

Monitorização e avaliação de ligações viga-pilar em betão de agregados leves

Monitoring and evaluation of lightweight aggregate concrete beam-to-column joints

Jónatas Valença
Ricardo do Carmo
Hugo Costa
Eduardo Júlio

Resumo

O comportamento das estruturas de betão armado é fortemente condicionado pelo desempenho das ligações viga-pilar. Assim, o dimensionamento e a pormenorização dessas ligações devem ser realizados com especial atenção, em particular quando as secções transversais são de reduzida dimensão e as taxas de armadura longitudinal são elevadas.

Neste artigo é analisado o comportamento de ligações viga-pilar, produzidas com um betão estrutural de agregados leves (BEAL) sob cargas monotónicas, com o objetivo de avaliar a influência de diferentes parâmetros no seu comportamento, como a resistência do BEAL, a taxa de armadura longitudinal e a pormenorização das armaduras. Foram ensaiadas cinco ligações até à rotura, com diferentes combinações dos parâmetros em estudo. Duas dessas ligações foram monitorizadas com maior detalhe através de fotogrametria e processamento de imagem. Os resultados realçam a importância da pormenorização nas ligações viga-pilar, verificando-se que soluções incorretas diminuem significativamente a capacidade de carga. Demonstram ainda ser recomendável que os pilares apresentem uma secção superior à das vigas, conduzindo a menor fendilhação e maior rigidez da ligação.

Palavras-chave: Ligação pilar-viga / BEAL / Pormenorização da armadura / Taxa de armadura / Fotogrametria / Processamento de imagem

Abstract

The overall behaviour of reinforced concrete (RC) frames is significantly affected by the performance of beam-to-column joints. The design and detailing of those joints are important, especially in the case of small cross sections with high longitudinal reinforcement ratios.

This paper analyses the behaviour of beam-to-column joints of lightweight aggregate concrete (LWAC) under monotonic loads, in order to evaluate the influence of LWAC strength, reinforcement ratio and rebar detailing in the joints' behaviour. Five specimens, combining different reinforcement ratios and concrete strengths, were tested until failure. Two of those joints were monitored in detail using photogrammetry and image processing. The experimental results show the importance of an adequate reinforcement detailing of the beam-to-column joint, evidencing that incorrect solutions considerably decrease the load capacity. These also show that it is highly recommended to adopt columns larger than beams, to reduce cracking and increase the joints' stiffness.

Keywords: Beam-to-column joints / LWAC / Reinforcement detailing / Reinforcement ratios / Photogrammetry / Image processing

Jónatas Valença

Investigador
CERIS, IST-ID, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt

Ricardo do Carmo

Professor Adjunto
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
carmo@isec.pt

Hugo Costa

Professor Adjunto
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
hcosta@isec.pt

Eduardo Júlio

Professor Catedrático
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

VALENÇA, J. [et al.] – Monitorização e avaliação de ligações viga-pilar em betão de agregados leves. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 43-54.

1 Introdução

As ligações viga-pilar desempenham um papel importante no comportamento dos pórticos de betão armado sob a ação de cargas estáticas e dinâmicas [1-4]. Muitas vezes, o dimensionamento foca-se apenas nas vigas e nos pilares, não sendo dada a mesma atenção às ligações. Quando estas não são corretamente dimensionadas e pormenorizadas, a resistência e a rigidez podem ser menores do que o esperado, sendo em contrapartida maiores os deslocamentos laterais e menor a capacidade de carga dos pórticos [1-3]. Numa análise estrutural é habitual considerar-se que estas ligações são perfeitamente rígidas, o que simplifica significativamente o cálculo de esforços. No entanto, essa hipótese pode não traduzir a real rotação do nó, devido à possível fendilhação do betão e escorregamento das armaduras, e também por nessa região poderem ocorrer deformações devidas a forças de corte.

Nas estruturas de betão armado, as ligações viga-pilar são regiões de descontinuidades geométricas, denominadas regiões D [4], as quais não podem ser analisadas admitindo uma distribuição linear das extensões. O modelo de escoras e tirantes é uma boa ferramenta para analisar essas regiões [4-6]. Durante vários anos, admitia-se que a resistência das ligações era igual ou superior à do elemento estrutural menos resistente. Hoje em dia, sabe-se que esse pressuposto não é verdadeiro, pois constatou-se que a capacidade de carga de algumas estruturas estava condicionada pela resistência das ligações [7-8]. Na maioria dos regulamentos, se as ligações estiverem sob a ação de cargas monotónicas, não é exigida uma verificação explícita da sua capacidade resistente e de deformação. Assume-se que as ligações têm resistência, ductilidade e rigidez suficientes para garantir um desempenho adequado, desde que seja dada a devida atenção às disposições construtivas. As ligações viga-pilar localizadas no extremo dos pórticos são mais críticas e vulneráveis do que as ligações internas, devido à descontinuidade geométrica e às menores condições de confinamento do betão desses nós. Nestes casos, a colocação de armadura transversal dentro do nó é útil para transferir forças da face externa do nó para a face interna, ajudando assim a reduzir a fendilhação e o destacamento do betão no nó [6, 9].

O betão estrutural de agregados leves (BEAL) é caracterizado por ter um peso volúmico habitualmente entre 1200 a 2000 kg/m³. Nas últimas décadas, o desenvolvimento tecnológico permitiu produzir agregados leves artificiais com rácios densidade/ resistência reduzidos e, conseqüentemente, betões leves com elevadas resistências mecânicas. O BEAL tornou-se assim um material atrativo e competitivo para a construção estrutural moderna. A incorporação de agregados leves na matriz ligante influencia as propriedades do betão no estado fresco, compactidade e trabalhabilidade, e, no estado endurecido, as resistências à tração e à compressão, o módulo de elasticidade, os parâmetros de durabilidade e as propriedades diferidas, retração e fluência [10-11]. Comparativamente aos betões correntes, o BEAL apresenta um módulo de elasticidade menor, uma maior aproximação do comportamento linear na relação tensão-extensão (até 90% da tensão máxima), uma menor deformação pós-pico e uma rotura mais frágil. Estas diferenças afetam o comportamento das estruturas, incluindo as ligações viga-pilar. Existem alguns estudos sobre o comportamento de ligações viga-

-pilar produzidas com betões correntes, mas com BEAL esses estudos são praticamente inexistentes.

Na análise experimental das ligações viga-pilar é necessário medir com precisão os principais parâmetros e a utilização de novas tecnologias pode ser bastante útil e vantajosa na prossecução desse objetivo. Nesse âmbito, têm sido desenvolvidos métodos fiáveis de monitorização a partir do processamento de imagens dos elementos a avaliar, que permitem adquirir um volume significativo de informação de qualidade [12-14]. Nesse contexto, foram desenvolvidos e aplicados na monitorização de estruturas de betão armado, vários métodos baseados em fotogrametria e processamento de imagem. A avaliação completa das superfícies de betão permite acompanhar a evolução de vários parâmetros estruturais: a) deslocamento, curvatura e rotação de seções [15-16]; b) mapas de extensão [16]; c) padrão e largura das fendas [12, 17]; e d) extensão das armaduras [18]. Um dos novos desafios passa por desenvolver essas ferramentas para avaliar também as ligações entre elementos estruturais, permitindo assim uma monitorização mais detalhada dessa região crítica.

Neste artigo, apresenta-se um estudo experimental focado no comportamento das ligações vigas-pilares externas, produzidas com BEAL e sob a ação de cargas monotónicas para avaliar a sua resistência, deformação e rigidez. Essas ligações foram monitorizadas usando a instrumentação tradicional e o método Photo-Node [19]. Este último foi concebido para, na etapa de pós-processamento de dados obtidos por fotogrametria e processamento de imagem, calcular os principais parâmetros geométricos requeridos para a análise de ligações viga-pilar em betão armado. Os principais objetivos deste trabalho são avaliar a influência: i) da resistência do BEAL, ii) da taxa de armadura longitudinal, e iii) da pormenorização das armaduras no nó, no comportamento das ligações. Os resultados obtidos realçam a importância da pormenorização das armaduras nas ligações, pois soluções incorretas diminuem significativamente a sua capacidade de carga; e o facto de ser recomendável dimensionar pilares com maior secção do que as vigas, para reduzir a fendilhação e aumentar a rigidez da ligação.

2 Programa experimental

2.1 Produção dos provetes

Foram produzidos cinco provetes para ensaio, combinando duas taxas de armadura longitudinal com dois BEAL de diferentes resistências mecânicas (Tabela 1). Quatro desses elementos tinham a mesma secção transversal, 120 × 270 mm², para o pilar e viga (Figura 1). As restrições geométricas e as regras de pormenorização das armaduras, designadamente o espaçamento mínimo entre armaduras, levaram a que os cotovelos de amarração dos varões da viga se localizassem fora do plano dos varões do pilar (Figura 2a). Para avaliar a influência da pormenorização das armaduras no nó, nomeadamente a localização da amarração em cotovelo das armaduras da viga, a secção do pilar do elemento BC 5 foi aumentada para 220 × 270 mm². Com essa alteração, a rigidez do pilar aumentou e o cotovelo foi alinhado com a armadura da face externa do pilar (Figuras 2b e 2c).

Tabela 1 Características geométricas, áreas das armaduras e resistência do BEAL

Elemento	Pilar (mm ²)	A _s (mm ²)	A _{sw} (mm ² /m)	Peso vol. (kg/m ³)	f _{lcm,cubo} (MPa)
BC 1	120 × 270	314 (4Ø10)	712,5 (Ø6//0,08 m)	1900	33,2
BC 2	120 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1910	35,3
BC 3	120 × 270	314 (4Ø10)	712,5 (Ø6//0,08 m)	1950	56,5
BC 4	120 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1950	55,8
BC 5	220 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1940	54,6

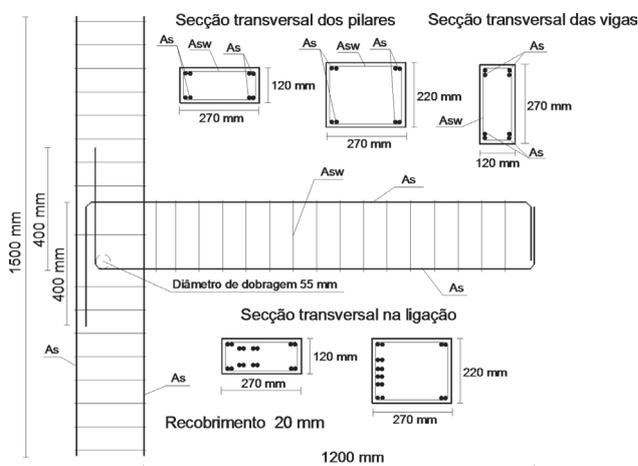


Figura 1 Pormenorização das armaduras dos elementos

Os comprimentos do pilar e da viga foram de 1500 mm e 1200 mm, respetivamente. As armaduras longitudinais de tração e compressão foram compostas por 4 varões, Ø10 ou Ø16, conduzindo a taxas de armadura longitudinal de 1,12% e 2,96%, respetivamente. A armadura transversal foi composta por estribos de dois ramos, Ø6//0,08 m e Ø8//0,08 m, dimensionada para evitar a rotura prematura por esforço transversal. Todas as armaduras foram produzidas com aço S500-SD. As duas misturas de BEAL foram formuladas e produzidas com o objetivo de se obter uma massa volumica alvo, seca em estufa, de 1900 kg/m³, mas com diferentes classes de resistências, LC 25/28 e LC 45/50, correspondendo a uma resistência média à compressão de 34 MPa e 56 MPa, respetivamente. As misturas foram formuladas pelo método proposto pelo autor [11], baseado na expressão de Feret, para definir a resistência da matriz ligante, e pelo método de Faury, para efetuar o ajuste granulométrico. A previsão da resistência do betão foi obtida através da resistência da matriz, a qual é corrigida com um coeficiente que depende da resistência e dosagem dos agregados leves. A resistência média à compressão dos BEAL, f_{lcm,cubo}, apresenta-se na Tabela 1, tendo sido caracterizada através de ensaio normalizado em quatro provetes cúbicos de 150 mm [20-21].



Figura 2 Produção dos elementos: a) pormenorização da armadura no nó; b) armadura com extensómetros na cofragem; c) elemento BC 5 com o pilar com maior secção transversal

2.2 Set-up de ensaio

Na Figura 3a é apresentada uma vista geral do *set-up* de ensaio. A carga monotónica foi aplicada através de um servoatuador hidráulico com capacidade máxima de 300 kN, a uma velocidade de 0,01 mm/s e através de controlo do deslocamento, permitindo assim a análise na fase pós-pico. Foram utilizados apoios semi-esféricos para permitir a rotação das secções extremas dos pilares. Entre a viga e o servoatuador hidráulico foi colocada uma rótula metálica que permite a rotação no ponto de carregamento. Além do servoatuador, que permitiu registar a força e deslocamento, foram medidas as forças de reacção e os deslocamentos com a seguinte instrumentação: i) células de carga nos apoios; ii) dois LVDTs colocados verticalmente na viga; iii) dois LVDTs colocados horizontalmente na secção crítica da viga (Figura 3b); iv) seis extensómetros afastados 100 mm, perto do nó, colocados nas armaduras tracionadas e comprimidas da viga (Figura 2b); v) grelha de alvos circulares pintada na superfície para monitorização com o método Photo-Node (Figura 3b).

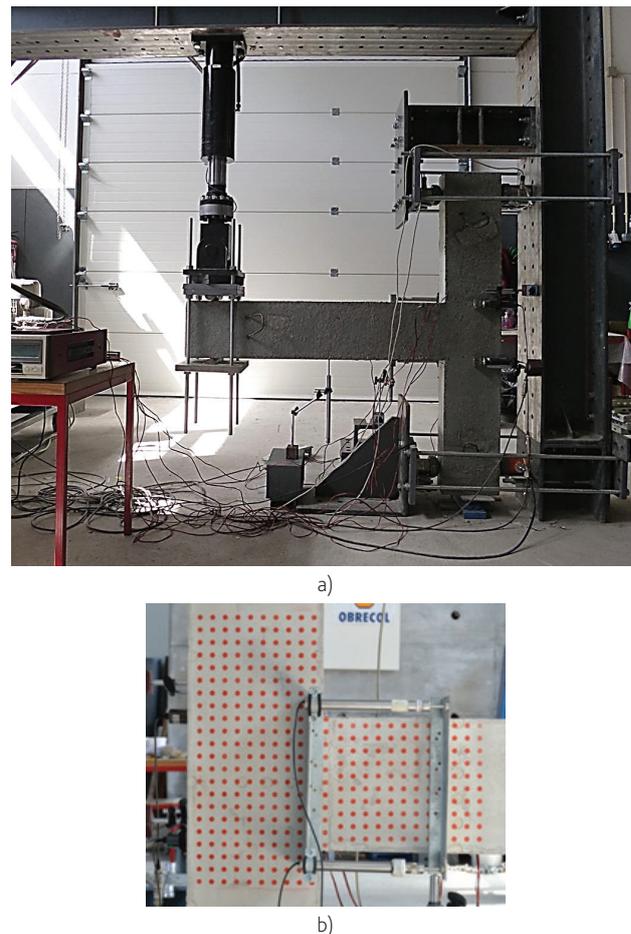
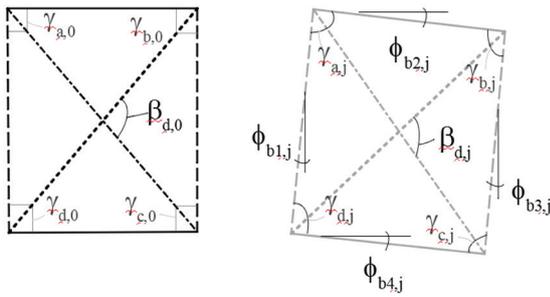


Figura 3 Set-up dos ensaios dos elementos de ligação viga-pilar extremo: a) foto geral; b) detalhe de alguns instrumentos de monitorização

2.3 Parâmetros de avaliação

O método Photo-Node permite avaliar a rotação (θ) e a distorção (γ) do nó com o aumento da carga, dois parâmetros essenciais para caracterizar o comportamento estrutural da ligação. O procedimento adotado foi o seguinte (Figura 4): i) a deformação total da ligação (ϕ_{bij}) é obtida pela variação angular dos limites do nó da ligação viga-pilar; e a variação do ângulo entre as suas diagonais (β_{d12j}) permite verificar a existência de distorção; ii) a distorção é calculada medindo a variação do ângulo dos cantos da ligação (γ_{kj}); iii) a rotação em cada limite do nó (θ_{bij}) é calculada pela diferença entre a deformação total (ϕ_{bij}) e a distorção (γ_j). Nestes ensaios em específico, a distorção vertical é desprezável, devido à restrição vertical conferida pelo pilar. O mesmo não acontece com a distorção horizontal, porque existem forças transversais nas faces inferior e superior do nó e porque nessa direção há liberdade de movimento (Figura 5).



$$\gamma_{kj} = \gamma_{kj} - \gamma_{k,0}$$

$$\phi_{bij} = \phi_{bij} - \phi_{bi,0}$$

$$\beta_{\sigma 12,j} = \beta_{dj} - \beta_{d,0}$$

onde:
 i é a face o nó, $i = 1, \dots, 4$
 k é o ângulo entre os limites do nó, $k = a, \dots, d$
 j é a fase do ensaio, $j = 0, \dots, n$

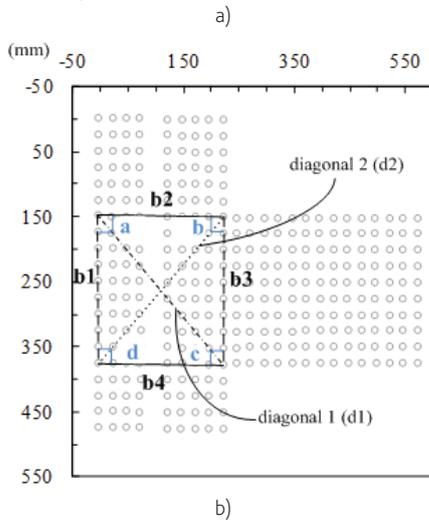


Figura 4 Rotação e distorção na ligação: a) esquema; b) deformação direta dos limites do nó (ϕ_{bij}) e das diagonais ($\beta_{\sigma 12,j}$), e distorção entre os limites do nó (γ_{kj})

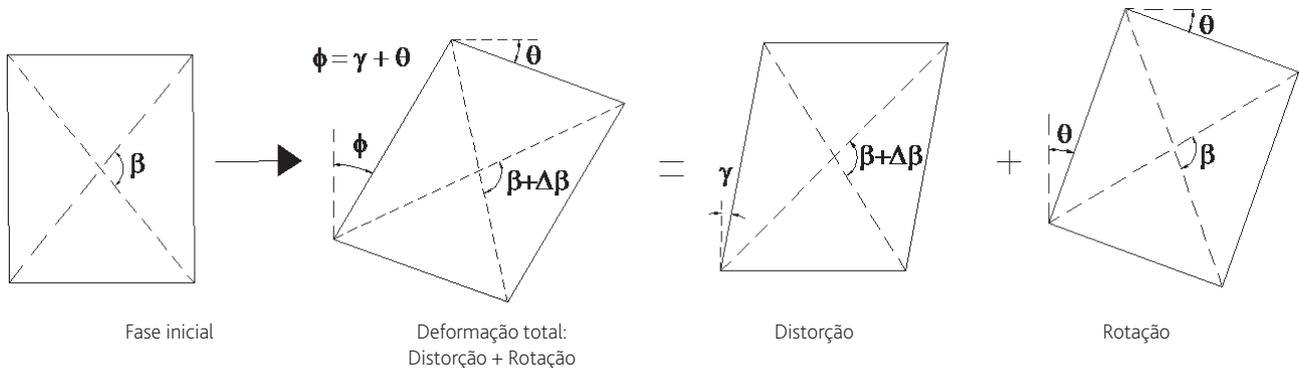


Figura 5 Rotação e distorção na ligação

Os mapas das direções principais foram também calculados, a direção principal máxima é útil para definir as áreas de fendilhação, através das áreas em tração, e a direção principal mínima para descrever o caminho da carga, neste caso das áreas em compressão. O cálculo dos campos de deformação nodal requer a geração de uma malha triangular auxiliar, e são baseados nos vetores de deslocamento, calculados diretamente a partir das coordenadas de cada alvo [15, 19].

3 Monitorização de resultados

3.1 Carga-deslocamento e momento resistente

As curvas carga-deslocamento ($F-\delta$) das várias ligações ensaiadas, correspondentes à seção localizada na extremidade livre das vigas, estão apresentadas na Figura 6. Nas duas curvas correspondentes aos ensaios BC 1 e BC 2 estão registadas, com pontos circulares, as seis fases (fase #1 a fase #6) que foram também monitorizadas através de fotogrametria e processamento de imagem. A curva $F-\delta$ típica é caracterizada por duas etapas distintas: primeiro, o deslocamento aumenta progressivamente com a aplicação da carga; de seguida o deslocamento aumenta significativamente com pequenos incrementos de carga, ou mesmo com pequena diminuição de carga. Habitualmente, as elevadas deformações na fase pós-pico significam uma rotura dúctil, mas, nestes ensaios, e apesar de as vigas terem elevadas deformações, isso não implicou que as armaduras tracionadas tenham atingido a tensão de cedência. Neste caso o deslocamento registado na extremidade da viga está essencialmente relacionado com a fendilhação e destacamento do betão na zona da ligação.

Quando a taxa de armadura de tração aumenta de 1,12% para 2,96%, a capacidade de carga da ligação aumentou 26%, quando $f_{lcm,cubo}$ é igual a 34 MPa, e 44%, quando $f_{lcm,cubo}$ é igual a 56 MPa. Quando se aumentou a resistência do BEAL à compressão e mantendo a mesma taxa de armadura de tração, também se verificou um aumento da capacidade de carga da ligação, sendo esse aumento maior no elemento com a taxa de armadura mais elevada. Esta tendência era obviamente esperada, uma vez que a

resistência à flexão é influenciada pela resistência do betão e pela área de armadura longitudinal. No entanto, neste estudo, a principal influência no comportamento da ligação foi o aumento da secção transversal do pilar e o subsequente rearranjo das armaduras dentro do nó. A capacidade de carga máxima da ligação BC 5 é quase o dobro da ligação BC 4, com um aumento de 79%, passando de 42 kN para 75 kN.

A rigidez das ligações pode ser avaliada pela inclinação da curva $F-\delta$ durante a primeira etapa. Observa-se que a rigidez da ligação tem um aumento significativo com o aumento da secção transversal do pilar, a curva da ligação BC 5 tem um declive mais elevado comparativamente com a curva da ligação BC 4. O aumento da resistência do betão também aumenta a rigidez das ligações, especialmente nos elementos com reduzidas taxas de armadura longitudinal de tração (comparação entre BC 1 e BC 3).

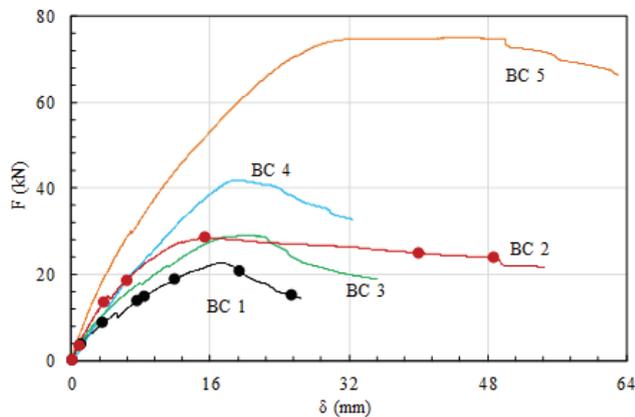


Figura 6 Curva carga-deslocamento no extremo da viga ($F-\delta$)

Na Tabela 2, o momento máximo teórico, M_{ud}^t , é comparado com o momento máximo experimental, M_{max} . O valor teórico foi calculado usando a resistência média dos materiais e as metodologias atuais de dimensionamento para seções retangulares. Os resultados mostram que apenas os elementos BC 3 e BC 5 estiveram próximos

de atingir a capacidade resistente das vigas, cerca de 90% e 98%, respetivamente. Os restantes elementos atingiram cargas consideravelmente abaixo das correspondentes ao momento máximo resistente das vigas: nos elementos BC 1 e BC 4, apenas 72% e 55%, respetivamente; e o elemento BC 2 foi aquele em que a capacidade resistente da viga foi menos explorada, apenas 38%. A Figura 7a mostra que as vigas com elevadas taxas de armadura necessitam de uma pormenorização cuidada das armaduras dentro do nó, havendo também necessidade de garantir uma área adequada de betão na zona comprimida. O comportamento das ligações ensaiadas demonstra claramente que grandes quantidades de armadura não são suficientes para garantir a resistência desejada. Nesse sentido, as ligações com elevadas taxas de armadura podem ser um problema, facto realçado pela melhoria significativa da eficiência das armaduras registada com as alterações realizadas no elemento BC 5. Os ensaios também mostram que o aumento da resistência à compressão do BEAL aumenta a carga máxima suportada, confirmando a importância do betão no comportamento das ligações (Figura 7b).

Estes resultados evidenciam a importância de evitar roturas prematuras na ligação viga-pilar, para assim alcançar a capacidade de carga prevista para a estrutura. A capacidade total das armaduras tracionadas foi explorada apenas em duas situações, BC 3 e BC 5, conforme já mencionado. O comportamento dos restantes elementos foi condicionado pelo excesso de fendas e pelo destacamento do betão comprimido. Esse facto é confirmado pela comparação da força máxima alcançada nas armaduras de tração com a força máxima possível (Figura 7c). Este último valor foi calculado usando a resistência à tração do aço e a área das armaduras, enquanto o primeiro foi calculado tendo em consideração o momento aplicado e o braço das forças internas. A força máxima disponível e atingida é substancialmente diferente nos elementos BC 2 e BC 4, ou seja, nas ligações com elevadas taxas de armadura longitudinal. Nesses casos, o aumento da secção transversal do pilar, conforme efetuado no elemento BC 5, é particularmente importante, proporcionando uma ancoragem eficaz e um aumento da área de betão na zona comprimida. Esta

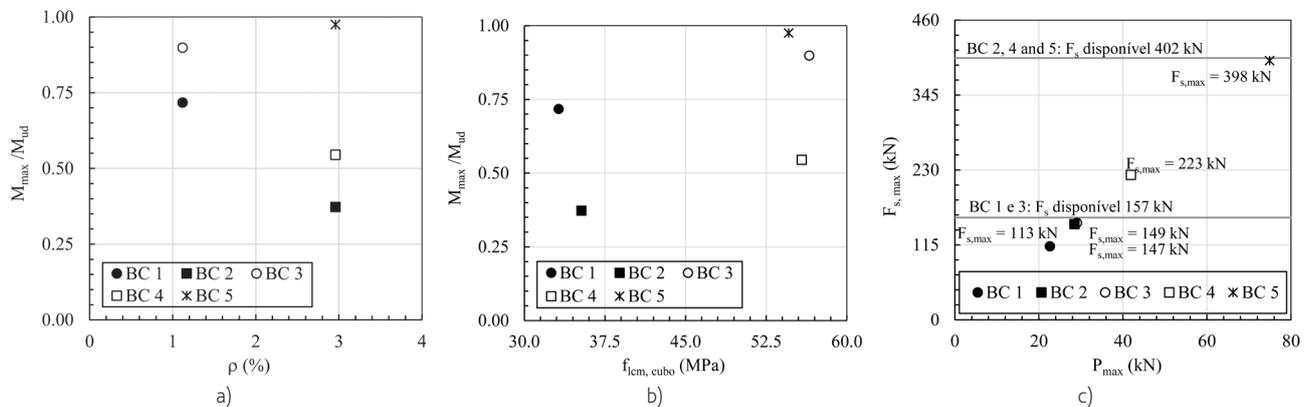


Figura 7 Relação M_{max}/M_{ud} : a) efeito da taxa de armadura longitudinal; b) efeito da resistência do betão à compressão; e c) força máxima atingida nas armaduras tracionadas

melhoria permitiu uma melhor utilização da capacidade do aço, confirmada pela força máxima alcançada, F_s .

Tabela 2 Força máxima aplicada, momento máximo e força máxima de tração atingida

Elemento	ρ (%)	P_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	M_{ud} (kN.m)	M_{max}/M_{ud}	$F_{s,max}$ (kN)
BC 1	1,12	22,6	24,4	34,0	0,718	113
BC 2	2,96	28,5	30,8	82,6	0,373	147
BC 3	1,12	29,0	31,3	34,8	0,899	149
BC 4	2,96	41,9	45,3	83,1	0,545	223
BC 5	2,96	74,9	80,9	83,0	0,975	398

3.2 Momento-curvatura

A curvatura nas secções varia ao longo do eixo das vigas, sendo maior nas secções mais fendilhadas e muito menor nas secções não fendilhadas. Essa variação da curvatura é muito difícil de medir experimentalmente e, geralmente, opta-se por medir a curvatura média ao longo de um determinado troço. Neste estudo, foram analisadas as secções críticas da viga, localizadas na região imediatamente adjacente à ligação, num comprimento aproximadamente igual à altura útil da secção transversal, 240 mm (Figura 8). Durante os ensaios, a curvatura média foi calculada usando os deslocamentos obtidos pelos LVDTs posicionados horizontalmente. A relação momento-curvatura é apresentada na Figura 8a. Nos elementos BC 1 a BC 3, foi também possível calcular a curvatura na secção crítica, localizada junto à face interna do pilar, usando os extensómetros colocados nas armaduras tracionadas e comprimidas (Figura 8a). Nos elementos BC 4 e BC 5, essas leituras não foram realizadas devido à perda de ligação com os

extensómetros, provavelmente durante a betonagem. A curvatura obtida por estas duas abordagens mostra diferenças significativas na fase pós-pico, em particular, no elemento BC 2. Essas diferenças ocorrem devido aos elevados deslocamentos horizontais registados, consequência das elevadas rotações da viga em relação ao pilar. Todavia, a curvatura calculada a partir dos extensómetros mostra que o aço não atingiu a tensão de cedência, contrastando com as possíveis ilações extraídas da análise da curvatura média. Verifica-se que o início das deformações plásticas apenas é observado nos elementos BC 3 e BC 5. As curvas momento-curvatura confirmam a tendência anteriormente detetada, ou seja, a capacidade de deformação das vigas diminui com o aumento da taxa de armadura longitudinal e a variação da resistência do betão tem pouca influência na deformação das vigas

3.3 Distorção e rotação

A análise da deformação do nó através do método Photo-Node é baseada nos deslocamentos de 36 alvos. As Figuras 9 e 10 mostram a configuração geométrica do nó para cada etapa analisada, tendo sido consideradas seis fases em cada um dos ensaios (fase #1 a fase #6). Este método permite definir a deformação do nó durante os ensaios experimentais com elevada discretização, resultando em informações detalhadas e confiáveis. A discretização usada permitiu identificar a deformação do nó como um corpo não rígido, dificilmente detetada de outra forma, e visível pelas várias mudanças de direção da linha que define o contorno exterior do nó (Figuras 9 e 10). Essas discontinuidades nos limites do nó são uma consequência da fendilhação do betão, e são particularmente visíveis no limite b3 (Figura 4). Essas discontinuidades, que aparecem com maior visibilidade na última fase dos ensaios monitorizada (fase #6) (Figura 6), coincidem com o aumento da largura das fendas, descritas com maior detalhe na Secção 3.4. A deformação do nó de ligação foi calculada para os quatro limites, através da medição da variação angular de retas definidas pelos quatro cantos. O ângulo entre as

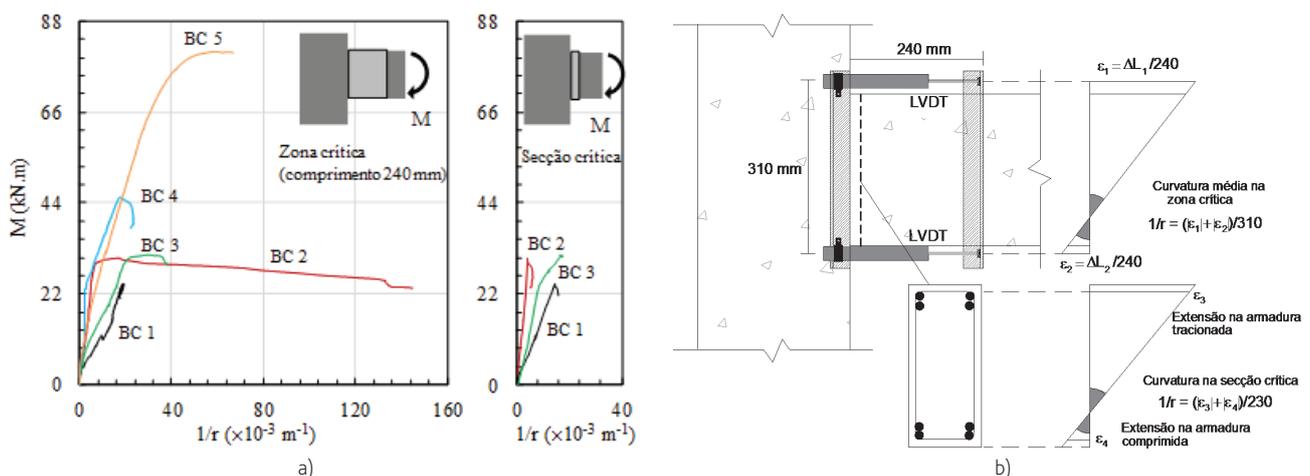


Figura 8 Curvatura: a) curva momento-curvatura ($1/r$); b) extensões e curvatura determinada a partir dos deslocamentos horizontais e extensómetros

duas diagonais, β_{d12j} , também foi calculado, e permite verificar a existência de distorção na ligação (Figura 11). Os resultados mostram um claro aumento das deformações com o aumento do momento de flexão. No entanto, essa deformação não é igual em todos os limites do nó, sendo menor nos limites horizontais e maior no limite b3. Os valores de β_{d12j} demonstram uma clara mudança na resposta dos dois ensaios na fase #4, devido à fendilhação do betão, facto confirmado pelo padrão de fendilhação que é analisado na secção seguinte.

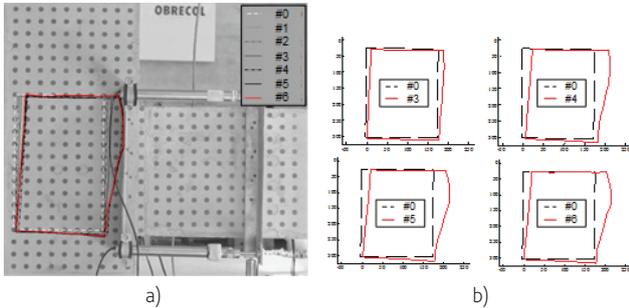


Figure 9 Ensaio BC 1 (em mm e com deslocamento aumentado 20 vezes): a) configuração deformada sobreposta na imagem da fase inicial; b) detalhe da evolução em quatro fases

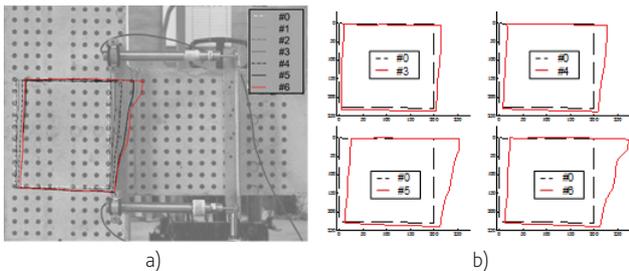


Figure 10 Ensaio BC 2 (em mm e com deslocamento aumentado 20 vezes): a) configuração deformada sobreposta na imagem da fase inicial; b) detalhe da evolução em quatro fases

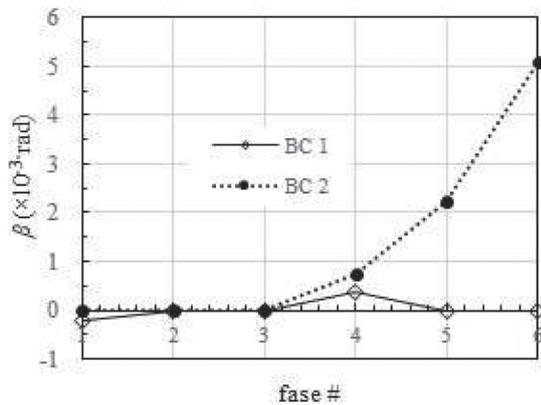


Figure 11 Distorção geral na ligação, β_{d12j}

A distorção, parcial e média, foi calculada medindo o ângulo de variação em cada canto do nó (γ_{ki}). A evolução da distorção da ligação BC 1 e BC 2 pode ser visualizada na Figura 12. Os valores reduzidos realçam a importância da precisão necessária nas medições. Os resultados também mostram diferentes comportamentos de cada canto, sendo muito baixa e permanecendo constante no canto inferior esquerdo, d (Figura 4). Esses valores corroboram as deformadas apresentadas nas Figuras 9 e 10.

A rotação foi calculada de acordo com os procedimentos apresentados na Secção 2.3, ou seja, a deformação direta dos quatro limites do nó (φ_{bij}) subtraída pela distorção (γ). Nesse caso, a distorção usada é a média de duas distorções medidas nos dois cantos de cada limite. Os valores das rotações calculados (Figura 13) permitem detetar características que passariam despercebidas usando a instrumentação tradicional (LVDTs). Em particular o facto, já referido, de a ligação não ter um comportamento de corpo rígido, pois devido à fendilhação do betão observou-se uma evolução distinta da rotação em cada limite do nó. Mais uma vez verificou-se que o limite b3 apresenta rotações mais elevadas, sendo a secção com extensões mais elevadas e onde estas mudam de direção (ver Secção 3.4). Por outro lado, o limite b1 apresenta a menor rotação. Este facto ocorre porque b1 é a face externa do nó, sem ligação a outro elemento estrutural e, conseqüentemente, a zona do nó onde as extensões e as fendas são menores. Esta análise baseada nos dados obtidos pelo Photo-Node está em linha com o que foi observado nas secções anteriores.

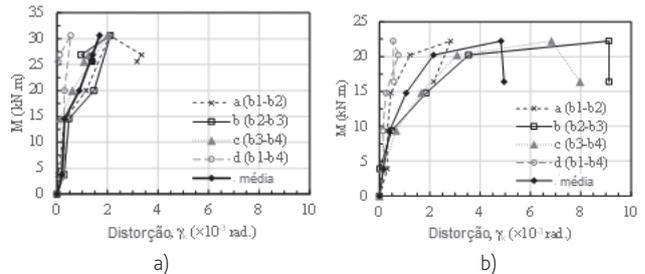


Figure 12 Distorção da ligação: a) BC 1; e b) BC 2

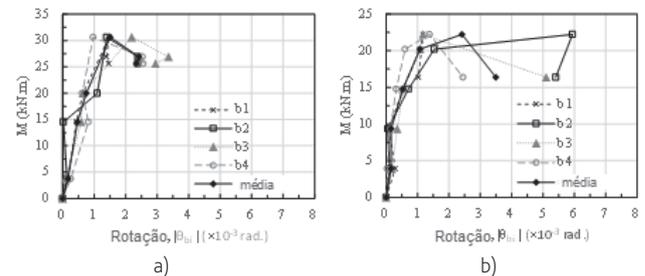


Figure 13 Rotação da ligação: a) BC 1; e b) BC 2

3.4 Padrão de fendilhação e caminho da carga

O método Photo-Node permite também avaliar a evolução do padrão de fendilhação, o qual pode ser analisado em simultâneo com o campo de extensões de tração. Permite ainda determinar

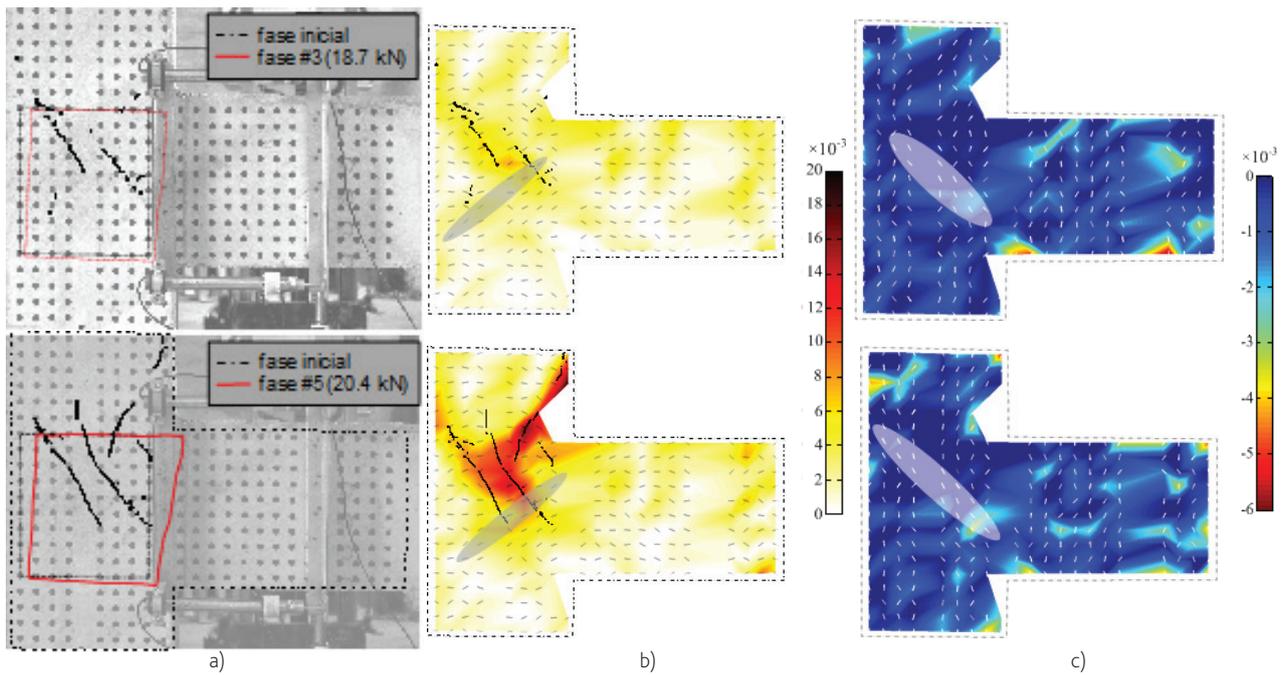


Figure 14 Ensaio BC 1: a) deformação e fendilhação; b) tração na extensão principal máxima ϵ_1 e fendilhação; c) compressão na extensão principal mínima, ϵ_3

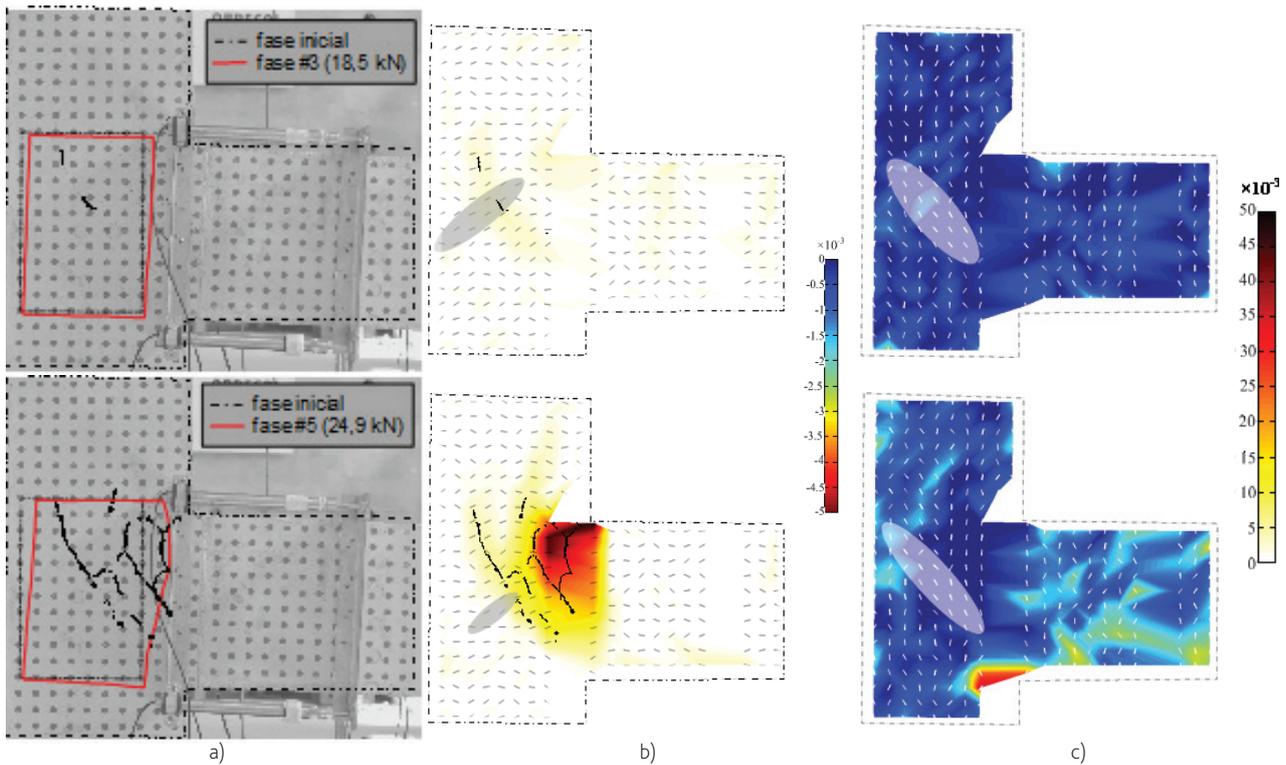


Figure 15 Ensaio BC 2: a) deformação e fendilhação; b) tração na extensão principal máxima ϵ_1 e fendilhação; c) compressão na extensão principal mínima, ϵ_3

o caminho da carga através da análise do campo de extensões de compressão. A análise conjunta dos mapas referidos auxilia a compreensão do comportamento estrutural da ligação através da localização das forças internas – extensões de compressão (escoras) e de tração (tirantes).

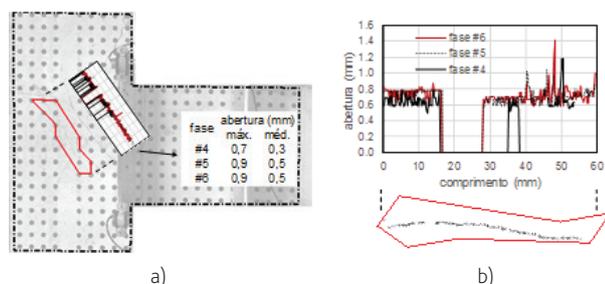


Figura 16 Evolução da largura da fenda no ensaio BC 1: a) seleção da fenda; b) abertura ao longo do seu perfil

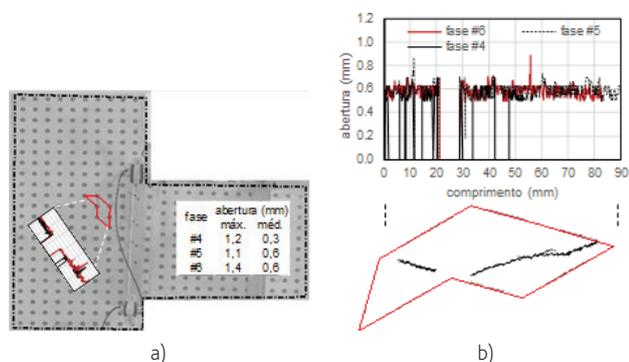


Figura 17 Evolução da largura da fenda no ensaio BC 2: a) seleção da fenda; b) abertura ao longo do seu perfil

Nas Figuras 14 e 15, a deformação do nó, o padrão de fendilhação e os mapas de tração para a extensão principal máxima, ϵ_1 , e de compressão para a extensão principal mínima, ϵ_3 , são apresentados para as fases #3 e #5 nos ensaios BC 1 e BC 2, respetivamente. A correspondente direção principal nodal é identificada nos mapas de extensão por linhas a preto e branco, para ϵ_1 e ϵ_3 , respetivamente. A análise simultânea das Figuras 14a) e 15a), que apresentam a deformação e o padrão de fendilhação, e das Figuras 14b) e 15b), que apresentam os mapas da extensão principal máxima, ϵ_1 , realça: a relação entre a localização das fendas diagonais, dentro do nó, com a diagonal das extensões de tração; e a relação entre a região em tração e as fendas, perto da zona de transição viga-pilar. Adicionalmente, a abertura das fendas pode ser avaliada ao longo de seu comprimento e em qualquer zona da superfície analisada. Como exemplo, as Figuras 16 e 17 representam a evolução da abertura de fendas selecionadas ao longo do seu comprimento. As Figuras 16a) e 17a) identificam e localizam a fenda, e registam os valores máximos e médios da sua abertura, enquanto as Figuras 16b) e 17b) apresentam a sua evolução discretizada ao longo do seu comprimento. Estes resultados permitiram verificar que a largura das fendas avaliadas não muda significativamente ao longo do seu comprimento e

durante as várias fases analisadas. O caminho da carga, ou seja, a diagonal de compressão, é visível em ambos os ensaios (a direção das linhas brancas nas Figuras 14c) e 15c). A compressão na região crítica da viga é facilmente identificada na parte inferior da ligação com o pilar (ver BC 2).

4 Conclusões

Este artigo é dedicado ao estudo do comportamento de ligações viga-pilar, produzidas com BEAL e sujeitas a cargas monotónicas. Foram ensaiadas e monitorizadas cinco ligações diferentes, variando a resistência do betão, a taxa de armadura longitudinal e a pormenorização das armaduras, para avaliar experimentalmente o comportamento das ligações, tendo-se verificado que:

- O aumento da resistência do BEAL não tem um efeito significativo no comportamento de ligações com taxas de armadura mais reduzidas. Todavia, nas ligações com taxas de armadura mais elevadas essa influência é maior, tendo-se verificado um maior aumento da carga de rotura e da ductilidade. Constata-se ainda que o aumento da resistência do BEAL permitiu explorar com maior eficiência a capacidade resistente do aço tracionado;
- A resistência das ligações com taxas elevadas de armaduras foi insuficiente para que fosse possível explorar o momento máximo resistente na viga. Esta rotura prematura da ligação está relacionada com a grande quantidade de armaduras dentro do nó, porque nestes casos é criada uma barreira de aço que divide o nó em duas partes e reduz a área de betão à compressão;
- A pormenorização adequada das armaduras na ligação viga-pilar, nomeadamente, o prolongamento da amarração das armaduras longitudinais de tração da viga até à face externa do pilar, reduz consideravelmente a fendilhação, aumenta a resistência da zona comprimida e, conseqüentemente, a capacidade de carga. A armadura transversal dentro do nó é fundamental para a transferência das forças horizontais da face externa para a interna, evitando o destacamento do betão na região externa. Estes detalhes construtivos são essenciais no modelo interno de transferência de forças entre a viga e o pilar.

Conclui-se que as ligações onde as vigas apresentam elevadas taxas de armadura longitudinal exigem não apenas um maior volume de betão à compressão como também um betão com maior resistência, para aproveitar toda a capacidade resistente das armaduras tracionadas. É importante garantir que a rotura ocorre após as armaduras tracionadas atingirem a tensão de cedência. Recomenda-se ainda, sempre que possível, ter pilares com uma secção transversal maior que as vigas, para reduzir a fendilhação, aumentar a rigidez da ligação e permitir uma melhor pormenorização da amarração das armaduras longitudinais das vigas.

Adicionalmente, importa referir que a fotogrametria e o processamento de imagem permitiram identificar e quantificar parâmetros dificilmente detetáveis com a instrumentação tradicional, tais como, a rotação e distorção do nó, a evolução do padrão de fendilhação, e o campo de extensões de tração e compressão.

Referências

- [1] Costa, R. *et al.* – “Influence of beam-column joint deformation on the behaviour of reinforced concrete frames” em *International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications*, CoRAN, 2011.
- [2] Shafaei, J. *et al.* – “Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames” em *Engineering Structures* 81, 2014, p 412–31.
- [3] Benavent-Climent, A. *et al.* – “Exterior wide beam–column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loads”, em *Engineering Structures* 31, 2009, p 1414–24.
- [4] Schlaich, J. *et al.* – “Towards a consistent design of structural concrete” em *Journal of the Prestressed Concrete Institute* 32(3), 1987, p. 74-150.
- [5] Carmo, R.N.F.; Lopes, S.M.R. – “Bending moments in D regions of reinforced concrete beams. Structures and Buildings”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Journal 164(4), 2011, p. 239-54.
- [6] Ortiz R. *et al.* – *Strut and tie modelling of reinforced concrete short beams and beam-column joints*, Ph.D. Thesis, University of Westminster, London, 1993.
- [7] Park, R.; Paulay, T. – *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, 1975.
- [8] ACI-ASCE 352 – *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures*. ACI 352R-02, Farmington Hills, 2002.
- [9] Taylor, H. *et al.* – “The Behaviour of In Situ Concrete Beam-Column Joints” em *Cement and Concrete Association*, London, 1974.
- [10] EuroLightCon. BE96-3942/R2 – *LWAC material properties. State-of-the-Art*: European Union-Brite EuRam III, 1998.
- [11] Costa H. – *Lightweight aggregate structural concrete: precast and strengthening of existing structures*, Ph.D. Thesis, University of Coimbra, 2012.
- [12] Valença, J. *et al.* – “Automatic concrete health monitoring: assessment and monitoring of concrete surfaces” em *Structure and Infrastructure Engineering* 10(12), 2014, p. 1547-1554.
- [13] Lei-Gang, L. *et al.* – “Grid-based photogrammetry system for large scale sheet metal strain measurement” em *Optik* 125(19), 2014, p. 5508-5514.
- [14] Valença, J.; Carmo, R.N.F.– “Evaluation of the shear transfer mechanisms in reinforced concrete beams using photogrammetry” em *Structural Concrete* (aceite).
- [15] Valença, J. *et al.* – “Automatic crack monitoring using photogrammetry and image processing” em *Measurement* 46(1), 2013, p. 433-441.
- [16] De Wilder, K. *et al.* – “Stress field based truss model for shear-critical prestressed concrete beams” em *Structures* 3, 2015, p. 28-42.
- [17] Valença, J. *et al.* – “Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing” em *Const. & Building Materials* 28, 2012, p. 607-615.
- [18] Carmo, R.N.F. *et al.* – “Assessing steel strains on reinforced concrete members from surface cracking patterns” em *Const. & Building Materials* 98, 2015, p. 265-275.
- [19] Valença, J.; Carmo, R.N.F.– “Method for assessing beam column joints in RC structures using photogrammetric computer vision” em *Structural Control and Health Monitoring* 24(11), 2017.
- [20] CEN. EN 206-1-2007 – *Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2007.
- [21] CEN. EN 12390 – *Testing hardened concrete*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2009.

