

## PUNÇOAMENTO EM LAJES FUNGIFORMES DE BETÃO DE ELEVADA RESISTÊNCIA – ESTUDO EXPERIMENTAL



Micael Inácio\*

Aluno de Doutoramento  
UNIC, FCT - UNL  
Monte de Caparica  
mmgi@fct.unl.pt



Duarte Faria

Dr. Eng. Civil  
UNIC  
Portugal  
duamvf@gmail.com



Válter Lúcio

Professor Associado  
UNIC, FCT - UNL  
Monte de Caparica  
vlucio@fct.unl.pt



António Ramos

Professor Auxiliar  
UNIC, FCT - UNL  
Monte de Caparica  
ampr@fct.unl.pt

### SUMÁRIO

Neste trabalho é apresentada a campanha experimental cujo objetivo foi o de estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em betão de elevada resistência (BER). Foram ensaiados 4 modelos quadrados de laje fungiforme com 1650 mm de lado e 125 mm de espessura, sendo 3 deles em BER, com uma resistência à compressão de cerca de 130 MPa, e o restante em betão de resistência normal, com uma resistência à compressão de 36 MPa, servindo este como modelo de referência. A percentagem de armadura longitudinal variou entre 0,94% e 1,48%.

A utilização de BER levou ao incremento da capacidade de carga ao punçoamento de até 42%, quando comparado com o modelo de referência e a um aumento da rigidez dos modelos.

Os resultados experimentais obtidos foram comparados com os valores previstos pelas expressões preconizadas no EC2, MC2010 e ACI 318-11. Os valores previstos pelo EC2 e pelo MC2010 são próximos dos obtidos experimentalmente, enquanto os obtidos pelo ACI 318-11 são ligeiramente contra a segurança.

**Palavras-chave:** análise experimental, laje fungiforme, punçoamento, betão de elevada resistência.

## 1. INTRODUÇÃO

As lajes fungiformes são um sistema estrutural correntemente usado para edifícios destinados a escritórios, comércio ou habitação. Este sistema estrutural apresenta muitas vantagens em relação à utilização de lajes vigadas, pois facilita a instalação das infraestruturas mecânicas e elétricas, apresenta grande versatilidade na divisão dos espaços e maior rapidez e facilidade de construção. Contudo, a ausência de vigas interiores leva a que as cargas sejam transmitidas diretamente da laje para os pilares, levando à existência de tensões elevadas no nó laje-pilar, o que poderá causar a rotura da ligação por punçoamento. O fenómeno do punçoamento é de grande complexidade e muitas vezes condicionante no dimensionamento de lajes fungiformes.

Nas últimas décadas a tecnologia do betão de elevada resistência (BER) tem evoluído e a sua utilização tem vindo a aumentar significativamente em edifícios e obras de arte. Apesar da crescente utilização de BER, a informação disponível sobre a performance estrutural deste material ao punçoamento é ainda reduzida, particularmente para betões com resistência à compressão acima de 90 MPa.

Alguns autores estudaram o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em BER mas a maioria deles usaram BER com resistência à compressão inferior a 90 MPa [1-12]. Nos trabalhos referidos, somente 9 modelos utilizaram BER com resistência à compressão maior que 90 MPa e destes apenas 5 tinham resistência à compressão superior a 100 MPa.

## 2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

A campanha experimental consistiu no ensaio de 4 modelos de laje fungiforme, três dos quais fabricados em BER e o outro em betão de resistência normal (BRN), sujeitos a punçoamento centrado monotónico. A resistência à compressão dos betões usados variou entre 35,9 MPa e 130,1 MPa, enquanto a percentagem de armadura longitudinal variou entre 0,94% e 1,48%.

Os modelos ensaiados tinham 1650x1650 mm<sup>2</sup> com 125 mm de espessura e simulam a área próxima do pilar, de um painel de laje interior, delimitada pela linha de momentos nulos. Durante a produção dos modelos a altura útil da armadura superior foi registada, sendo apresentado no Quadro 1 o seu valor médio, assim como a percentagem de armadura longitudinal superior.

Os modelos foram sujeitos a carregamento monotónico centrado, com recurso a um macaco hidráulico com capacidade para 1000 kN, posicionado debaixo da laje. O carregamento foi aplicado a uma taxa de 0,25 kN/s através de uma placa de aço com 200 mm de lado e 50 mm de espessura. Os modelos foram fixos à laje de reação do laboratório em 8 pontos, de acordo com a Figura 1.

Quadro 1. Principais características dos modelos ensaiados.

Designação	d (mm)	Armadura Longitudinal		$\rho$ (%)
		Inferior	Superior	
MI1	104,2	#8 varões $\phi 8//200\text{mm}$	#21 varões $\phi 10//80\text{mm}$	0,94
MI2	101,6	#8 varões $\phi 8//200\text{mm}$	#17 varões $\phi 12//90\text{mm}$	1,24
MI3	101,7	#8 varões $\phi 8//200\text{mm}$	#21 varões $\phi 12//75\text{mm}$	1,48
MI10	100,7	#8 varões $\phi 8//200\text{mm}$	#17 varões $\phi 12//90\text{mm}$	1,25

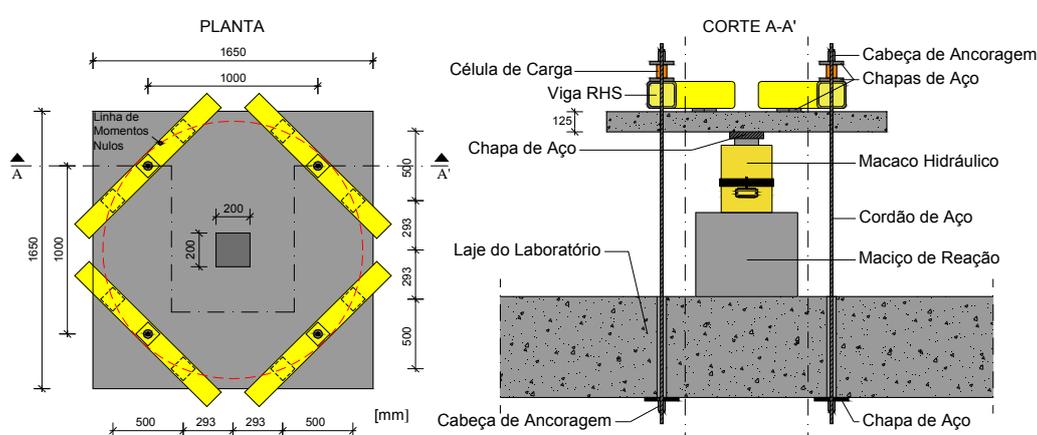


Figura 1. Geometria dos modelos e sistema de ensaio.

## 2.1 Materiais

Para a produção do BRN, aplicado no modelo de referência, foram usados agregados de calcário juntamente com areias média e fina. O BER foi produzido com agregados grossos e médios de basalto e areias média e fina. Foi usado cimento tipo CEM I 52,5 R na produção do BER e cimento CEM II/B-L 32,5 no betão normal. Ao BER foi ainda adicionada sílica de fumo na proporção de 10% do peso de cimento para melhorar as suas propriedades mecânicas. Devido à dimensão das suas partículas, da ordem de cem vezes menor das partículas do cimento, a sílica de fumo preenche os espaços vazios entre as partículas dos restantes constituintes, contribuindo para um material mais denso [13]. Por causa da baixa relação água/cimento e para promover a trabalhabilidade foi igualmente adicionado um plastificante. A composição dos betões usados é apresentada no Quadro 2. A máxima dimensão dos agregados é de 13,9 mm e 13,2 mm, no BER e BRN, respetivamente.

As resistências à compressão do betão ( $f_c$ ) e à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) foram determinadas em cilindros 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, de acordo com a EN 12390-3 [14] e EN 12390-6 [15], respetivamente. O módulo de elasticidade do betão ( $E_c$ ) foi determinado através do ensaio em compressão de cilindros 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura de acordo com a E-397 [16]. Inicialmente os cilindros foram carregados a uma tensão correspondente a  $f_c/3$  e depois descarregados até uma tensão de 0,5 MPa. O módulo

de elasticidade é determinado pelo diagrama tensão-extensão registado nos ciclos entre a tensão de 0,5 MPa e  $1/3 f_c$ . O Quadro 3 apresenta os valores médios da resistência à compressão ( $f_c$ ), a resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) e o módulo de elasticidade dos betões ( $E_c$ ).

Quadro 2. Composição dos betões utilizados (kg).

	BER	BRN
Cimento	500 CEM I 52,5 R	320 CEM II/B-L 32,5 N
Sílica de fumo	50	-
Agregado grosso (10/16)	90	-
Agregado médio (8/12,5)	1029	905
Areia media (2/4)	521	626
Areia fina (0/2)	185	285
Superplastificante	8,4	-
Água	139	184,3
a/c	0,28	0,58

O aço das armaduras longitudinais foi caracterizado através de ensaios de tração direta de acordo com a EN 10002-1 [17], realizados em amostras de varões recolhidos do lote de armaduras usadas no fabrico dos modelos, sendo os resultados igualmente apresentados no Quadro 3.

Quadro 3. Propriedades mecânicas do betão e das armaduras dos modelos.

Modelo	Betão			Armadura Longitudinal Sup.		Armadura Longitudinal Inf.	
	$f_c$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_t$ (MPa)
MI1	125,6	7,7	54,4	493,5	643,9	549,7	697,3
MI2	130,1	8,4	55,5	523,4	671,4	549,7	697,3
MI3	129,6	8,3	54,4	523,4	671,4	549,7	697,3
MI10	35,9	2,6	32,6	532,3	642,6	549,7	697,3

## 2.2 Instrumentação

No decorrer dos ensaios foram registadas as forças aplicadas, os deslocamentos na face superior da laje e as extensões de alguns varões da armadura longitudinal superior através de um equipamento de aquisição de dados ligado a um computador.

A monitorização da carga aplicada foi realizada através de quatro células de carga, uma por cada cordão de aço de fixação. Os deslocamentos verticais foram medidos em onze pontos

da face superior dos modelos através de defletómetros elétricos, posicionados de acordo com a Figura 2. A extensão da armadura longitudinal superior foi monitorizada através da colagem de um par de extensómetros diametralmente opostos em alguns varões, de acordo com a Figura 3.

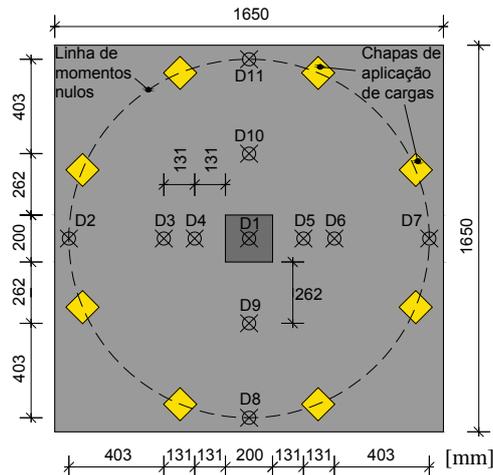


Figura 2. Posição dos pontos de medição de deslocamentos.

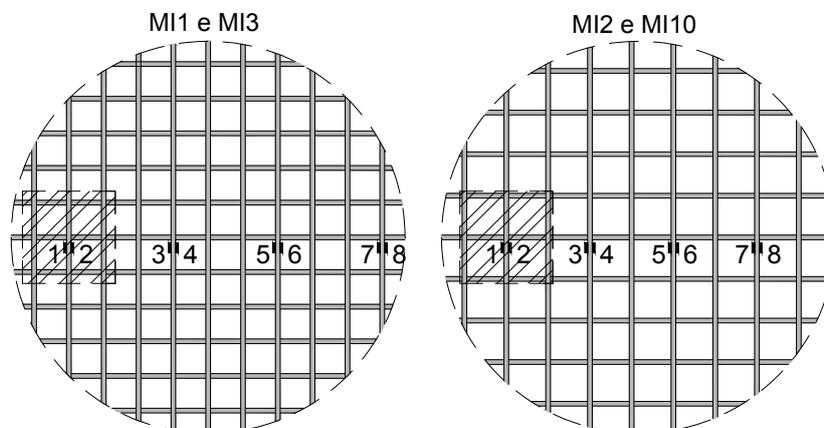


Figura 3. Posição dos extensómetros da armadura longitudinal superior.

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 Deslocamentos verticais

Os diagramas carga-deslocamento apresentados na Figura 4, foram obtidos usando os deslocamentos relativos calculados entre o defletómetro colocado no centro dos modelos (D1) e a média dos valores medidos nos defletómetros em posições opostas. O deslocamento inicial corresponde ao peso próprio do modelo e do sistema de ensaio.

Nos modelos em BER o início da fendilhação por flexão verificou-se para uma carga aplicada entre os 130 kN e 180 kN enquanto no modelo MI10, fabricado com BRN, ocorreu para uma carga entre 50 kN e 80 kN. Este comportamento justifica-se pela maior resistência à tração do BER. Além disso, o maior módulo de elasticidade do BER levou a que os modelos fabricados com este material apresentassem maior rigidez antes do início da fendilhação por flexão.

Nos modelos em BER, o incremento da quantidade de armadura longitudinal superior levou a maiores deslocamentos na rotura e a um ligeiro aumento de rigidez.

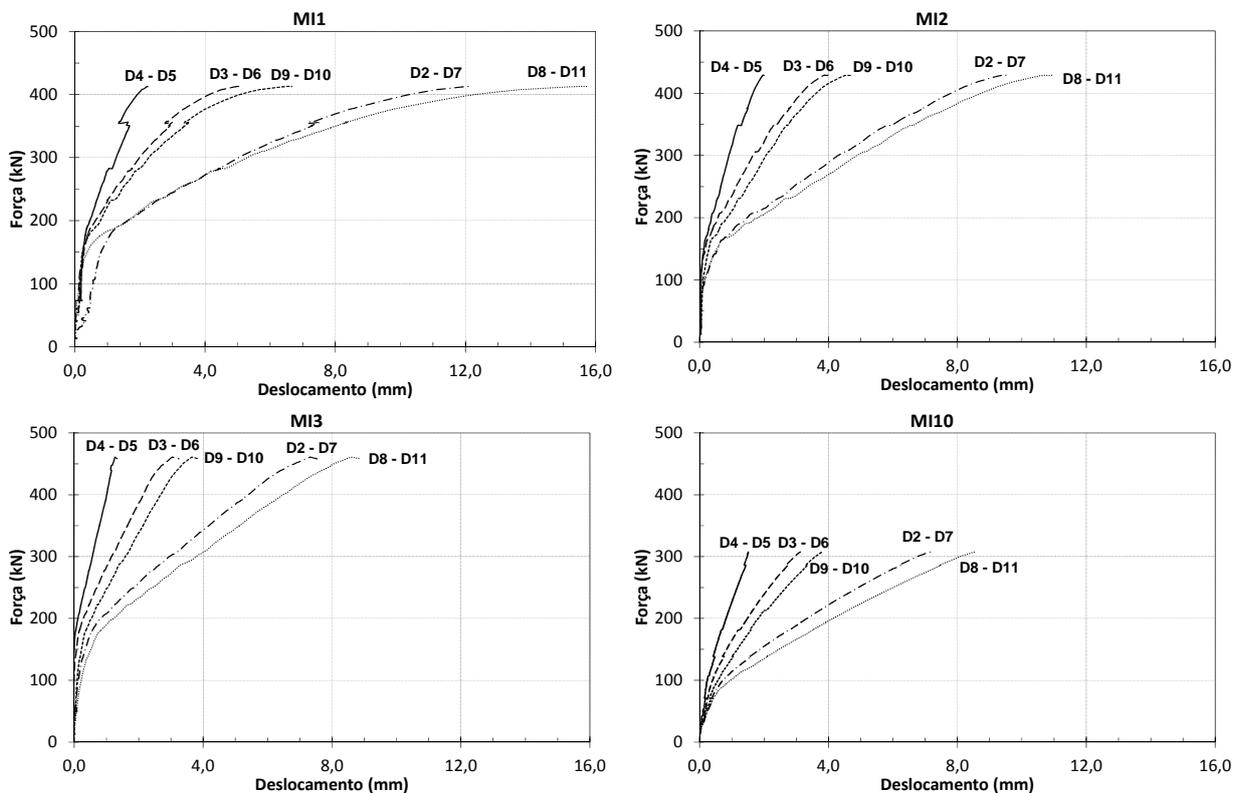


Figura 4. Diagrama carga-deslocamento dos modelos ensaiados.

### 3.2 Extensões nas armaduras

A Figura 5 apresenta a evolução das extensões de alguns varões da armadura longitudinal superior de cada modelo, cuja localização é mostrada na Figura 3. As extensões apresentadas foram obtidas pelo valor médio do par de extensómetros colado em cada ponto, exceto no caso em que houve avaria de algum dos extensómetros. De acordo com as características mecânicas apresentadas no Quadro 3 e considerando o módulo de elasticidade de 200 GPa, a extensão de cedência ( $\epsilon_y$ ) é de cerca de 2,46 ‰ para o modelo MI1, 2,62 ‰ para os modelos MI2 e MI3 e 2,66 ‰ para o modelo MI10.

Os diagramas apresentados na Figura 5 permitem observar que alguns dos varões instrumentados mostram um incremento repentino de extensão para um carregamento correspondente aproximadamente ao início da fendilhação por flexão, mais notório nos

modelos em BER. Este comportamento é devido à transferência de tensões entre o betão tracionado e a armadura longitudinal, que ocorre no momento da formação de fendas.

Considerando os valores da extensão de cedência mencionados, verifica-se que nos modelos MI1 e MI2, três dos quatro varões instrumentados entraram em cedência enquanto que no modelo MI3 apenas dois dos varões instrumentados apresentam este comportamento.

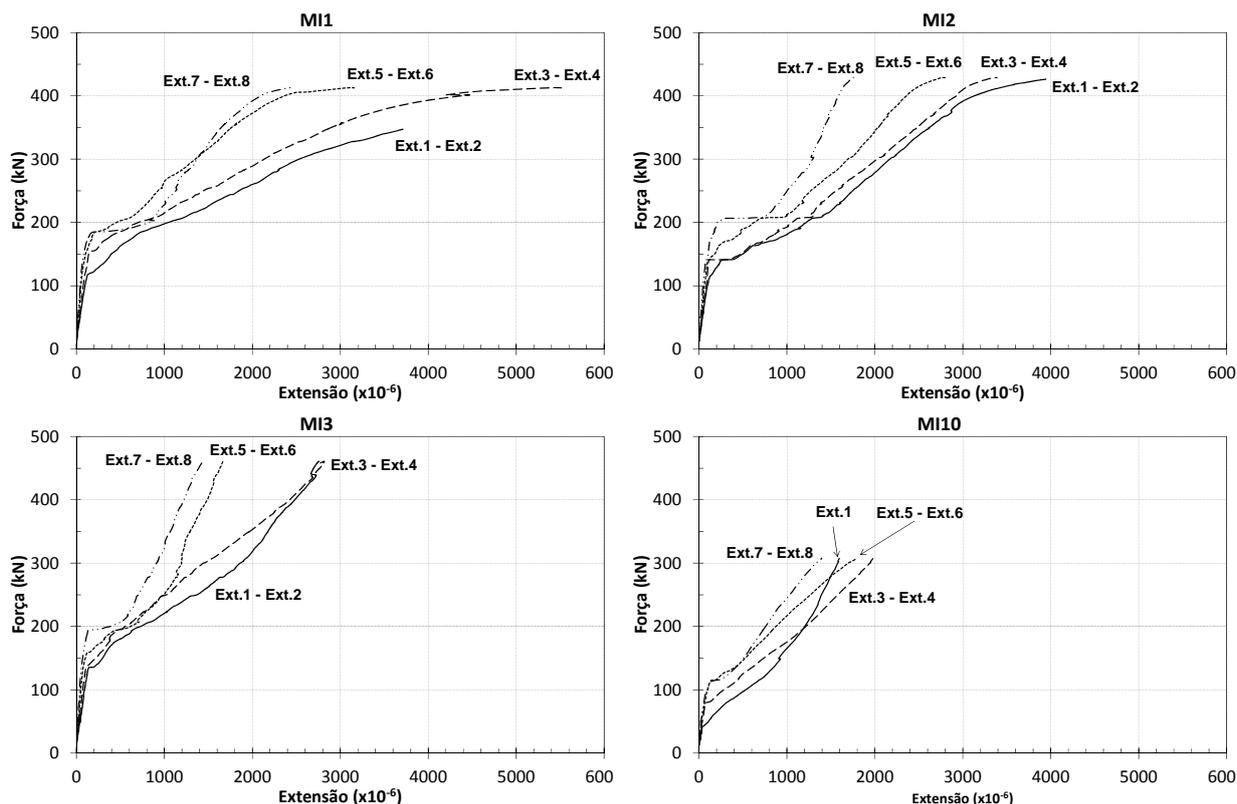


Figura 5. Extensão de alguns varões da armadura superior.

### 3.3 Capacidade de carga e modo de rotura

A Figura 6 apresenta a carga última dos modelos ensaiados. Todos os modelos romperam por punçoamento. Os padrões de fendilhação dos modelos após rotura são apresentados na Figura 7.

Comparando os modelos com semelhante quantidade de armadura longitudinal, MI2 e MI10, produzidas com BER e BRN, respetivamente, verifica-se um incremento de cerca de 42 % na capacidade de carga com o uso de BER. A carga de rotura do modelo MI3, com 1,48 % de armadura longitudinal, foi cerca de 13 % superior à do modelo MI1, que tinha uma taxa de armadura longitudinal de 0,94 %.

O padrão de fendilhação é similar em todos os modelos ensaiados. Contudo, nos modelos fabricados em BER (MI1, MI2 e MI3) o número de fendas observadas foi maior. Nos

modelos em BER observa-se uma maior fragmentação do betão na face superior, o que está relacionado com o seu comportamento mais frágil.

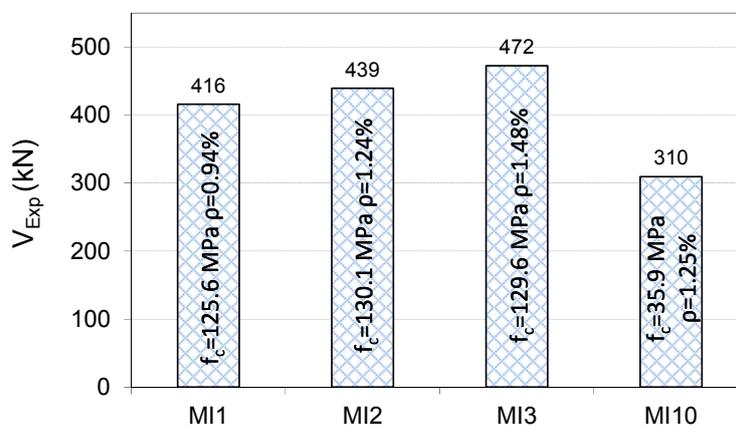


Figura 6. Cargas de rotura experimentais.

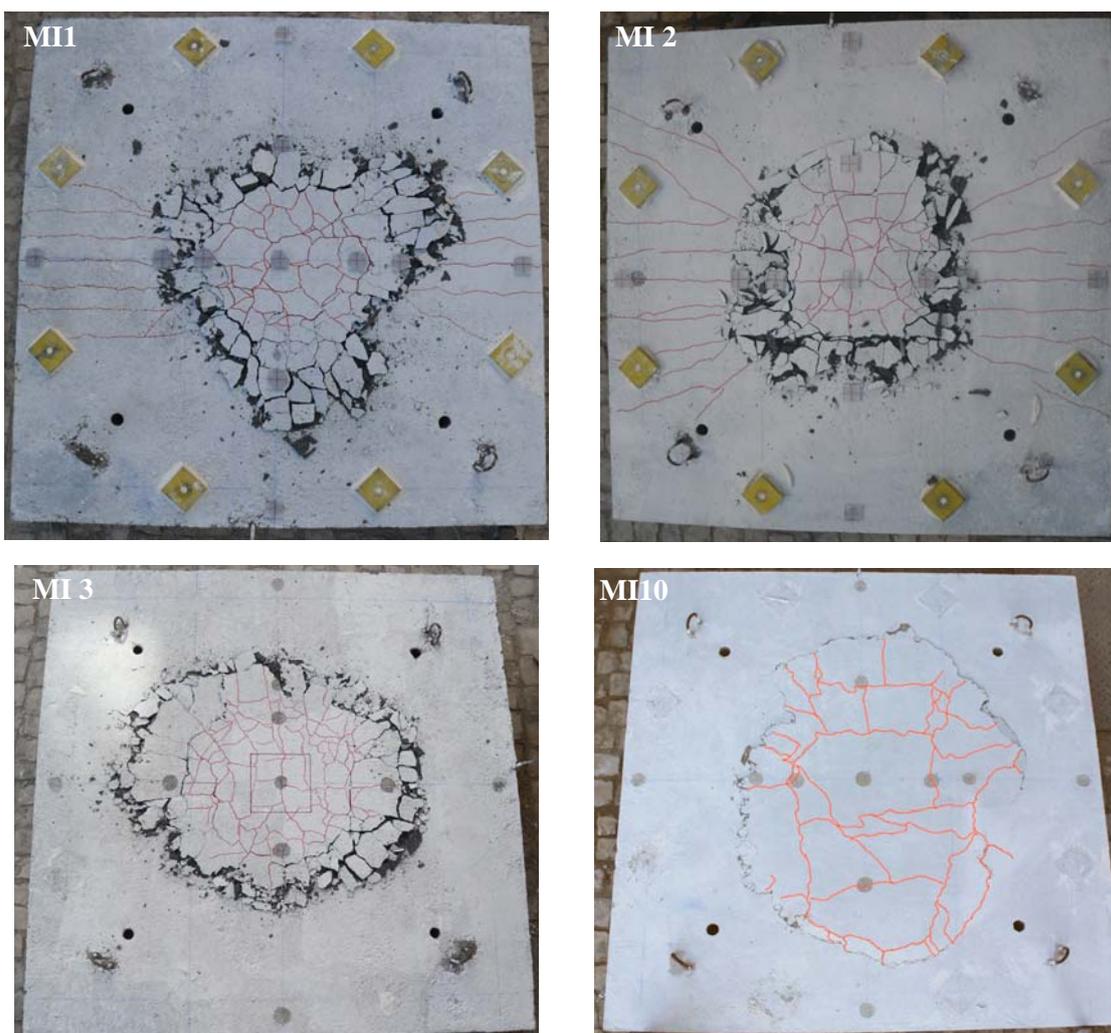


Figura 7. Vista em planta dos modelos após rotura.

A Figura 8 apresenta a vista em corte dos modelos depois de ensaiados, onde se pode observar a superfície de rotura. Foi medida a inclinação da superfície de rotura nas duas direções ortogonais, cujo valor médio é apresentado no Quadro 4. A inclinação da superfície de rotura é idêntica em todos os modelos com exceção do modelo MI2, que teve uma superfície de rotura relativamente mais inclinada.

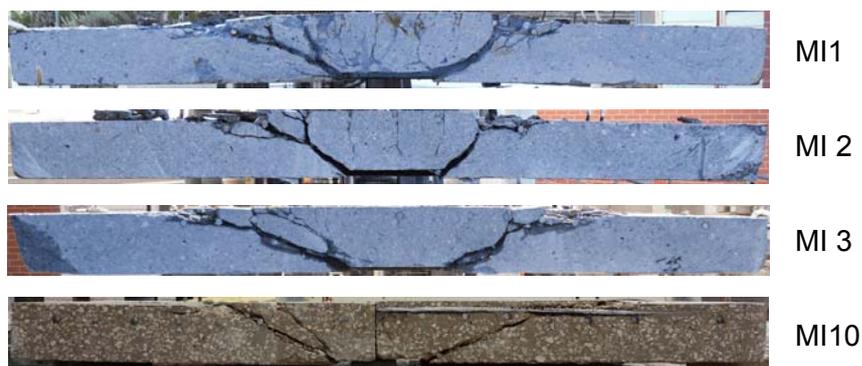


Figura 8. Vista transversal da superfície de rotura.

Quadro 4. Inclinação média da superfície de rotura.

MI1	MI2	MI3	MI10
29°	41°	29°	25°

#### 4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM OS PREVISTOS PELO EC2, MC2010 E ACI 318-11

Nesta seção as cargas de rotura obtidas experimentalmente são comparadas com as previsões resultantes da aplicação das metodologias preconizadas no EC2 [18], MC2010 [19] e ACI 318-11 [20]. No cálculo da resistência ao punçoamento foram usados os valores médios das propriedades das materiais apresentadas no Quadro 3 e não foram considerados os coeficientes parciais de segurança.

A resistência ao punçoamento de laje fungiformes sem armadura específica é calculada pelo EC2 [18] ( $V_{R,EC}$ ) pela seguinte expressão:

$$V_{R,EC} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u \cdot d \quad (1)$$

A percentagem geométrica de armadura longitudinal ( $\rho$ ) é calculada numa largura de laje igual à do pilar acrescida de  $3d$  para cada lado;  $d$  é a altura útil média da armadura longitudinal superior e  $f_c$  é a resistência à compressão do betão, determinada em provetes cilíndricos. O perímetro de controlo de referência  $u$  é calculado à distância de  $2d$  do pilar ou da área carregada, deve ser construído de forma a minimizar o seu comprimento e no caso

das lajes ensaiadas é calculado como sendo  $u=4c+4\pi d$ , em que  $c$  é a largura do pilar. O parâmetro  $k$  é um fator que tem em conta o efeito de escala, obtido pelo seguinte expressão:

$$k = \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \leq 2 \quad [d \text{ em mm}] \quad (2)$$

A formulação de cálculo da resistência ao punçoamento na versão mais recente do MC2010 [20] apresenta uma nova filosofia de dimensionamento. A nova metodologia de cálculo consiste num critério de rotura que se baseia na rotação da laje e requer o correto conhecimento do comportamento carga-rotação da mesma (denominado CSCT – Critical Shear Crack Theory) [21]. De acordo com o MC2010 [19], para lajes sem armadura específica, a resistência ao punçoamento é dada pela seguinte expressão:

$$V_{R,MC} = k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u \cdot d \quad (3)$$

O perímetro de controlo de referência,  $u$ , é definido à distância de  $0.5d$  da face do pilar, de forma a minimizar o seu comprimento e para as lajes ensaiadas é calculado como  $u=4c+\pi d$ , em que  $c$  é a largura do pilar. O parâmetro  $d$  corresponde à média da altura útil da armadura longitudinal superior e  $f_c$  é a resistência à compressão do betão em MPa, determinada em cilindros. O parâmetro  $k_{\psi}$  depende da rotação da laje na zona adjacente ao pilar e é calculado pela seguinte expressão:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad [d \text{ em mm}] \quad (4)$$

O fator  $k_{dg}$ , segundo o MC2010 [19], tem em conta a influência da máxima dimensão do agregado na resistência ao punçoamento e é calculado pela expressão:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad [d_g \text{ em mm}] \quad (5)$$

O MC2010 [19] recomenda para lajes em BER que seja assumido que a máxima dimensão dos agregados é igual a zero, admitindo que a rotura atravessa os agregados grossos e existe redução da contribuição do interbloqueamento dos agregados. A rotação da laje ( $\psi$ ) é calculada para o nível III de aproximação pela seguinte expressão:

$$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_s}{m_R}\right)^{1,5} \quad \text{se } m_s \leq m_R \quad (6)$$

Em que  $m_s$  é o momento fletor médio por unidade de comprimento usado para o cálculo da armadura de flexão numa banda correspondente ao apoio de largura  $b_s$  e deve ser determinado usando um modelo elástico linear [21];  $m_R$  é o momento fletor resistente médio por unidade de comprimento na mesma largura  $b_s$  e  $r_s$  é a distância desde o centro do pilar ao ponto onde o momento fletor é nulo.

A resistência ao punçoamento para lajes sem armadura específica e com pilares quadrados com lados inferiores a  $4d$  é dada pelo ACI 318-11 [20] ( $V_{R,ACI}$ ), através da seguinte expressão:

$$V_{R,ACI} = \frac{\sqrt{f_c} \cdot u \cdot d}{3} \quad (7)$$

No caso do ACI 318-11 [20] o perímetro de controlo de referência  $u$  é definido à distância de  $0,5d$  das faces do pilar ( $u=4(c+d)$ );  $f_c$  é a resistência à compressão do betão em cilindros e  $d$  é o valor médio da altura útil da armadura longitudinal superior.

O Quadro 5 apresenta o valor da carga de rotura experimental ( $V_{exp}$ ), da capacidade de carga por flexão dos modelos ( $V_{flex}$ ), e a relação entre os valores obtidos experimentalmente e os calculados para cada norma. No caso do MC2010 [19] e para os modelos betonados com BER calcularam-se os valores previstos considerando a máxima dimensão do agregado igual a zero, conforme recomendado na norma, e considerando a máxima dimensão do agregado real. O Quadro 6 apresenta o resumo da comparação entre os valores obtidos nos ensaios e os previstos usando as metodologias apresentadas nas normas, juntamente com o coeficiente de variação e o percentil 5%, considerando apenas os modelos em BER.

Quadro 5. Comparação da carga de rotura experimental com previsões.

Modelo	$V_{exp}^{(1)}$ [kN]	$V_{flex}^{(2)}$ [kN]	EC2		MC2010 ( $d_g=0$ )		MC2010 ( $d_g$ real)		ACI 318-11	
			$V_R^{(3)}$	$V_{exp}/V_{min}^{(4)}$	$V_R^{(3)}$	$V_{exp}/V_{min}^{(4)}$	$V_R^{(3)}$	$V_{exp}/V_{min}^{(4)}$	$V_R^{(3)}$	$V_{exp}/V_{min}^{(4)}$
MI1	415,9	411,0	388,2	1,07	314,1	1,32	383,3	1,09	415,9	1,01*
MI2	439,2	530,9	413,4	1,06	349,3	1,26	422,1	1,04	439,2	0,94
MI3	472,4	637,9	439,1	1,08	379,2	1,25	455,0	1,04	472,4	1,01
MI10	309,6	507,8	265,9	1,16	-	-	275,0	1,13	309,6	1,28

(1) carga de rotura experimental; (2) capacidade de carga à flexão; (3) valor estimado da resistência ao punçoamento; (4)  $V_{min} = \min.(V_{flex}, V_R)$ ; \* valor obtido usando  $V_{flex}$ ;

Quadro 6. Resumo da comparação com as normas.

	EC2	MC2010		ACI 318-11
		$d_g = 0$	$d_g$ real	
Valor médio	1,07	1,28	1,05	0,99
Coefficiente de Variação	0,01	0,03	0,02	0,03
Percentil 5%	1,06	1,25	1,04	0,95

Pelos resultados apresentados nos Quadros 5 e 6 observa-se que o EC2 [18] e o MC2010 [19] considerando o valor real da máxima dimensão do agregado, conduzem a boas previsões da resistência ao punçoamento das lajes em BER, com a relação entre os valores experimentais e previstos de 1,07 e 1,05, respetivamente. Os valores obtidos pelo MC2010 [19] considerando  $d_g=0$ , conforme recomendado pela norma, são bastante conservadores com o valor médio da relação entre os valores experimentais e previstos de 1,28% e elevado valor do percentil 5%. A utilização da expressão preconizada pelo ACI 318-11 [20] resulta em previsões contra a segurança, com o percentil 5% a ser inferior a 1.

## 5. CONCLUSÕES

Este documento apresenta o trabalho experimental realizado para estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em BER. Foram analisados três modelos de laje fungiforme em BER e um modelo em BRN, que serve de referência. As principais conclusões deste trabalho são:

1. A resistência à compressão do betão tem influência direta na capacidade resistente última ao punçoamento de lajes fungiformes. O aumento da resistência à compressão do betão de aproximadamente 36 MPa para 130 MPa resultou no aumento de cerca de 42 % da capacidade resistente ao punçoamento;
2. O aumento da percentagem geométrica de armadura longitudinal superior de 0,94 % para 1,48 % levou ao aumento da capacidade de carga ao punçoamento de 13 %. O aumento da quantidade de armadura levou a menores deslocamentos na rotura e a um ligeiro incremento da rigidez. Igualmente a utilização de BER levou ao incremento de rigidez;
3. Os valores da resistência ao punçoamento calculados pelo MC2010 [19] considerando a máxima dimensão do agregado igual a zero, conforme recomenda a referida norma, leva a previsões mais afastadas dos valores obtidos experimentalmente, do que as calculadas usando o valor real da máxima dimensão dos agregados;
4. As previsões da resistência ao punçoamento obtidas pelo EC2 [18] e MC2010 [19] considerando o valor real da máxima dimensões dos agregados são próximas dos

valores obtidos nos ensaios. Os valores da resistência ao punçamento calculados pelo ACI 318-11 [20] são contra a segurança, com valor de percentil 5% inferior a 1.

## AGRADECIMENTOS

Os ensaios descritos neste artigo foram realizados no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Este trabalho recebeu ainda apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia - Ministério da Educação e Ciência através do Projeto EXPL/ECM – EST/1371/2013 e da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/76242/2011.

Manifestamos igualmente reconhecimento à CIMPOR e SIKA pela cedência de materiais para a produção dos modelos.

## REFERÊNCIAS

- [1] Gardner, N. J. Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 5, American Concrete Institute, Detroit, pp. 66-71, 1990.
- [2] Marzouk, H.; Hussein, A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 6, pp. 701-713, 1991.
- [3] Tomaszewicz, A., Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs, High-Strength Concrete SP2 - Plates and Shells. Report 2.3. Report No. STF70A93082, SINTEF, Trondheim, 36 pp, 1993.
- [4] Hallgren, M., Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 206 pp, 1996.
- [5] Ramdane, K.E., Punching Shear of High Performance Concrete Slabs. 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete, Paris, pp. 1015-1026, 1996.
- [6] Vargas, E. N. Z., Punção em Lajes Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Reforçado com Fibras de Aço. Master Thesis, Universidade de São Paulo, 244 pp, 1997.
- [7] Marzouk, H. and Jiang, D., Experimental investigation on Shear Enhancement Types for High-Strength Concrete Plates. ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, pp. 49-58, 1997.
- [8] Ghannoum, C. M., Effect of High-Strength Concrete on the Performance of Slab Column Specimens. Doctoral Thesis, McGill University, Montréal, 103 pp, 1998.

- [9] Marzouk, H.; Emam, M.; Hilial, M. S., Effect of High-Strength Concrete Slab on the Behavior of Slab-Column Connections. *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 3, pp. 227-236, 1998.
- [10] Abdel Hafez, A. M., Punching Shear Behavior of Normal and High-Strength Concrete Slabs under Static Loading. *Journal of Engineering Sciences*, Vol. 33, No 4, pp. 1215-1235, 2005.
- [11] Ozden, S.; Ersoy, U.; Ozturan, T., Punching Shear Tests of Normal and High Strength Concrete Flat Plates. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Volume 33, Number 11, pp. 1389-1400.
- [12] Yasin, I. S. B.; Smadi, M. M. (2007), Behavior of high-strength fibrous concrete slab column connections under gravity and lateral loads. *Construction and Building Materials* 22, pp. 1863 1873.
- [13] Magnusson, J., *Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading*, Licentiate Thesis, Stockholm, May, 2007.
- [14] European Committee for Standardization. NP EN 12390-3. Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens, 2001.
- [15] European Committee for Standardization. NP EN 12390-6. Testing hardened concrete – Part 3: Tensile splitting strength of test specimens, 2001.
- [16] LNEC. E397 Hardened Concrete – Determination of the modulus of elasticity of concrete in compression, Lisboa.
- [17] European Committee for Standardization. NP EN 10002-1. Metallic Materials. Tensile testing – Part 1: Method of test, 1990.
- [18] European Committee for Standardization, EN 1992-1-1 Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings, 2004.
- [19] Federation International du Beton. Model Code 2010, Final Draft, September 2011.
- [20] American Concrete Institute: ACI 318-11. Building Code Requirements Structural Concrete and Commentary, September 2011.
- [21] Muttoni, A., Punching Shear of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No.4, July-Aug. 2008, pp.440-450.