procedeu-se à conceção e análise de um nó de ligação para pórticos de madeira, especialmente a madeira lamelada colada, especialmente destinadas a este último caso. O sistema tem também interesse para intervenções em edifícios em que é necessário utilizar processos de reabilitação. O sistema permite uma montagem do nó de ligação, quer em obra, quer em sistema de pré-fabricação e posterior colocação em obra.

O comportamento da ligação e os resultados obtidos abonam quanto à qualidade do sistema, demonstrando ser uma técnica prometedora, dado o seu baixo custo, rápida execução, necessidade reduzida de mão-de-obra e tecnologia para execução de nós planos de pórticos de madeira, ao invés do que sucede com a complexidade e baixa rigidez para a realização de nós com padrões circulares de parafusos. Todos os materiais utilizados são facilmente encontrados no mercado, com preços acessíveis, sendo o mais elevado a resina epóxi.

A campanha experimental realizada permite analisar o comportamento da ligação no estado de flexão quase-pura, mas também a caracterização da madeira utilizada. Pelos valores obtidos dos módulos de elasticidade e tensão de rotura, a madeira utilizada pode ser considerada da classe de qualidade EE, com respeito às características mecânicas, apesar deste tipo de classificação requerer inspeção visual. Verificou-se grande ductilidade refletida pelo uso dos varões colado que permite ultrapassar a rotura frágil da madeira devido ao corte.

A ligação estudada apresenta rigidez inicial e ductilidade elevadas, além de permitir a não duplicação de colunas. Permite ainda o controlo do tipo e zona de rotura, aumentando ou diminuindo o número de varões de aço colados a utilizar. A rotura, em todos os ensaios realizados, ocorreu por esmagamento do betão e cedência plástica das armaduras, não se tendo verificado perda de aderência entre a madeira e os varões de aço, apesar de o

comprimento de colagem não ter sido excessivo. Relativamente a este ponto, comprimento de colagem, não existe regulamentação em vigor.

Os resultados indicam que é possível obter ligações de resistência similar à das peças de madeira ligadas. Verificou-se também que um betão de baixa resistência inviabiliza a ligação, uma vez que o campo de tensões é exigente, e as dimensões do nó reduzidas.

Uma vez que a rotura ocorreu por esmagamento do betão e cedência plástica das armaduras, tipo de rotura recomendada em dimensionamento de ligações, este aspeto remete-nos para o facto de ser essencial considerar a não-linearidade geométrica do comportamento da ligação, pela elevada deformabilidade registada no decorrer dos ensaios.

7.2 Trabalhos Futuros

Os resultados da análise experimental preveem a eficiência da ligação estudada e encorajam o desenvolvimento de novas investigações. O conhecimento adquirido poderá contribuir para a valorização do sistema.

Deste modo propõem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Preparação de maior número de provetes e de mais ensaios, do mesmo tipo, para alargar a base estatística, com leitura das extensões dos varões colados com resina epóxi;
- Realização de ensaios de longa duração;
- Realização de ensaios para verificar resistência ao momento de abertura e também ensaios em situação de flexão simples (carga direta nos provetes) em que o efeito de corte é importante;
- Realização de ensaios de um conjunto de provetes previamente submetidos a um programa de variação das condições ambientais, fazendo-se variar o teor em água da madeira;
- Substituição do micro-betão por resina que tenha uma capacidade resistente semelhante e que consiga acompanhar as elevadas extensões na rotura permitidas aos

varões de aço. Este interesse justifica-se, ainda, pelo facto da resistência à tração do micro-betão ter permanecido insuficiente;

- Modelação bidimensional ou tridimensional em elementos finitos que permita a real caracterização do nó, do campo de tensões instaladas e determinação da rigidez inicial e sucessiva degradação da mesma. Também deve ser tido em conta a distorção do filme de cola utilizado e possível escorregamento relativo por perda de aderência aço-madeira.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, G. M. S. e Debs, A. L. H. C. (2005). “Cadernos de Engenharia de Estruturas”, São Carlos, Vol. 7, n. 29, 131-155.
- BASF (2010). “Ficha Técnica de Produto Glenium® Sky 526.” BASF Construction Chemicals Portugal, S.A.
- Batchelar, M. L. (2006). “Timber frame moment joints with glued-in steel rods- a designer’s perspective.” World Conference on Timber Engineering, Portland, USA.
- Bouchair, A., Racher, e P., Bocquet, J. F.(2007). “Analysis of dowelled timber to timber moment-resisting joints.” Materials and Structures Vol. 40, 1127-1141, 2007.
- CEN (1997). Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 2: Bridges. ENV 1995-2. Bruxelas (revogado).
- CEN (2004). Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1: Common rules and rules for buildings. EN 1995-1-1. 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 338. 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 Proprieties. EN 408. Comité Européen de Normalization.

Fragiacomo, M., Batchelar, M., Wallington, C., e Buchanan, A. (2010). “Moment joints in timber frames using glued-in steel rods: experimental investigation of long-term performance.” 11th World Conference on Timber Engineering, River del Garda, Italia.

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.

Henriques, R. F. S. (2014). “Estudo Numérico e Computacional de Nós de Pórticos de Madeira em Betão Armado” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

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.

Júnior, C. C., e Dias, A. A. (1997). “Utilização da madeira em construções rurais.” Revista Brasileira de Engenharia e Agricultura, Campina Grande, Vol. I, 71-77.

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.

Komatsu, K., Hosokawa, K., Hattori, S., Matsuoka, H., Yanaga, K. e Mori, T. (2006). “Development of Ductile and High-Strength Semi-Rigid Portal Frame Composed of Mixed-Species Glulams e H-shaped Steel Gusset Joints.” World Conference on Timber Engineering.

LNEC-M2 (1997). Madeira para construção - Pinho Bravo para Estruturas M2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

Morgado, T.F.M. (2013). “Classificação e Aplicação Estrutural da Madeira de Secção Circular de Pinheiro Bravo.” Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Nakatani, M., Mori, T., e Komatsu, K. (2006). “Development of moment-resisting joint systems using lagscrewbolts.” World Conference on Timber Engineering.

Negrão, J. H., e Faria, A. (2009). “Projecto 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: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização, Instituto Português de Qualidade. Bruxelas.

Scheibmair, F., e Quenneville, P. (2012). “The quick connect moment connection for portal frame buildings – an introduction and case study.” World Conference on Timber Engineering, Nova Zelândia, Vol I, 192-201.

Sika (2011). “Ficha Técnica de Produto Icosit® K 101 TW.” Sika Portugal, S.A.

Steiger, R., Gehri, I., e Widmann, R. (2006). “Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam parallel to the grain” Materials and Structures Vol. 40, n.1, 69-78.

STEP. (1995). “Timber Engineering”, Primeira Edição, Países Baixos.

USDA Forest Service. Forest Products Laboratory (USDA). 1999. Wood Handbook: “Wood as an Engineering Material”. Forest Prod. Soc., Madison, WI, USA.

Vašek, M. (2008). “Semi rigid Timber Frame and Space Structure Connections by Glued-in Rods.” World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japão.

Yang, H., Liu, W., Lu, W., e Tang, J. (2012). “Experimental study on the bond and anchorage behaviors of glued-in rod joints in glulam.” World Conference on Timber Engineering, Nova Zelândia, Vol. V, 266-270.

ANEXO A

Quadro A- 1 – Módulos de elasticidade, local e global, e tensão de rotura das vigotas de madeira

| Vigota | b (mm) | h (mm) | $E_{m,local}$ (N/mm ²) | $E_{m,global}$ (N/mm ²) | f_m (N/mm ²) |
|--------|-----------|-----------|---------------------------------------|--|-------------------------------|
| 1 | 80,0 | 36,0 | 17888,2 | 14687,8 | 117,8 |
| 2 | 80,0 | 36,5 | 8687,4 | 8459,6 | 41,6 |
| 3 | 80,0 | 37,8 | 14727,9 | 12907,5 | 92,3 |
| 4 | 80,0 | 39,7 | 13107,1 | 11528,6 | 86,7 |
| 5 | 81,0 | 36,8 | 13232,9 | 11874,7 | 63,6 |
| 6 | 81,0 | 37,0 | 16184,5 | 14593,8 | 111,9 |
| 7 | 80,3 | 39,3 | 16983,9 | 14104,8 | 83,0 |
| 8 | 81,0 | 37,0 | 15134,9 | 14164,7 | 92,4 |
| 9 | 81,0 | 37,0 | 15554,2 | 13428,1 | 83,0 |
| 10 | 81,0 | 40,0 | 15595,2 | 12504,3 | 82,4 |
| 11 | 81,7 | 36,7 | 15253,9 | 12876,5 | 90,4 |
| 12 | 81,0 | 37,3 | 15383,8 | 12575,6 | 93,6 |
| 13 | 81,0 | 38,3 | 16792,3 | 12527,9 | 79,6 |
| 14 | 81,0 | 38,0 | 14400,9 | 10902,4 | 75,2 |
| 15 | 80,7 | 37,7 | 13163,6 | 11562,7 | 82,5 |
| 16 | 80,3 | 36,0 | 15038,1 | 13024,1 | 70,2 |
| 17 | 81,0 | 40,3 | 13987,1 | 11108,3 | 82,9 |
| 18 | 81,0 | 37,7 | 10827,6 | 9933,8 | 71,5 |
| 19 | 81,0 | 37,3 | 12703,9 | 11705,0 | 80,2 |
| 20 | 81,7 | 36,5 | 12343,0 | 11365,4 | 70,7 |
| 21 | 80,0 | 36,8 | 15161,9 | 12844,2 | 100,4 |
| 22 | 81,0 | 37,5 | 14837,6 | 13620,4 | 90,6 |
| 23 | 81,0 | 40,0 | 14057,2 | 12543,0 | 76,9 |
| 24 | 80,0 | 37,0 | 16303,4 | 13253,6 | 94,3 |

Quadro A- 2 - Módulos de elasticidade, local e global, massa volúmica e tensão de rotura corrigidos em função do teor de água das vigotas de madeira

| Vigota | b (mm) | h (mm) | $E_{m,local}$ (N/mm ²) | $E_{m,global}$ (N/mm ²) | ρ (kg/m ³) | $f_m^{corrigido}$ (N/mm ²) |
|--------|-----------|-----------|---------------------------------------|--|--------------------------------|---|
| 1 | 80,0 | 36,0 | 17758 | 14581 | 621,7 | 90,6 |
| 2 | 80,0 | 36,5 | 8632 | 8406 | 718,9 | 32,0 |
| 3 | 80,0 | 37,8 | 14614 | 12808 | 669,7 | 71,0 |
| 4 | 80,0 | 39,7 | 12991 | 11426 | 668,8 | 66,7 |
| 5 | 81,0 | 36,8 | 13159 | 11808 | 645,0 | 49,0 |
| 6 | 81,0 | 37,0 | 16074 | 14494 | 599,9 | 86,1 |
| 7 | 80,3 | 39,3 | 16855 | 13998 | 622,5 | 63,8 |
| 8 | 81,0 | 37,0 | 14998 | 14036 | 618,3 | 71,0 |
| 9 | 81,0 | 37,0 | 15450 | 13338 | 601,1 | 63,8 |
| 10 | 81,0 | 40,0 | 15374 | 12327 | 592,9 | 63,4 |
| 11 | 81,7 | 36,7 | 15155 | 12793 | 624,3 | 69,5 |
| 12 | 81,0 | 37,3 | 15122 | 12361 | 552,1 | 72,0 |
| 13 | 81,0 | 38,3 | 16709 | 12465 | 566,8 | 61,2 |
| 14 | 81,0 | 38,0 | 14333 | 10851 | 619,5 | 57,9 |
| 15 | 80,7 | 37,7 | 13090 | 11498 | 594,5 | 63,4 |
| 16 | 80,3 | 36,0 | 14960 | 12957 | 633,2 | 54,0 |
| 17 | 81,0 | 40,3 | 13827 | 10981 | 660,7 | 63,8 |
| 18 | 81,0 | 37,7 | 10708 | 9824 | 662,0 | 55,0 |
| 19 | 81,0 | 37,3 | 12583 | 11594 | 626,3 | 61,7 |
| 20 | 81,7 | 36,5 | 12234 | 11265 | 629,5 | 54,4 |
| 21 | 80,0 | 36,8 | 15040 | 12741 | 644,8 | 77,2 |
| 22 | 81,0 | 37,5 | 14739 | 13530 | 606,0 | 69,7 |
| 23 | 81,0 | 40,0 | 13955 | 12452 | 641,7 | 59,1 |
| 24 | 80,0 | 37,0 | 16172 | 13146 | 647,7 | 72,5 |