

Estudo Experimental e Modelação Numérica do Punçoamento Excêntrico em Lajes Fungiformes



Carlos Moreno¹



Ana M. Sarmiento²

RESUMO

A capacidade resistente das lajes fungiformes é, frequentemente, limitada pela carga de rotura ao punçoamento, habitualmente inferior à carga de rotura por flexão. A investigação do fenómeno do punçoamento tem incidido essencialmente sobre o punçoamento centrado, em relação ao qual se poderá reconhecer que existe, actualmente, um conhecimento razoável aferido pela boa concordância entre as teorias explicativas e os resultados experimentais. Ao invés, os estudos experimentais sobre a influência da excentricidade do carregamento em lajes fungiformes são, ainda, escassos. Por outro lado a análise da regulamentação existente [1-4] evidencia claras diferenças nas recomendações e disposições legais em relação ao punçoamento. O presente trabalho tem como objectivo o estudo por vias experimental e numérica do efeito da excentricidade do carregamento na capacidade resistente última de lajes fungiformes. É avaliada experimentalmente a contribuição da armadura de punçoamento, analisando comparativamente os comportamentos de lajes em betão corrente, com ou sem armadura específica de punçoamento. Descrevem-se os ensaios realizados em seis modelos à escala real de laje quadrada ($2.5 \times 2.5 \times 0.18 \text{ m}^3$), submetidos a carregamento centrado e com excentricidade de 0.8 da dimensão do pilar central, também quadrado ($0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$). São avaliadas as contribuições da armadura transversal na carga última e na definição do cone de rotura. A excentricidade da carga determina uma redução de 32 % e de 25 % da capacidade resistente ao punçoamento no caso das lajes sem e com armadura transversal, respectivamente. A presença da armadura transversal origina um aumento da carga última de 23 % ou de 34 % nos ensaios sem ou com excentricidade, respectivamente. Os ensaios experimentais são também reproduzidos por simulações numéricas com recurso ao método dos elementos finitos e ao código computacional DIANA [5]. As previsões indicadas pelo EC 2 [2] são as que mais se aproximam dos resultados experimentais.

PALAVRAS-CHAVE

laje fungiforme, punçoamento excêntrico, modelação numérica, ensaio experimental.

¹ Instituto Politécnico de Bragança, Escola Superior de Tecnologia e de Gestão, Departamento de Mecânica Aplicada, 5301-857 Bragança, Portugal. c-moreno@ipb.pt

² Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, 4200-465 Porto, Portugal. ams@fe.up.pt

1. INTRODUÇÃO

As lajes fungiformes (LF) têm sido largamente empregues em estruturas como sejam edifícios de escritórios, parques de estacionamento automóvel, hotéis, entre outros. As LF são lajes maciças ou aligeiradas directamente apoiadas em pilares, estando o seu crescente uso assente na exploração das suas principais vantagens como sejam a eliminação das vigas reduzindo a altura total dos edifícios, a obtenção de um paramento inferior plano e a criação de espaços amplos permitindo a reconversão do seu uso. Ao contrário das restantes estruturas de betão armado, as LF estão geralmente sujeitas a estados de tensão complexos devidos à transmissão de esforços entre um elemento plano (laje) e um elemento linear (pilar), agravados no caso de carregamento excêntrico, mesmo sob condições normais de carregamento [6]. As acções horizontais em geral, e a acção sísmica em particular, em sistemas estruturais com LF aumentam a excentricidade da carga a transmitir ao pilar agravando as tensões de corte actuantes por punçoamento. A rotura por punçoamento é um fenómeno local que ocorre geralmente de forma brusca, na região de aplicação de uma carga concentrada ou na ligação laje-pilar. Este tipo de rotura é catastrófica por não apresentar sinais exteriores e visíveis de forma prévia e tem-se verificado nalgumas construções, em especial devido à acção sísmica, tendo como origem cálculos incorrectos ou inexistentes, deficiente betonagem e realização de aberturas não consideradas em projecto.

O trabalho consiste num estudo experimental sobre modelos à escala real de lajes LF em que se procura avaliar o efeito da excentricidade da carga no comportamento e na capacidade última ao punçoamento. Os modelos de laje representam a região de uma LF contínua submetida a momentos radiais negativos. Em alguns modelos é introduzida uma armadura transversal e observada a sua influência na resistência última e na inclinação do cone de rotura. Os resultados experimentais são comparados com análises numéricas não lineares baseadas no método dos elementos finitos (DIANA [5]) e com as previsões de diversos códigos e regulamentos.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental compreendeu o ensaio de seis modelos de laje (Quadro 1) em betão corrente auto-compactável (BAC), à escala real, dimensionalmente idênticos, concebidos para que a rotura ocorresse, em qualquer dos ensaios, por punçoamento. Dois dos modelos de laje foram realizados sem armadura transversal. Um deles foi submetido a carregamento centrado (AC0), servindo de referência aos restantes ensaios, e o outro foi submetido a carregamento excêntrico (AE0). Nos outros quatro modelos foram incluídas armaduras transversais, sendo dois submetidos a carregamento centrado (ACA1 e ACA2) e os outros dois a carregamento excêntrico (AEA1 e AEA2). Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da FEUP.

Quadro 1. Síntese das principais características das lajes executadas.

<i>Modelo de laje</i>	<i>Série</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Armadura longitudinal, ρ_l [%]</i>	<i>Armadura transversal, ρ_w [%]</i>
AC0	1	centrado		-
ACA1	1	centrado		0.35
ACA2	2	centrado	1.17	0.35
AE0	1	excêntrico		-
AEA1	1	excêntrico		0.35
AEA2	2	excêntrico		0.35

2.1 Geometria dos modelos

Os modelos ensaiados consistem em painéis quadrados com dimensões em planta de 2500×2500 mm² e espessura nominal h de 180 mm (Fig. 1). A pesquisa bibliográfica realizada permite afirmar que esta

espessura é a maior até agora utilizada em ensaios com excentricidade da carga. Os modelos incorporam um troço de pilar de secção quadrada ($c_1/c_2=1$) com as dimensões $250 \times 250 \text{ mm}^2$ e altura 320 mm, devidamente armado para as cargas previstas (Fig. 2).

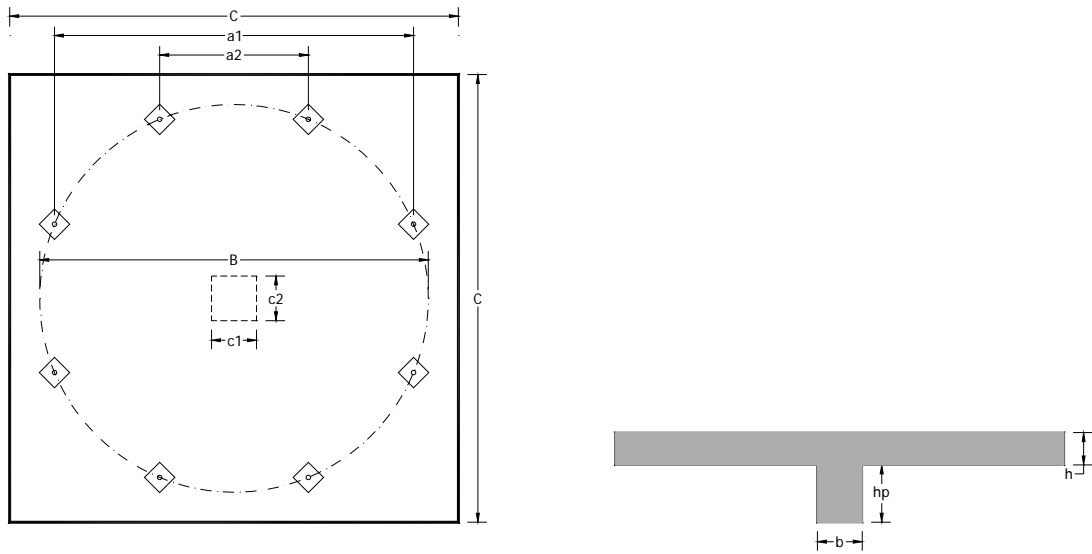


Figura 1. Geometria dos modelos de laje: planta e corte transversal.

No Quadro 2 são indicadas as dimensões e a esbelteza dos modelos, $\lambda=(B-c_1)/2d$, definida pela relação entre o vão de corte e a altura útil média, $d=(d_x+d_y)/2$.

Quadro 2. Dimensões dos modelos de laje. Ver Fig.1.

C [mm]	B [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	$c_1=c_2$ [mm]	h [mm]	h_p [mm]	d [mm]	λ [-]
2500	2165	2000	828	250	180	320	144	6.6

2.2 Materiais

De forma a minimizar os efeitos da variabilidade das características mecânicas do betão, inerente às condições de fabricação dos modelos e à dificuldade de se utilizar o mesmo tipo de agregados ao longo de todo o tempo em que decorreram os ensaios, recorreu-se ao fornecimento de betão pronto aumentando assim a constância no abastecimento de agregados. Os modelos foram betonados em duas fases: as lajes AC0, AE0, ACA1 e AEA1 (1.ª série) e as lajes ACA2 e AEA2 (2.ª série). O Quadro 3 apresenta os resultados da caracterização de ambas as amassaduras, obtidos por ensaios normalizados, realizados no dia do ensaio de cada laje.

Quadro 3. Propriedades mecânicas dos betões utilizados, à data de realização dos ensaios. Os valores entre parêntesis indicam o número de provetes testados.

Modelo de laje	Betão	Idade [dias]	E_{cm} [GPa]	$f_{cm,cil}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	Massa volúmica [kg/m ³]
AC0	BAC	71	32.9 (1)	56.1 (1)	3.78 (2)	2230 (7)
ACA1	BAC	64	31.0 (1)	54.4 (1)	3.94 (2)	2255 (7)
ACA2	BAC	81	33.1 (1)	48.5 (1)	3.31 (2)	2363 (7)
AE0	BAC	149	32.6 (2)	65.6 (2)	3.74 (2)	2285 (8)
AEA1	BAC	142	29.7 (1)	66.2 (1)	4.53 (1)	2252 (6)
AEA2	BAC	77	36.0 (1)	47.9 (1)	3.45 (2)	2364 (7)

A armadura longitudinal de tracção foi realizada por varões de Ø16 mm, da classe A500 NR. A percentagem geométrica da armadura longitudinal de tracção, ρ_l , igual a 1.17 %, é determinada pela Eq. (1) em que B é definido na Fig. 1, A_{sx} e A_{sy} são as secções da armadura longitudinal traccionada associadas às alturas úteis d_x e d_y , nas direcções x e y respectivamente.

$$\rho_l = \frac{1}{B} \cdot \sqrt{\frac{A_{sx}}{d_x} \cdot \frac{A_{sy}}{d_y}} \quad (1)$$

Foi utilizada uma armadura na face oposta da laje constituída por varões Ø8 mm espaçados de 250 mm. A assemblagem, soldadura e controlo do posicionamento dos varões das malhas de armaduras foram executados no Laboratório de Estruturas da FEUP. As armaduras específicas de punçoamento (lajes ACA1, ACA2, AEA1 e AEA2) são constituídas por pernos (*studs*) de aço Ø10 mm (A500 NR), com altura total de 155 mm e espaçamento de 100 mm entre os pernos, dispostos conforme se mostra na Fig. 2. A escolha por este tipo de armadura transversal fica a dever-se à facilidade de colocação. Trata-se de armaduras pré-assembladas [7], semelhantes a conectores utilizados na construção metálica e mista, constituídas por troços de varão nervurado munidos de cabeça em ambas as extremidades, solidarizados por meio de uma régua metálica para facilitar o seu posicionamento conjunto sobre as armaduras principais de flexão.

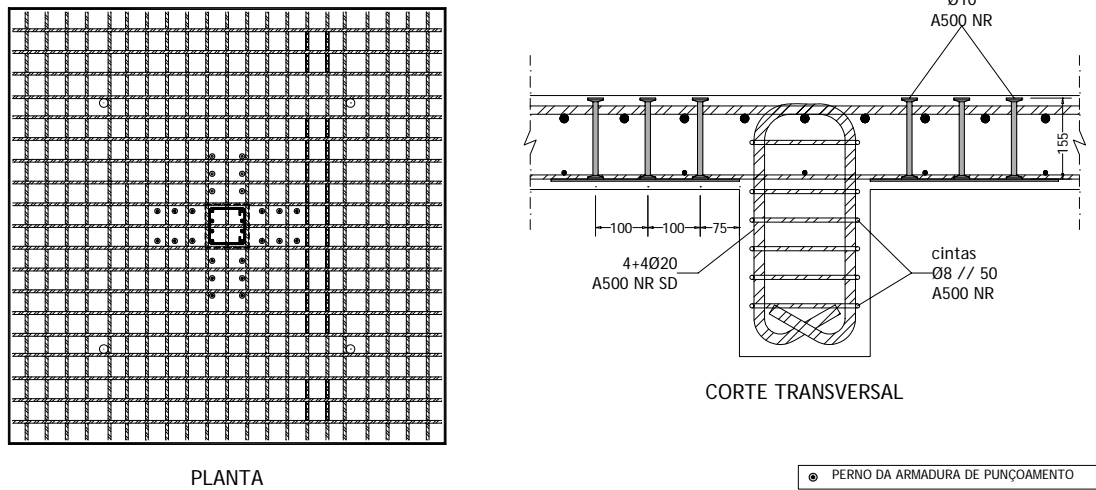


Figura 2. Pormenores das armaduras longitudinal (superior) e transversal. Dimensões em mm.

Cada laje dispõe de 8 conjuntos de três *studs* dispostos, em planta, perpendicularmente às faces do pilar (Fig. 2). A taxa de armadura transversal (Eq. (2)), ρ_w , é de 0.35 %.

$$\rho_w = \frac{\sum A_{sw} \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}} \quad (2)$$

O numerador da Eq. (2) representa a soma das secções transversais das armaduras de punçoamento, contidas no perímetro crítico determinado à distância de $2d$, orientadas na direcção do esforço de punçoamento, α é o ângulo formado por tais armaduras e o plano da laje, A_{crit} é a área delimitada pelo perímetro crítico e A_{load} é a área da secção transversal do pilar ou da área carregada.

2.3 Esquema de ensaio

O esquema adoptado para o ensaio é apresentado na Fig. 3. O carregamento é aplicado por um servoactuator hidráulico de 1000 kN de capacidade equipado com uma rótula axial permitindo oscilações em torno do eixo do êmbolo de cerca de 10°. O carregamento foi aplicado à laje através de uma chapa metálica plana com dimensões 250×250×40 mm³ na base do pilar de betão nos ensaios das lajes AC0 e ACA1 e através de um sistema metálico de encaixe ajustado por aparafusamento diagonal ao corpo do pilar (ver peça 0 na Fig. 3), nos restantes ensaios. A reacção é materializada por um conjunto de 4 vigas metálicas (ver peça 5 na Fig. 3) amarradas à laje de pavimento do laboratório

através de 4 varões roscados *dywidag* Ø32 mm. Cada viga metálica é constituída por dois perfis UPN 200 ligados entre si, repartindo a carga por duas chapas metálicas (120×120×20 mm³) sobre as lajes. A excentricidade ($e=M/V=0.8c_l=0.20$ m) é conseguida por deslocação do servoactuador de uma distância igual à excentricidade pretendida, mantendo inalterado o restante *layout* do ensaio.

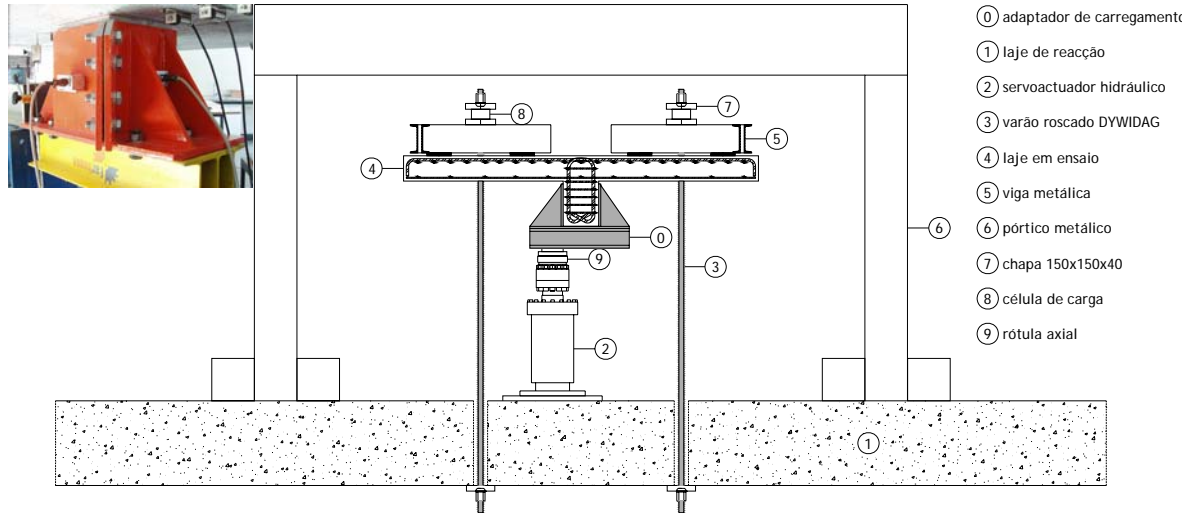


Figura 3. Esquema geral de um ensaio excêntrico. Pormenor do adaptador metálico 0.

O carregamento é controlado em deslocamento até à rotura, com velocidade constante de 0.18 mm/min, configurando um ensaio quasi-estático. Durante o ensaio, a formação e evolução da fendilhação é continuamente observada e registada. As lajes foram posteriormente serradas em duas partes para visualização da geometria da fenda crítica de rotura e mapeamento da superfície de rotura.

2.4 Instrumentação

Os deslocamentos da face superior das lajes foram medidos usando cinco transdutores indutivos de deslocamento (LVDT's), com amplitude de ± 25 mm, posicionados ao longo do diâmetro carregado *B* (Fig. 1), igualmente espaçados: a meio vão (C), a $1/4$ de vão (I1 e I2) e nas extremidades (E1 e E2). Os LVDT's foram montados num pórtico independente (ver peça 6 na Fig. 3). Foram também medidas as deformações radiais e tangenciais no betão nas duas faces, em diferentes secções indicadas na Fig. 4.

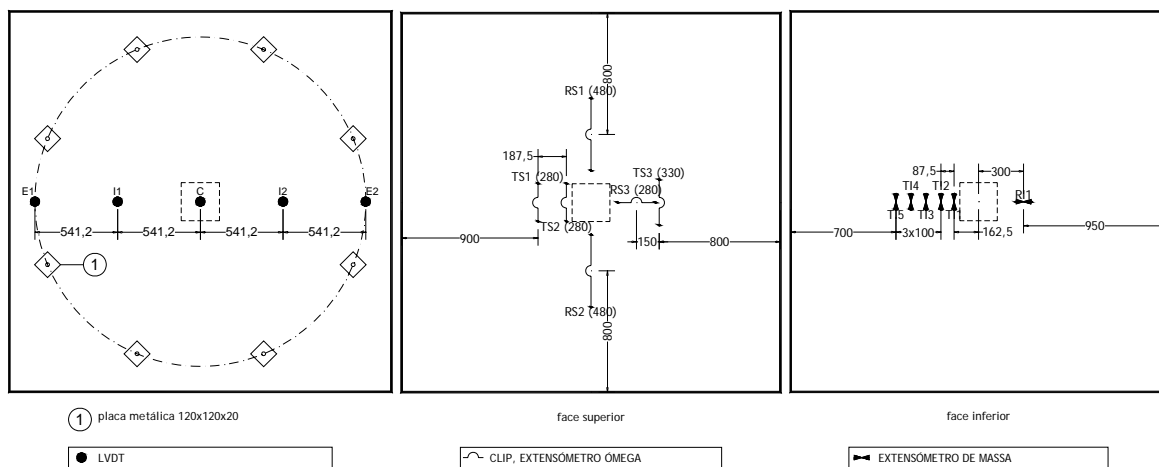


Figura 4. Posicionamento dos LVDT's e dos extensómetros nas faces superior e inferior. Bases de medida indicadas entre parêntesis. Dimensões em mm.

Na face superior (traccionada), foram utilizados clips (extensómetros Ómega) com diferentes bases de medida (Fig. 4). Na face inferior, as deformações foram medidas por meio de extensómetros de massa (de resistência eléctrica) com base de medida de 100 mm. Alguns pernos da armadura transversal foram também instrumentados com extensómetros eléctricos, em diferentes alturas, de forma a avaliar o nível de mobilização das mesmas.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Todos os modelos de laje ensaiados, sob carga centrada ou excêntrica e com ou sem armaduras transversais, romperam por punçoamento/corte que se caracteriza pela penetração mais ou menos brusca do pilar no corpo da laje, acompanhada da formação e progressão da fenda característica da rotura diagonal por punçoamento, visível na face superior, e da queda significativa da carga aplicada (ver Fig. 8). Até à rotura, a fendilhação na face superior segue os padrões indicados pela teoria das linhas de rotura. Na Fig. 8 indicam-se a evolução dos deslocamentos dos pontos centrais das lajes com a carga aplicada. Estes deslocamentos foram obtidos por diferença entre a média das leituras dos LVDT's extremos (E1 e E2) e a leitura do LVDT central. A Fig. 5 mostra as extensões totais medidas na face superior dos modelos ACO e ACA1, correspondentes à soma da deformação do betão e da abertura das fendas.

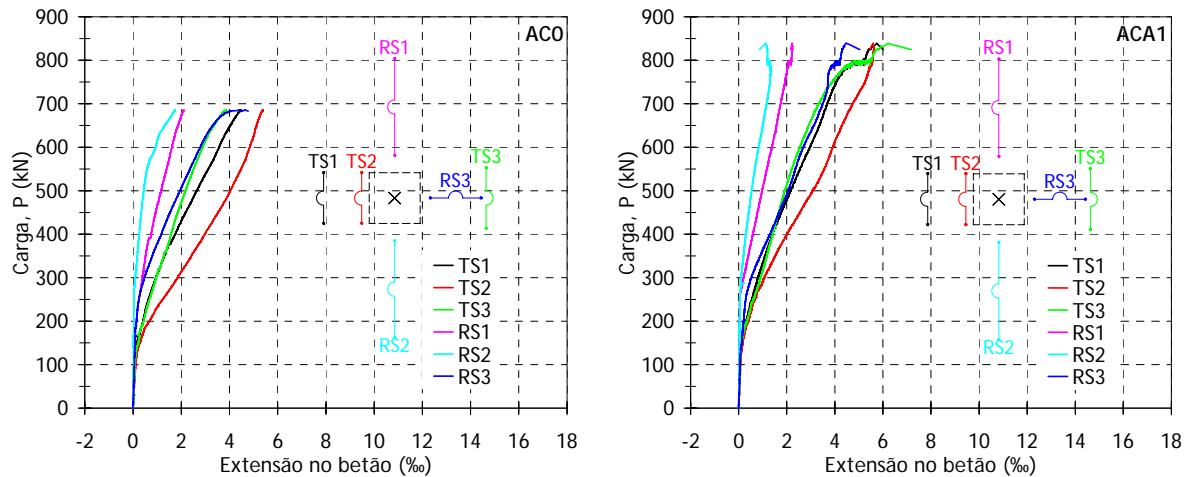


Figura 5. Extensões totais no betão em relação à carga aplicada (face superior).

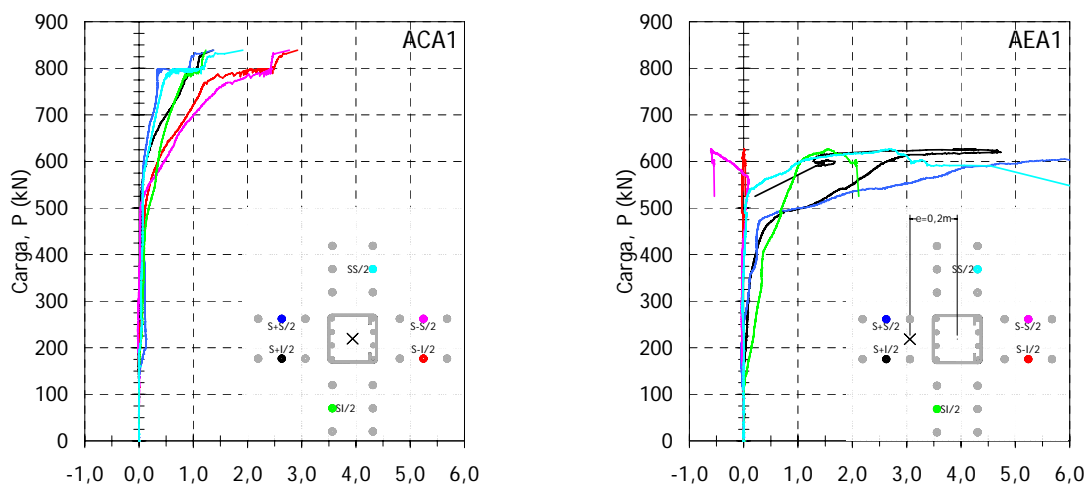


Figura 6. Carga total em função das extensões totais de tracção [%] nas armaduras transversais.

Numa fase inicial do carregamento, não ocorre deformação na direcção normal ao plano médio da laje porquanto o campo de tensões não tem componente na direcção dos pernos. Os pernos instrumentados só apresentam deformação mensurável para patamares de carga superiores a cerca de $\frac{2}{3}$ (ensaio centrado) e $\frac{3}{4}$ (ensaio excêntrico) da carga última, correspondendo a um claro aumento da extensão perpendicular ao plano médio da laje, mobilizando as armaduras transversais a partir de uma secção distante aproximadamente $d/2$ da face do pilar, o que indicia a formação das fendas inclinadas. Tal pode ser comprovado na Fig. 6.

O posterior corte transversal das lajes (Fig. 7) comprova que a fissuração interna atingiu, a meia altura, o 2.º perímetro da armadura de punçoamento. A inclinação da superfície de rotura é de cerca de 30° a 35° nas lajes AC0 e ACA1. A dimensão do cone de punçoamento é significativamente incrementada na presença das armaduras transversais (ACA1 e AEA1): a fenda de rotura com desenvolvimento circular progride desde a base do perno de armadura exterior.

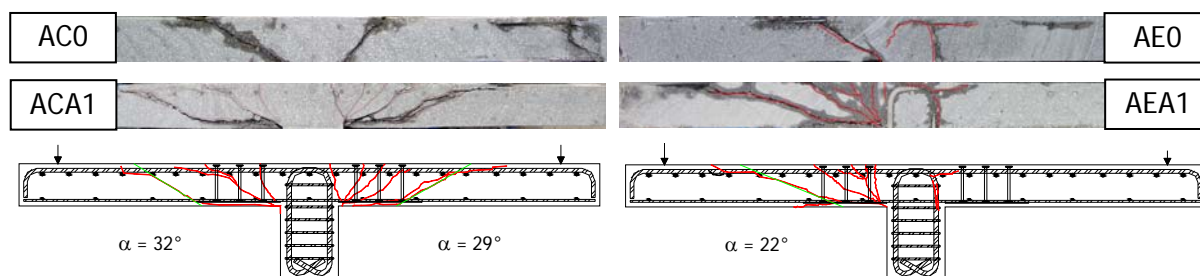


Figura 7. Cortes transversais dos modelos de laje. Carregamento centrado (à esquerda) e excêntrico (à direita). Indicação do ângulo (α) formado entre a fenda de rotura e o plano da laje.

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação numérica do comportamento dos modelos experimentados foi realizada através de um modelo não linear tridimensional de elementos finitos com recurso ao *software* comercial DIANA [5]. As capacidades e limitações da modelação numérica em reproduzir as roturas por punçoamento são avaliadas. Foi utilizado, na modelação não-linear do comportamento do betão fissurado, um modelo em que é adoptado o conceito de fenda distribuída baseado no conceito de decomposição das extensões, que assenta na decomposição da extensão total numa extensão elástica no betão, ε^e , e numa extensão correspondente à abertura da fenda, ε^{cr} , como se mostra:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad (4)$$

O material fendilhado é considerado como um meio contínuo, mantendo-se portanto a continuidade da geometria e do campo de deslocamentos da malha de elementos finitos do problema. O efeito da fendilhação é considerado através da modificação das relações constitutivas definidas para o material (com o início da fendilhação, a relação tensão-extensão inicialmente isotrópica é substituída por uma relação tensão-extensão ortotrópica).

A modelação dos ensaios é realizada com recurso a uma malha tridimensional de elementos finitos, contendo 4 camadas de elementos finitos na espessura da laje. As armaduras longitudinais são modeladas de acordo com uma formulação que considera que os deslocamentos dos elementos finitos de armadura são interpolados a partir dos deslocamentos dos nós dos elementos de betão em que estão embebidos. A aderência entre o betão e as armaduras longitudinais é modelada de forma indirecta através do conceito de retenção de tensões no betão (*tension stiffening*) na camada que contém as armaduras traccionadas. O amolecimento do betão em tracção (*tension softening*) é considerado nas restantes 3 camadas e é modelado com uma lei linear [8], impondo o valor da energia de fractura em modo I. As condições de apoio são modeladas através de molas com comportamento linear elástico, correspondente à rigidez axial dos varões roscados *dywidag*.

A formação das fendas no betão reduz, como se sabe, a rigidez de corte. As relações constitutivas devem, por isso, reflectir a interacção entre o amolecimento em tracção e ao corte [9]. Dos parâmetros geralmente tidos em conta pelos vários programas, apontam-se: a abertura da fenda, caracterizada através da extensão correspondente à abertura de fenda ou extensão normal à fenda ε_{nm}^{cr} (em modo I) e a distorção na fenda, γ^{cr} , associada aos modos II e III. A referida interacção nem sempre é tida em conta na maioria dos códigos computacionais, como é o caso do DIANA. Assim, o parâmetro determinante na precisão das modelações efectuadas veio a revelar-se ser o factor de retenção da rigidez de corte, β . Vários autores [10, 11] afirmam que se a influência do valor atribuído a β pode ser irrelevante nos problemas em que a rotura é dominada pelo modo I de fractura, o mesmo não acontece quando o modo II de fractura tem importância significativa no comportamento da estrutura, sendo a resposta destas, nestes casos, consideravelmente dependente da função que define a rigidez de corte do betão fendilhado. Tenha-se em atenção que na maior parte das estruturas, e em particular no caso das LF, a rotura se desenvolve pela actuação simultânea dos modos I e II de fractura [12]. Como se mostra na Fig. 8, a modelação numérica consegue reproduzir as respostas estruturais das lajes.

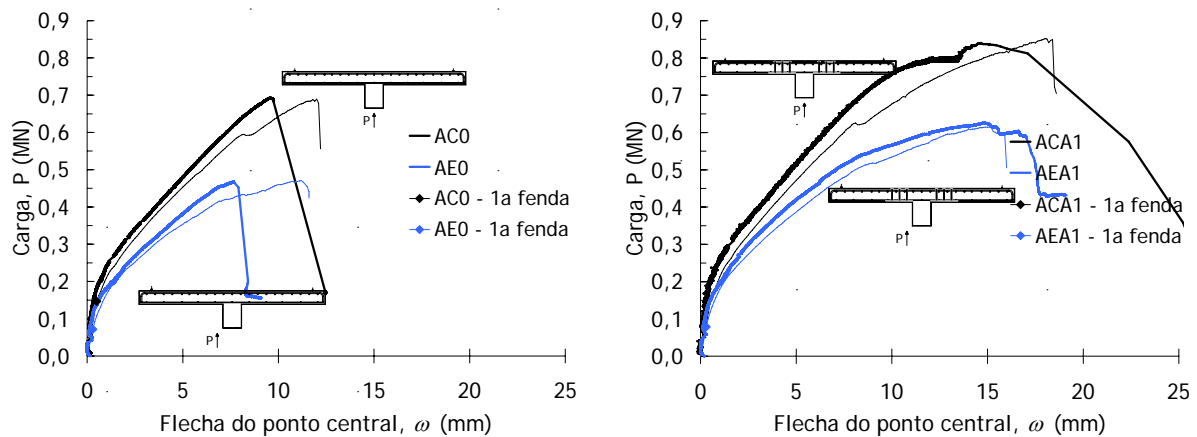


Figura 8. Respostas flecha do ponto central da laje \times carga aplicada. Respostas experimental (negrito) e numérica (fino).

No entanto, a previsão numérica da capacidade de carga é fortemente influenciada pelo valor considerado para o factor de retenção da rigidez de corte, β . A melhor aproximação aos resultados experimentais é conseguida atribuindo um valor constante, sucessivamente ajustado, ao factor de retenção da rigidez de corte.

5. COMPARAÇÃO COM A REGULAMENTAÇÃO

A capacidade resistente ao punçoamento centrado de lajes sem armadura transversal, determinada segundo os diversos códigos analisados, mostra significativas diferenças. Na determinação do valor da capacidade resistente ao punçoamento consideram-se unitários todos os coeficientes parciais de segurança e utilizam-se os valores médios da tensão resistente à compressão relativos ao betão. Apresentam-se, no Quadro 4, os valores da capacidade resistente determinados segundo os diferentes códigos analisados bem como da capacidade resistente à flexão, determinada segundo a Eq. (3), que resulta da aplicação da teoria das linhas de rotura e da consideração do bloco rectangular simplificado de tensões no betão, assumindo a resultante de compressões aplicada no centro de gravidade da região comprimida de betão (n é o número de apoios dos modelos de laje).

Quadro 4. Capacidade resistente ao punçoamento segundo os diferentes códigos analisados. Os valores entre parêntesis referem-se à relação com as cargas de rotura experimentais.

Modelo de laje	(exp.) P_u [kN]	(EC 2) P_u [kN]	(MC 90) P_u [kN]	(BS 8110) P_u [kN]	(REBAP) P_u [kN]	Eq. (3) P_{yf} [kN]
AC0	685	588 (0.86)	616 (0.90)	494 (0.72)	562 (0.82)	924 (1.35)
ACA1	840	824 (0.98)	850 (1.01)	-	606 (0.72)	922 (1.10)
ACA2	821	808 (0.98)	845 (1.03)	-	606 (0.74)	1000 (1.2)
AE0	468	435 (0.93)	433 (0.93)	343 (0.73)	354 (0.76)	932 (1.99)
AEA1	626	600 (0.96)	597 (0.95)	-	344 (0.55)	933 (1.49)
AEA2	577	566 (0.98)	592 (1.03)	-	344 (0.60)	999 (1.73)

$$P_{yf} = 2n \cdot \tan(\pi/n) \cdot \rho_l \cdot f_{sy} \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{sy}}{f_c} \right) \quad (3)$$

Ilustra-se, na Fig. 9, a relação entre a capacidade de carga e a taxa de armadura de flexão bem como a resistência característica à compressão do betão. Inclui-se, para comparação, a capacidade de carga em flexão determinada segundo a Eq. (3). O REBAP [4] estima as mais conservativas cargas de rotura ao punçoamento, quer em relação à taxa de armadura longitudinal quer em relação à resistência do betão. Tal facto deve-se, sobretudo, à consideração de ρ_l constante (=1 %) na capacidade de carga ao punçoamento. As normas CEB-FIP MC 90 [1] e EC 2 [2] são as menos conservativas. Para reduzidas taxas de armadura longitudinal ($\rho_l < 0.35$ %), a capacidade resistente em flexão é limitativa da resposta estrutural. Devido à limitação $\rho_l < 2.00$ % (EC 2), a BS 8110-1 [3] é menos conservativa que o EC 2 para $\rho_l > 2.50$ %. Relativamente à resistência à compressão, a limitação $f_{ck,cil} < 50$ MPa (CEB-FIP MC 90) torna o EC 2 menos conservativo para betões de elevada resistência.

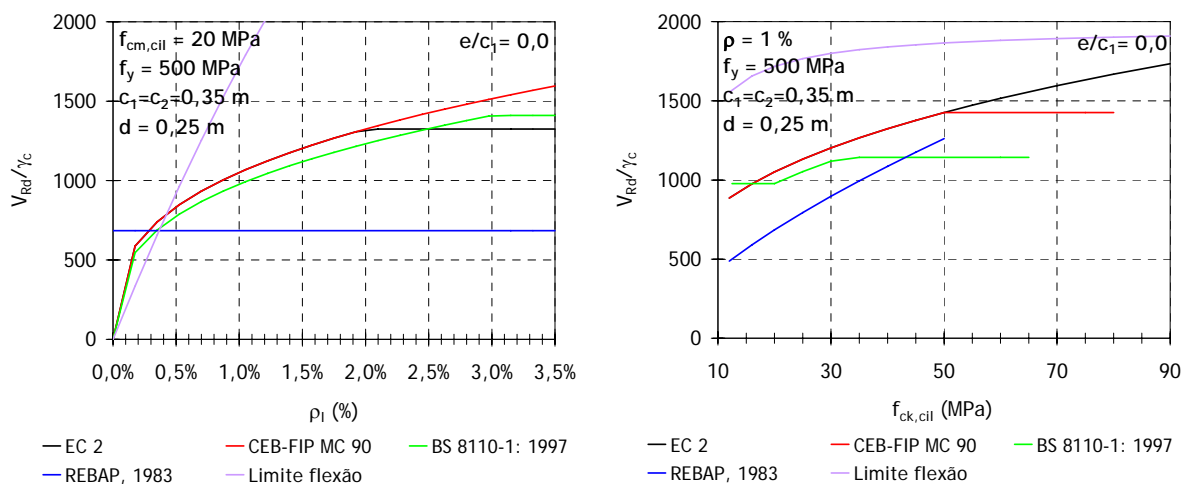


Figura 9. Capacidade resistente ao punçoamento centrado de lajes sem armadura transversal em função da taxa de armadura longitudinal e da resistência à compressão de betão para os diferentes códigos analisados.

A formulação relativa à influência da excentricidade na determinação da capacidade resistente ao punçoamento varia consoante o regulamento utilizado e pode ser analisada na Fig. 10. No caso das lajes sem armaduras transversais, as previsões obtidas pelo REBAP são claramente influenciadas pela formulação dada à consideração da excentricidade, como se pode verificar no Quadro 4 e na Fig. 10. Por outro lado, relativamente às lajes com armadura transversal, a formulação do REBAP é demasiado conservadora por considerar a capacidade resistente fortemente dependente da componente, normal ao plano da laje, da força resistente da armadura transversal (75 % da capacidade total) em detrimento da capacidade resistente do betão (25 % da capacidade total), não conseguindo aproximar-se dos valores experimentais. A influência da excentricidade é, porém, sobrestimada em todos os códigos analisados.

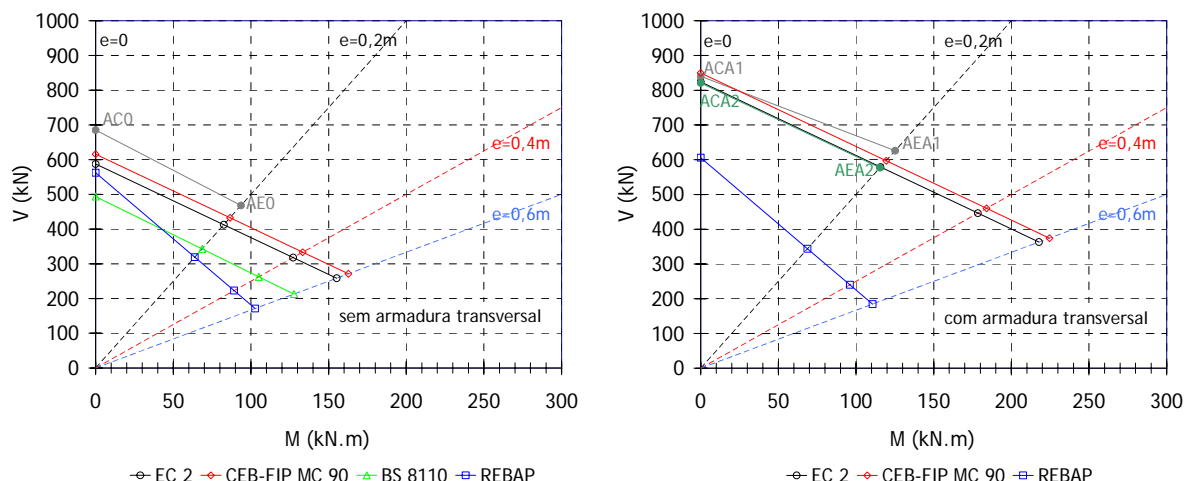


Figura 10. Influência da excentricidade na capacidade resistente ao punçoamento segundo os diferentes códigos analisados, sem (esquerda) e com (direita) armaduras transversais.

As previsões obtidas segundo o EC 2 e o CEB-FIP MC 90 são, contudo, as mais próximas dos resultados experimentais.

6. CONCLUSÕES

Descrevem-se os ensaios de modelos à escala real de lajes ao punçoamento com ou sem excentricidade de carga. Os resultados permitem concluir:

A excentricidade da carga determina uma redução da capacidade última de 32 % nas lajes sem armadura de punçoamento; no caso das lajes com armaduras transversais essa redução foi apenas de 26 %.

A ductilidade da resposta não foi, no entanto, significativamente alterada pela excentricidade; A presença das armaduras transversais incrementou as cargas de rotura em 23 % e 34 % nos ensaios centrados e excêntricos respectivamente. Também a perda de capacidade de carga pós-rotura é menor nos modelos com armadura transversal;

As extensões medidas na armadura transversal atingiram valores iguais ou mesmo superiores a 2 ‰ que correspondem, aproximadamente, à tensão de 400 MPa. Este valor é contudo superior aos correspondentes valores máximos indicados pelas normas a observar no projecto (regras de cálculo) em diversos regulamentos [1, 2, 4], pelo que se podem considerar algo conservadoras algumas dessas limitações.

REFERÊNCIAS

- [1] CEB-FIP - Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton. 1993, Thomas Telford Services Ltd: Lausanne. p. 437.
- [2] CEN - EN 1992-1-1 : Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004, Brussels: Central Secretariat.
- [3] BSI - BS 8110-1:1997 - Structural use of concrete - Part 1: Code of practice for design and construction. 1997, British Standards Institution: London.
- [4] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. 1983, Lisboa: Imprensa Nacional, Casa da Moeda.
- [5] DIANA - Finite Element Analysis - Release 9.3, D.o.C. Research, Editor. 2008, TNO Diana BV: Delft, The Netherlands.

- [6] ZHANG, X. - Punching Shear Failure Analysis of Reinforced Concrete Flat Plates using Simplified UST Failure Criterion, School of Engineering - Faculty of Engineering and Information Technology. 2002, Griffith University: Gold Coast Campus. p. 141.
- [7] HALFEN - Technical Approval Report TA7 5013, CARES, Editor. 2007: Kent. p. 10.
- [8] BAŽANT, Z.P.; OH, B.H. - Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 1983. Vol. 16, No. 93(RILEM): p. 155-176.
- [9] PRUIJSSERS, A.F. - Theoretical and Experimental Analysis of the Behaviour of Cracked Concrete Under Monotonic and Cyclic Shear Loading. *HERON*, 1988. Vol. 33, No. 4: p. 72.
- [10] BARROS, J.A.O.D. - Comportamento do Betão Reforçado com Fibras - Análise Experimental e Modelação Numérica. 1995, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
- [11] FRÉNAIJ, J.W.I.J. - Time-dependent Shear Transfer in Cracked Reinforced Concrete. 1989, Delft University of Technology: Delft, The Netherlands. p. 183.
- [12] ROTS, J.G.; BORST, R.D. - Analysis of Mixed-Mode Fracture in Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 1987. Vol. 113, No. 11(ASCE): p. 1739-1758.