

## CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE LIGAÇÕES PRÉ-FABRICADAS EM BETÃO ARMADO SOB AÇÕES CÍCLICAS

Nádia Batalha <sup>1</sup>, Hugo Rodrigues <sup>2</sup>, António Arêde <sup>3</sup>, André Furtado <sup>4</sup>, Romain Sousa <sup>5</sup> & Humberto Varum <sup>6</sup>

<sup>1</sup> CONSTRUC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, up201809163@edu.fe.up.pt

<sup>2</sup> RISCO, Universidade de Aveiro, Portugal, hrodrigues@ua.pt

<sup>3</sup> CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, aarede@fe.up.pt

<sup>4</sup> CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, afurtado@fe.up.pt

<sup>5</sup> CDRSP, Instituto Politécnico de Leiria, Portugal, romain.r.sousa@ipleiria.pt

<sup>6</sup> CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, hvarum@fe.up.pt



### RESUMO

Um aspeto fundamental na avaliação da segurança e no dimensionamento de estruturas Pré-Fabricadas em Betão Armado (PFBA) são as ligações entre elementos, em particular a ligação viga-pilar. Na Europa, a solução mais comum é a utilização de ferrolhos para efetuar a ligação entre o pilar e a viga PFBA. Estas ligações têm apresentado dois problemas quando sujeitas a ações sísmicas, nomeadamente: *i)* a nível local através da cedência dos ferrolhos e esmagamento do betão; e *ii)* a nível global através do destacamento do betão entre o ferrolho e a superfície do elemento estrutural. Assim, o presente estudo visa caracterizar experimentalmente o comportamento cíclico de ligações viga-pilar PFBA existentes. Para isso, foram testados modelos à escala real de ligações viga-pilar com diferentes soluções, nomeadamente com ferrolho próximo da superfície dos elementos e ferrolho afastado da superfície do elemento. Foram realizados ensaios cíclicos que consistiram na imposição simultânea de deslocamentos horizontais com aplicação de esforço axial, simulando um possível evento sísmico. Neste trabalho serão apresentadas as características dos modelos, detalhes do *setup* experimental e instrumentação adotada. Os resultados serão apresentados e discutidos em termos de observação danos, resposta força-deslocamento e dissipação de energia. Serão traçadas linhas orientadoras para futuros trabalhos neste seguimento, nomeadamente soluções de reforço que visem mitigar esta vulnerabilidade.

Palavras-chave: Estruturas pré-fabricadas; Betão armado; Ligação viga-pilar; Ação sísmica; Ensaios experimentais.

## 1. INTRODUÇÃO

Os edifícios industriais pré-fabricados em betão armado (PFBA) constituem uma tipologia comum no parque industrial em Portugal. Sismos recentes na Europa evidenciaram o fraco comportamento desta tipologia, tanto a nível estrutural como a nível não estrutural (Batalha, *et al.* 2019; Liberatore *et al.* 2013; Sezen e Whittaker 2006). A maioria dos danos estruturais observados relacionam-se com a falha na ligação entre a viga e o pilar (Belleri *et al.* 2015; Magliulo *et al.* 2014). Desta forma a sua caracterização torna-se necessária a fim de conhecer o seu comportamento face às ações sísmicas. Uma campanha experimental foi detalhada considerando as especificidades dos edifícios industriais pré-fabricados em betão armado do parque industrial português (Rodrigues *et al.* 2020), nomeadamente no que diz respeito às características geométricas, no detalhe dos elementos e nos materiais utilizados nas ligações viga-pilar de edifícios existentes. Este estudo tem como principais objetivos o estudo das ligações, nomeadamente a influência da posição dos ferrolhos no comportamento da ligação em provetes que pretendem reproduzir os edifícios PFBA portugueses; obter resultados mais precisos para calibrar modelos numéricos; e explorar uma solução de reforço da ligação que possa ser aplicada a edifícios existentes sem o prejuízo de interrupção das atividades laborais

## 2. DESCRIÇÃO DO SETUP EXPERIMENTAL

### 2.1. Introdução e Objetivos

Os estudos experimentais são considerados fundamentais para a compreensão do comportamento dos elementos estruturais, neste caso particular, as ligações pré-fabricadas viga-pilar.

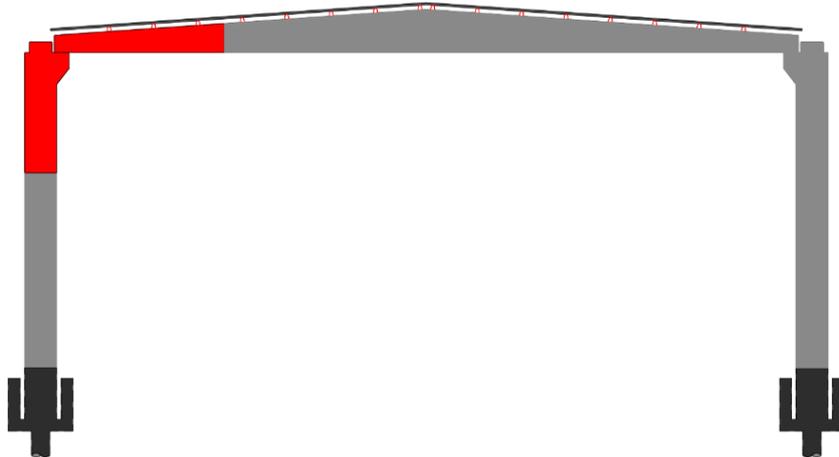
Os principais objetivos deste trabalho experimental foi compreender a influência da posição do ferrolho no pilar (mais centrado ou mais à face) e a influência que diferentes cargas axiais têm na resposta global da ligação viga-pilar pré-fabricada.

A presente secção descreve primeiramente as características dos provetes, as propriedades mecânicas dos materiais, os aspetos relacionados com a carga axial aplicada aos provetes e, finalmente, a descrição do setup de ensaio e o esquema de instrumentação adotado.

### 2.2. Geometria e Detalhe dos provetes

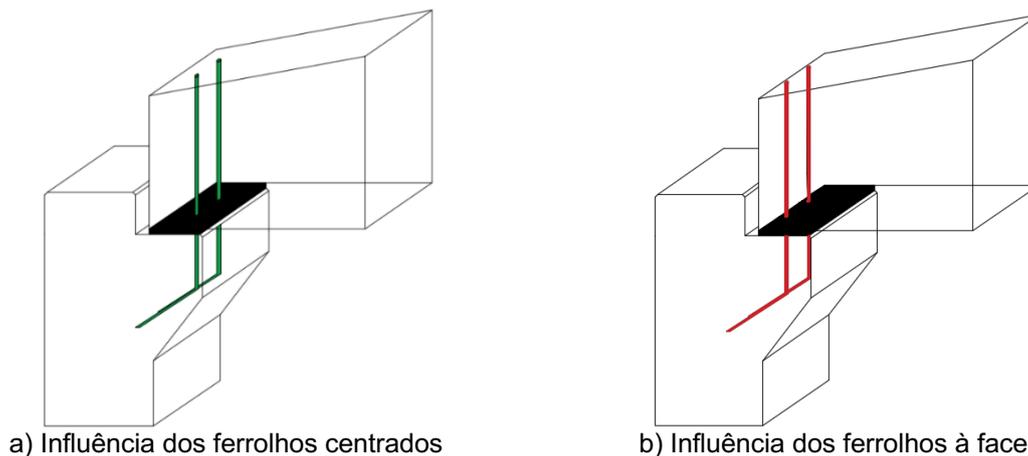
O setup de ensaio foi baseado na revisão da literatura de trabalhos experimentais em ligações pré-fabricadas viga-pilar. A pormenorização dos provetes foi realizada tendo por base o trabalho realizado por Rodrigues *et al.* (Rodrigues *et al.* 2020). Neste trabalho foi feita uma recolha das propriedades típicas de edifícios industriais pré-fabricados portugueses,

nomeadamente as dimensões do pilar, comprimento e pormenor do cachorro, resistência à compressão do betão, reforço longitudinal e transversal, ferrolhos da ligação, ou seja, o número e o diâmetro, para representar uma ligação viga-pilar de um edifício pré-fabricado industrial típico português, ilustrado na Figura 1.



**Figura 1 – Esquema da ligação viga-pilar em estudo (representada a vermelho)**

A nomenclatura adotada para cada provete foi "SPC\_xx\_yy" onde 'xx' representa o tipo de interface, nomeadamente, c1 para os provetes com 2 ferrolhos de 16 mm de diâmetro e colocadas a 13 cm da face interna do pilar (Figura 2a) e c2 para os provetes também com 2 ferrolhos de 16 mm de diâmetro mas colocados a 6 cm da face interna do pilar (Figura 2b). O 'yy' representa a carga axial aplicada.



**Figura 2 – Esquema dos parâmetros em estudo nos provetes**

A

Tabela 1 resume as propriedades de cada provete, especificamente o parâmetro estudado, o nome do provete, as placas de neoprene e os ferrolhos (número, diâmetro e localização). O 'c' se refere à distância longitudinal da face interna do pilar ao centro do ferrolho.

**Tabela 1 – Propriedades dos provetes**

| Parâmetro em estudo                | ID           | Ferrolho [mm] | Placas de Neoprene [mm] | Esforço Axial [kN] | c [mm] |
|------------------------------------|--------------|---------------|-------------------------|--------------------|--------|
| Influência a posição dos ferrolhos | SPC_c1_150kN |               |                         | 150                | 130    |
|                                    | SPC_c2_100kN | 2Ø16          | 2×10 mm                 | 100                | 60     |
|                                    | SPC_c2_150kN |               |                         | 150                | 60     |

Os provetes foram definidos com o objetivo de representar uma ligação viga-pilar pré-fabricada existente, conforme mostra a Figura 1. Os provetes foram construídos à escala real. O pilar tem secção transversal retangular de  $0,50 \times 0,35 \text{ m}^2$  com seis varões de 16 mm mais quatro varões de 20 mm de diâmetro na armadura longitudinal. Na armadura transversal foram colocados estribos de 10 mm de diâmetro com espaçamento de 125 mm. Todos os provetes possuem um recobrimento de 25 mm. Os pilares foram encastrados numa fundação com uma área retangular de  $0,80 \times 0,70 \text{ m}^2$  e altura de 0,35 m.

A viga tem 1 m de comprimento, com secção transversal retangular variável de  $0,35 \times 0,50 \text{ m}^2$  em 0,60 m do comprimento e nos últimos 0,40 m foi adotada uma secção transversal de  $0,35 \times 0,70 \text{ m}^2$  com oito varões de 16 mm mais quatro de 20 mm de diâmetro na armadura longitudinal e, na armadura transversal, estribos de 10 mm de diâmetro espaçados a 75 mm nos 0,60 m de comprimento sendo mais armados nos últimos 0,4 m. As medidas dos provetes são apresentadas na Figura 6.

Em todos os provetes, e semelhante ao que é praticado em obra, a ligação entre a viga e o pilar foi feita embutindo os ferrolhos do pilar nas duas mangas deixadas na viga, e a seguir preenchida com argamassa para dar união e melhorar o comportamento da ligação. A Figura 3 ilustra a colocação da argamassa Sikagrout® 213 nas mangas deixadas na viga.

Em relação às propriedades dos materiais, foram efetuados cubos de betão durante a betonagem dos provetes e foram realizados 19 ensaios de resistência à compressão, dos quais se obteve uma resistência média à compressão de 41,6 MPa, com um coeficiente de variação de 6,8 %. A classe do aço utilizado foi o A500NR.



a) Colocação da argamassa



b) Detalhe dos furos para a colocação da argamassa

**Figura 3 – Preparação dos provetes**

### 2.3. Setup e Protocolo de carga

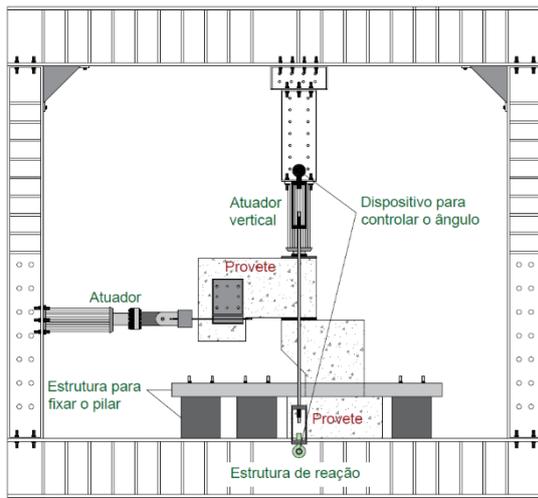
Foi definida uma configuração com uma estrutura de reação de aço para ancorar o pilar, a viga e os atuadores hidráulicos utilizados para a realização dos ensaios experimentais. A Figura 4 mostra a configuração experimental adotada. Foram utilizados dois atuadores servo-hidráulicos: um vertical para aplicação da carga axial com capacidade máxima de 200 kN e com um curso de +/- 100 mm, e outro atuador posicionado horizontalmente para aplicação da carga lateral com capacidade máxima de 200 kN e um curso de +/- 15 mm. O atuador foi posicionado de modo a ficar centrado horizontalmente com a ligação. A mesma preocupação foi tomada com o posicionamento do atuador vertical, que foi colocado centrado na ligação (15 cm da extremidade da viga). O pilar foi fixo na base à estrutura de reação a fim de simular um pilar fixo na base.

Foi aplicado um carregamento cíclico lateral controlado em deslocamentos de acordo com a história definida e apresentada na Figura 5, através do atuador horizontal, a uma velocidade constante de 0,2 mm / s. O carregamento do atuador horizontal foi registado através de uma célula de carga, e o deslocamento horizontal aplicado foi medido através de um transdutor de deslocamento interno e externo.

A carga axial considerada no ensaio experimental variou entre 50 e 150 kN ao nível da ligação, representando o peso próprio da viga mais a carga adicional do peso próprio das estruturas e acabamentos da cobertura. Os valores pretendem representar edifícios industriais PFBA com vãos de 14 a 28 m. Foi adotada uma estratégia de aplicação a carga vertical: após a colocação da viga é aplicada 66 % da carga vertical total no provete, correspondendo ao peso próprio da viga, depois foi colocada o grout, e no dia do ensaio foi colocada a restante carga vertical (33% da carga axial definida), correspondente ao peso próprio da estruturas e acabamentos da cobertura. Este procedimento pretende representar o procedimento de construção real e a transferência de carga axial através do ferrolho. Durante o ensaio a carga axial foi monitorada,

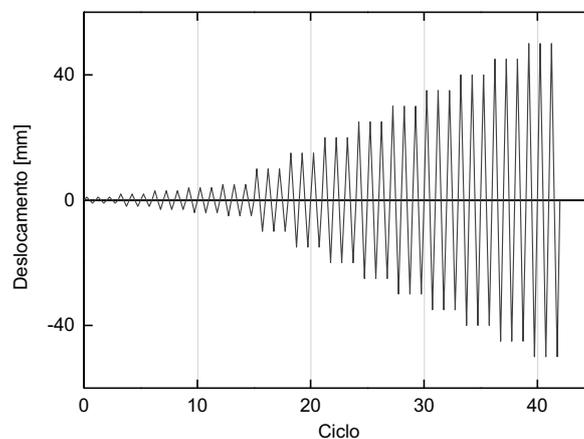
observando-se uma variação máxima de 5 %, sendo a média em torno de 2,5 %. Deste modo, foi considerado que a carga axial foi mantida constante durante os ensaios.

O esquema de instrumentação adotado é apresentado na Figura 6. Dois transdutores foram colocados na parte superior e inferior frontal da viga, dois outros foram colocados na parte superior e inferior do pilar. Um transdutor adicional foi colocado no nível da fundação para controlar a elevação/rotação da fundação.



a) Esquema do ensaio

b) Visão geral do ensaio

**Figura 4 – Setup de ensaio**

**Figura 5 – História de deslocamentos aplicados nos testes cíclicos**

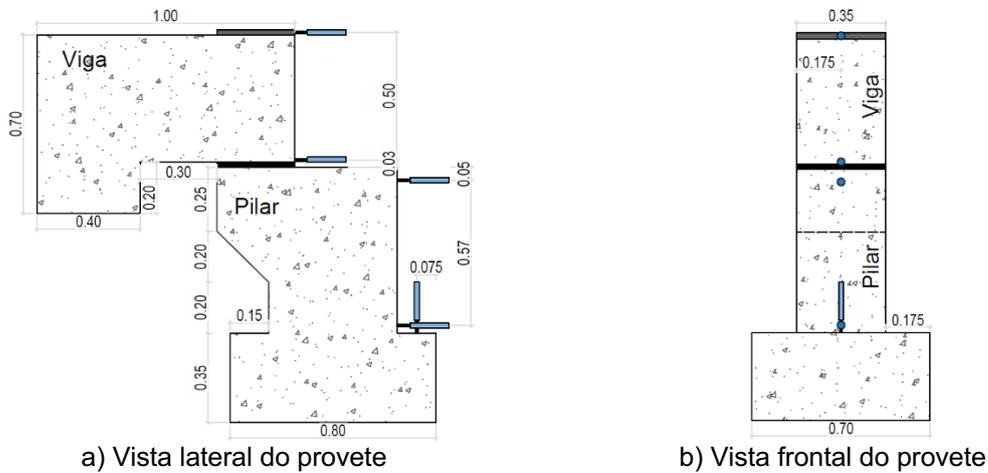
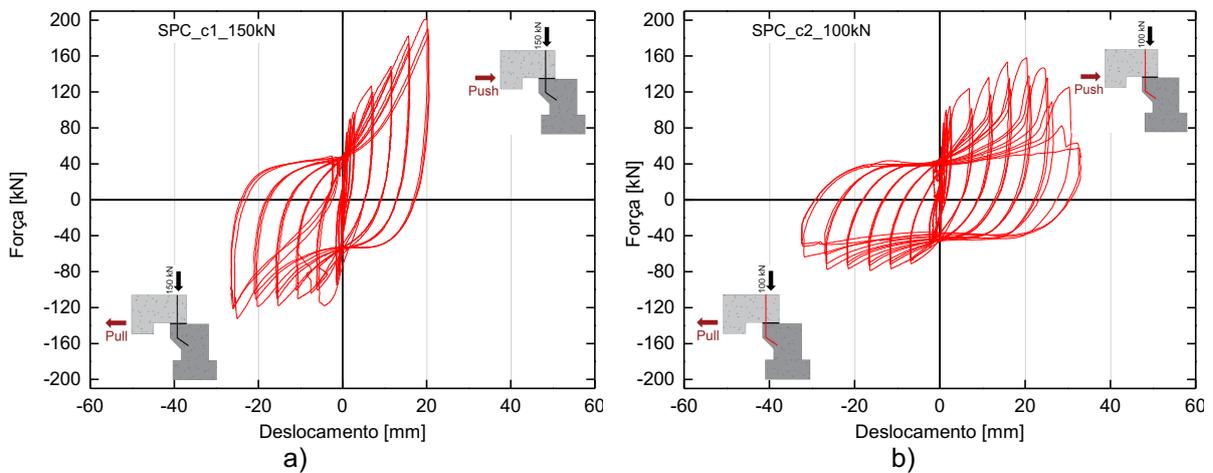


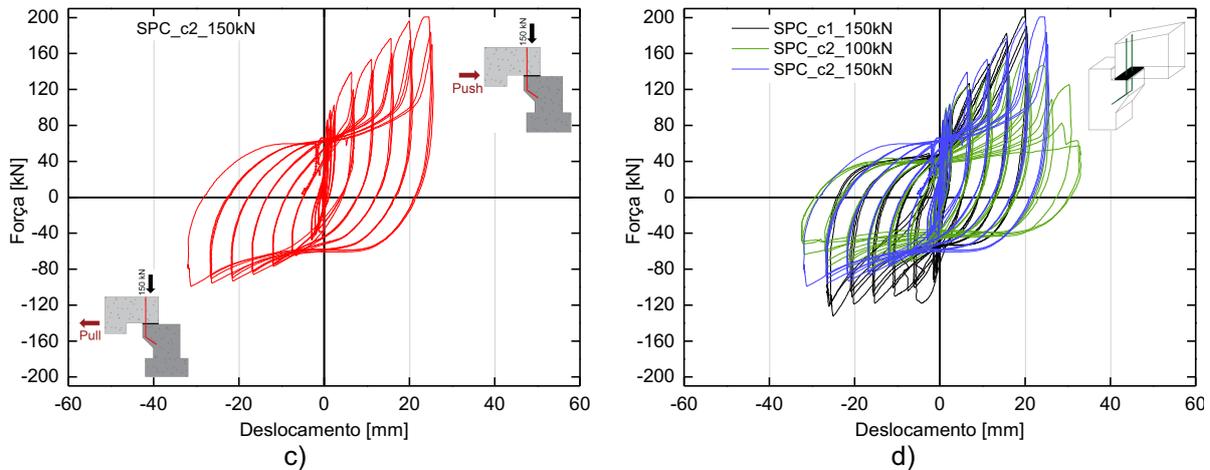
Figura 6 – Medidas globais do provete e esquema de instrumentação adotado para controlo de deslocamentos (unidades em metros)

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1. Curvas histeréticas de força-deslocamento das ligações em estudo

A presente subseção apresenta as curvas histeréticas força-deslocamento obtidas nos ensaios experimentais com provetes com ferrolhos e placas de neoprene (20 mm de espessura) entre as interfaces de betão viga e pilar (interfaces c1 & c2). A Figura 7 mostra as curvas obtidas para cada nível de carga axial (150 kN no caso da interface c1 e 100 e 150 kN no caso da interface c2) e um gráfico de comparação entre as curvas apresentadas (Figura 7d). A diferença entre SPC\_c1 e SPC\_c2 é a posição dos ferrolhos. Conforme descrito na subseção 2.2, os provetes com a interface c1 são colocados a 13 cm da face interna do pilar até o centro dos ferrolhos, enquanto na interface c2, são colocados a 6 cm de distância.





**Figura 7 – Gráficos força-deslocamento dos provetes estudados: a) SPC\_c1\_150kN; b) SPC\_c2\_100kN c) SPC\_c2\_150kN; e d) Comparação global**

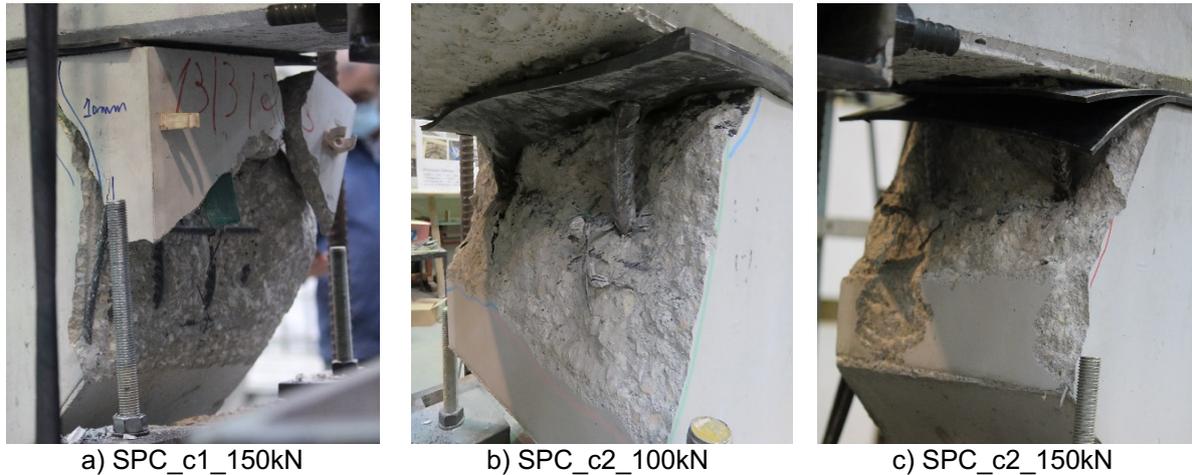
É fundamental esclarecer que, como a direção de carregamento tem uma influência significativa neste trabalho, todos os testes cíclicos iniciaram-se na direção de compressão. No entanto, também é importante notar que, como já foi relatado no trabalho realizado por Psycharis *et al.* (Psycharis e Mouzakis 2012), a diferença na direção da primeira aplicação de carregamento não tem consequências no comportamento da ligação. A partir das curvas apresentadas acima a primeira conclusão geral, comum aos três ensaios, é a resposta da ligação não ser simétrica, em termos de resistência lateral, em todos os ensaios. A força máxima na direção de tração foi praticamente metade da força verificada na direção de compressão. Para a interface c2 pode-se denotar uma diminuição de 50 % no provete SPC\_c2\_100 kN e 51% no provete SPC\_c2\_150 kN. No caso da interface c1 (SPC\_c1\_150 kN), a diferença entre a direção de tração e compressão também foi significativa. No entanto, foi menor do que nos casos anteriores com uma diminuição de 34 % da força aplicada. Esses resultados estão diretamente relacionados com a espessura do recobrimento dos ferrolhos na direção de tração. Por esse motivo, no caso do provete com os ferrolhos mais centrados (c1), a resistência é maior, pois apresenta um recobrimento maior dos ferrolhos (não tão propenso ao destacamento do betão). Por outro lado, os provetes com os ferrolhos mais próximos da face do pilar (c2) apresentaram uma diferença mais pronunciada entre as direções de aplicação do carregamento, evidenciando uma maior vulnerabilidade na direção de tração com o destacamento do betão, ocorrendo mais cedo quando comparada com os outros provetes. Outra conclusão que pode ser retirada comparando os resultados é o facto das curvas para a interface c2 terem um efeito de compressão mais pronunciado, levando a uma menor dissipação de energia do que a curva da interface c1. É importante notar também que os testes cíclicos param em momentos

diferentes e o critério utilizado foi o nível de degradação que o provete apresentava. Por esse motivo, o provete com a menor carga axial aplicada (100 kN) tem uma curva mais extensa do que as outras duas (150 kN). Observando a Figura 7b), que se refere àquela que apresentou um tempo de ensaio mais prolongado do que os outros dois provetes restantes, pode-se observar uma degradação da resistência e deslocamentos de corte maiores na direção de compressão. Simultaneamente, este efeito não é tão visível nas outras curvas devido às deformações impostas mais baixas. Um maior efeito de escorregamento também pode ser notado em comparação com as outras curvas, assim como uma maior deformação. Comparando as duas curvas com a mesma carga axial aplicada em diferentes interfaces – Figura 7a) e c) – a curva da interface c1 apresenta uma maior dissipação de energia devido ao menor efeito de *pinching* e valores de força aplicada mais constantes na direção crítica (direção de tração) A curva também reproduz um comportamento de rigidez e uma ligação com maior resistência em ambas as direções.

### 3.2. Danos observados

Em relação aos danos observados, cada ensaio foi interrompido no final do último ciclo de cada deslocamento. O objetivo foi evidenciar e registrar novas fissuras no ciclo anterior e/ou a evolução das existentes.

Em geral, comparando as interfaces c1 e c2, os danos concentraram-se apenas nos pilares, nomeadamente ao nível do cachorro, não se observando danos ao nível da viga. Todos os provetes apresentaram fissuras desenvolvidas a partir da localização do ferrolho devido às tensões desenvolvidas localmente. Apesar disso, essas fissuras desenvolveram-se em diferentes momentos do ensaio. Em relação ao provete SPC\_c1\_150 kN (Figura 8a) a primeira fissura apareceu no ciclo dos 10 mm ao nível dos ferrolhos como pode ser confirmado na imagem, e o destacamento total do betão ocorreu no ciclo dos 30 mm. O provete SPC\_c2\_100kN (Figura 8b) desenvolveu a primeira fissura no ciclo dos 2 mm e apresentou destacamento total do betão no ciclo dos 10 mm. Por fim, o provete SPC\_c2\_150 kN (Figura 8c) apresentou a primeira fissura no ciclo de 3 mm e destacamento do betão do cachorro no ciclo dos 10 mm.



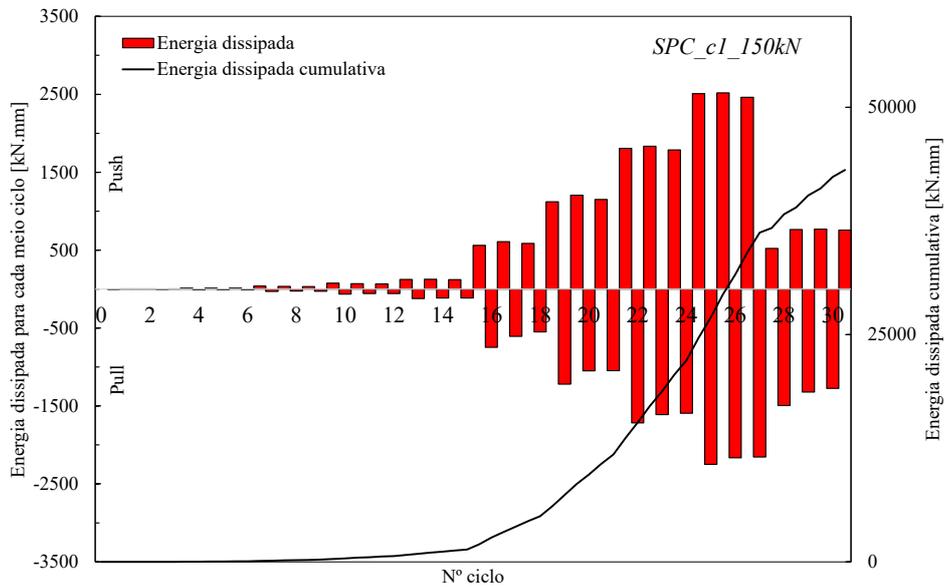
**Figura 8 – Danos observados nos provetes**

Em todos os ensaios realizados não há falhas visíveis das cintas colocadas na zona dos cachorros mesmo quando o provete está a ser tracionado. Além disso, as placas de neoprene das ligações não apresentaram qualquer tipo de dano.

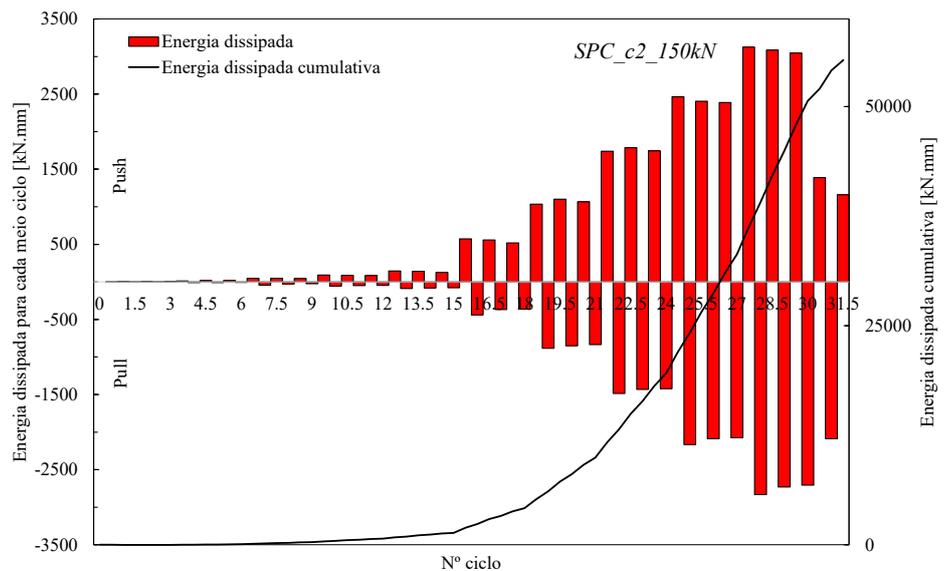
Em conclusão, os provetes apresentaram danos significativos, no entanto também apresentaram elevada resistência e capacidade de resistência devido à contribuição considerável dos ferrolhos.

### **3.3. Energia dissipada**

Nesta subsecção é discutida a energia dissipada nos vários ensaios experimentais. A energia dissipada foi calculada para todos os ciclos e corresponde à soma cumulativa da área interna dos ciclos de força-deslocamento. Analisando a energia dissipada dos provetes testados, esta é semelhante entre os vários provetes, porém para uma melhor visualização da energia dissipada em cada direção de carregamento (compressão e tração), foram feitos gráficos distintos para os provetes SPC\_c1\_150 kN (Figura 9a) e para SPC\_c2\_150 kN (Figura 9b).



a) Energia dissipada para cada meio ciclo para o provete SPC\_c1\_150 kN



b) Energia dissipada para cada meio ciclo para o provete SPC\_c2\_150 kN

**Figura 9 – Energia dissipada para cada meio ciclo versus energia dissipada cumulativa para os provetes com carga axial de 150 kN**

Uma conclusão geral que pode ser observada nos dois gráficos da Figura 9 é uma maior energia dissipada no primeiro ciclo quando comparada aos ciclos seguintes com o mesmo deslocamento de pico, o que se torna mais evidente na direção de tração, que corresponde à direção mais vulnerável. Da Figura 9, até o ciclo 27,5, os provetes SPC\_c1\_150 kN e SPC\_c2\_150 kN, dissipam uma quantidade muito semelhante de energia. Depois disso, há uma queda muito evidente na energia dissipada no provete SPC\_c1\_150 kN, facilmente identificável na Figura 9a) a partir do 27,5º ciclo e corresponde ao destacamento total do betão do cachorro. Porém, a partir do 18,5º ciclo há uma diferença nítida entre a energia dissipada

na direção de tração e de compressão, momento em que apareceu a primeira fissura, conforme relatado na subseção anterior. No caso do provete SPC\_c2\_150 kN, a queda na energia dissipada foi notada um pouco mais tarde no 30.5º ciclo, o que não era esperado, uma vez que os ferrolhos estavam mais próximos da face do cachorro, tornando este tipo de ligação mais suscetível a danos. A primeira fissura apareceu no início do 12.5º ciclo e, por esse motivo, a diferença entre a energia dissipada na direção de tração é menor e mais evidente numa etapa inicial. Apesar disso, comparando os dois ensaios experimentais, o provete com o ferrolho mais próximo da face conduz uma maior energia dissipada. Em conclusão, as ligações com ferrolhos dissipam energia dependendo da direção da carga horizontal e do nível de dano apresentado.

#### 4. CONCLUSÕES

Foi realizada um estudo experimental sobre ligações viga-pilar tipicamente encontradas em edifícios industriais de betão armado pré-fabricado. O objetivo principal desta pesquisa foi estudar o comportamento das principais configurações encontradas nos edifícios do parque industrial. As variáveis estudadas foram a influência da localização dos ferrolhos (próximo à face do cachorro ou mais centrado) e a carga axial aplicada na ligação. A investigação foi feita aplicando cargas cíclicas à ligação para simular forças de corte.

Com esta campanha experimental foi possível destacar alguns pontos que permitirão o desenvolvimento da segunda parte desta campanha experimental, que consiste no desenvolvimento e avaliação de uma solução de reforço, bem como a calibração do modelo numérico da ligação, já desenvolvido.

Em relação à tipologia de ligações estudadas – ligações com ferrolhos e neoprene na interface viga-pilar –, estes apresentaram danos significativos, no entanto também apresentaram uma resistência superior a 50% quando comparados a provetes apenas com placas de neoprene na interface. Pensa-se que a quantidade de cintas na área do cachorro poderia potencializar a capacidade neste tipo de ligações, como já foi estudado por outros autores, com um maior confinamento do betão na direção de tração (direção mais vulnerável), tendo uma maior influência à medida que a distância entre o ferrolho e a face diminui.

Em conclusão, a influência da posição do ferrolho na ligação viga-pilar não foi tão pronunciada como o esperado embora tenha tido influência, como relatado, levando ao aparecimento precoce de danos (fissuras) no caso em que o ferrolho estava mais próximo da face. Este trabalho também permitiu obter dados confiáveis para calibrar o modelo da ligação já desenvolvido. Também permitiu concluir que é necessário um reforço mais urgente nas

ligações em que o ferrolho de encontra próximo da face do pilar, pois os danos prematuros observados poderão conduzir à falha da ligação e consequente queda da viga principal em cenários sísmicos mais severos.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-028439 “SeismicPRECAST – Seismic performance Assessment of existing Precast Industrial buildings and development of Innovative Retrofitting sustainable solutions” – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC). Este trabalho foi apoiado financeiramente pelo Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUIR - Instituto de P&D em Estruturas e Obras com recursos do FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização e com recursos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Este trabalho contou ainda com o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) - Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO) de Aveiro, Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/139723/2018.

## REFERÊNCIAS

- Batalha, Nádia, Hugo Rodrigues, and Humberto Varum. 2019. “Seismic Performance of RC Precast Industrial Buildings — Learning with the Past Earthquakes.” *Innovative Infrastructure Solutions* 1–13.
- Belleri, A., E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva. 2015. “Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory.” *Journal of Performance of Constructed Facilities* 29(5):04014135.
- Liberatore, Laura, Luigi Sorrentino, Domenico Liberatore, and Luis Decanini. 2013. “Failure of Industrial Structures Induced by the Emilia (Italy) 2012 Earthquakes.” *Engineering Failure Analysis* 34:629–47.
- Magliulo, Gennaro, Marianna Ercolino, Maddalena Cimmino, Vittorio Capozzi, and Gaetano Manfredi. 2014. “FEM Analysis of the Strength of RC Beam-to-Column Dowel Connections under Monotonic Actions.” *Construction and Building Materials* 69:271–84.
- Psycharis, Ioannis N. and Harris P. Mouzakis. 2012. “Shear Resistance of Pinned Connections of Precast Members to Monotonic and Cyclic Loading.” *Engineering Structures* 41:413–27.
- Rodrigues, Hugo, Romain Sousa, and Hugo Vitorino. 2020. “Characterisation of Portuguese RC Precast Industrial Building Stock Characterisation of Portuguese RC Precast Industrial.” (July).
- Sezen, Halil and Andrew Whittaker. 2006. “Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake.” *Journal of Performance of Constructed Facilities* (February):28–36.