

COMPORTAMENTO SÍSMICO EXPERIMENTAL DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM LAJES FUNGIFORMES

Ema COELHO
Investigadora Principal
LNEC
Lisboa

P. CANDEIAS
Bolseiro de Investigação
LNEC
Lisboa

G. ANAMATEROS
Bolseiro UE
LNEC
Lisboa

A. V. PINTO
Investigador
ELSA/JRC
Ispra

F. TAUCER
Investigador
ELSA/JRC
Ispra

R. ZAHARIA
Bolseiro UE
ELSA/JRC
Ispra

SUMÁRIO

Os edifícios de betão armado com lajes fungiformes constituem uma solução construtiva corrente em alguns países Europeus de elevada sismicidade. Com o objectivo de aprofundar o conhecimento do seu comportamento sísmico e de contribuir para a melhoria das disposições para dimensionamento sísmico destas estruturas, foi desenvolvido um programa experimental no laboratório ELSA da Comissão Europeia. Apresentam-se os principais resultados obtidos e tecem-se algumas considerações com base na sua análise.

1. INTRODUÇÃO

A construção de edifícios de betão armado com sistemas de lajes fungiformes tem sido extensivamente utilizada em alguns países Europeus de elevada sismicidade. Este tipo de edifícios é particularmente comum em grandes cidades no sul da Europa (Itália, Espanha e Portugal), tanto em edifícios de escritórios como em edifícios residenciais. Ainda que alguns códigos nacionais incluam regras para o projecto destas estruturas, este assunto não é tratado explicitamente na versão actual do Eurocódigo 8 [1].

No âmbito do projecto europeu SAFERR - Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction e do programa europeu ECOLEADER - European Consortium of Laboratories for Earthquake and Dynamic Experimental Research, foi desenvolvido um programa experimental no laboratório ELSA da Comissão Europeia, em Ispra (Itália) com o objectivo de avaliar o comportamento sísmico de estruturas com lajes fungiformes. O programa consistiu no ensaio pseudo-dinâmico, em escala real, da estrutura de um edifício de betão armado com 3 pisos,

representativo de edifícios com lajes fungiformes em regiões sísmicas Europeias. O dimensionamento do modelo experimental foi baseado na regulamentação portuguesa, que inclui regras para estas estruturas, tais como a pormenorização de armaduras de reforço nas ligações laje-pilar.

O modelo foi ensaiado sob uma excitação sísmica de severidade média/elevada, usando acelerogramas artificiais compatíveis com o espectro de resposta elástico do regulamento. A fim de medir a resposta experimental do modelo, nomeadamente em termos do movimento global da estrutura e da deformação local nas zonas de ligação, o modelo foi instrumentado com inclinómetros e transdutores de deslocamento. Este equipamento permitiu avaliar o comportamento das ligações laje-pilar, a contribuição da laje para elevadas exigências de deslocamento, e a capacidade de dissipação da energia.

2. DESCRIÇÃO DO MODELO

O protótipo seleccionado para o presente estudo é o de um edifício em laje fungiforme de betão armado com três pisos, dimensionado para acções verticais e horizontais de acordo com a actual regulamentação portuguesa [2] [3] e considerado representativo da prática corrente em termos de projecto e de construção de países de elevada sismicidade do Sul da Europa como Portugal, Espanha ou Itália. Nestas estruturas a laje é tipicamente aligeirada com moldes recuperáveis, apresentando capitéis maciços em torno dos pilares, devido à concentração de esforços de flexão e de punçoamento, e eventuais bandas maciças ligando os capitéis de forma a aumentar a sua rigidez no plano e a melhorar o comportamento às acções horizontais. Os pilares, por sua vez, são dispostos numa malha ortogonal com dimensão variável, em função das exigências arquitectónicas, e orientação em planta igualmente variável. Embora se utilizem nalguns casos paredes resistentes de betão armado para aumentar a rigidez destas estruturas, no presente estudo considerou-se, propositadamente, que o protótipo não possuía estes elementos estruturais de forma a avaliar o comportamento das ligações laje-pilar e os efeitos de 2ª ordem resultantes da deformabilidade destas estruturas.

O modelo de 3 pisos, dimensionado no LNEC [4] e construído e ensaiado no Laboratório ELSA em Ispra [5], representa cerca de um quarto em planta do referido protótipo à escala natural, com dimensões em planta de 8,50m×5,20m, com vãos de 7,00m numa direcção e de 3,95m na outra, e uma altura total de 10,00m. As dimensões das consolas correspondem a cerca de um quarto do vão da laje, zona onde ocorrem os momentos negativos. Os pilares têm secções rectangulares de 0,30m×0,50m no 1º e 2º pisos, e 0,30m×0,40m no 3º piso, e estão orientados em duas direcções diferentes. Dado o interesse em observar o comportamento da ligação laje-pilar, os pilares foram posicionados no canto, no bordo e no interior da laje. A laje é aligeirada, com moldes recuperáveis de 0,80m×0,80m com 0,20m de altura, e tem uma espessura de 0,295m, sendo as zonas em torno dos pilares maciças bem como as bandas que os ligam. Apresenta-se na Figura 1 a geometria do modelo e das lajes.

Os materiais considerados no dimensionamento da estrutura foram o betão da classe C25/30 e o aço da classe A400, pelo que foram realizados ensaios para determinação das propriedades mecânicas do betão e das armaduras utilizados na construção do modelo. A resistência à compressão do betão foi determinada em 18 provetes cúbicos com 150mm de aresta, em número de 3 por cada fase de betonagem, a que correspondeu uma resistência média de

37,4MPa e uma resistência característica de 34,5MPa. Quanto às armaduras, foi usado o aço italiano da classe FeB44k, para o qual as normas italianas especificam uma tensão característica de cedência de 430MPa, uma tensão característica de rotura de 540MPa e extensão de rotura característica A5 de 14%. Foram retirados 3 provetes de cada um dos diâmetros utilizados na construção e realizados ensaios de resistência à tracção dos quais resultaram valores médios de 543MPa, 648MPa e 22,9% respectivamente para a tensão de cedência, tensão de rotura e extensão de rotura A5, e valores característicos de 502MPa, 619MPa e 21,9% para as mesmas grandezas.

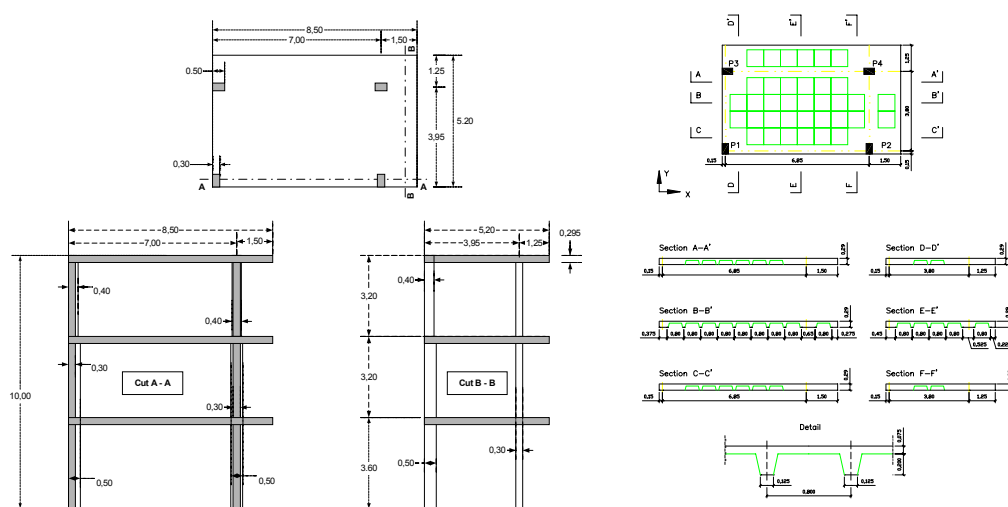


Figura 1: Geometria do modelo e das lajes [4]

O dimensionamento da estrutura foi baseado nos esforços obtidos com um modelo de comportamento elástico linear. Foram consideradas, para além do peso próprio, uma carga permanente de 3kN/m² por piso e uma sobrecarga de utilização de 2kN/m² no 1º e 2º pisos e de 1kN/m² no 3º piso. Os valores quase permanentes das sobrecargas resultam da sua multiplicação por coeficientes de combinação 0,4 no 1º e 2º pisos e 0 no 3º piso.

A acção sísmica foi quantificada por forças estáticas equivalentes, aplicadas em pórticos planos equivalentes em duas direcções perpendiculares e distribuídas de acordo com as excentricidades regulamentares. Considerou-se a estrutura localizada na Zona A e um terreno tipo I, e os coeficientes sísmicos nas duas direcções resultantes da aplicação do coeficiente de comportamento 2,5, apresentados no Quadro 1.

Quadro 1: Coeficiente sísmico de dimensionamento

Direcção	Frequência própria fundamental [Hz]	Coeficiente sísmico [-]
X	1,23Hz	0,22
Y	1,64Hz	0,25

3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Foram realizados dois ensaios pseudo-dinâmicos da estrutura, correspondentes a excitações sísmicas de severidade crescente (100% e 175% da acção sísmica regulamentar, respectivamente no primeiro e segundo ensaios). Os deslocamentos foram impostos na estrutura por 6 actuadores, 2 por piso, com uma capacidade máxima de 500kN, ligados aos pisos, através de maciços de betão armado, e à parede de reacção. Por sua vez, as acções verticais, para além do peso próprio, foram simuladas por tanques com água, dispostos sobre as lajes de forma a impor uma distribuição aproximadamente uniforme das cargas quase permanentes. Apresenta-se na Figura 2a) um esquema do dispositivo de ensaio.

A instrumentação do modelo envolveu 113 canais de aquisição, para medição de deslocamentos e forças necessários ao algoritmo pseudo-dinâmico, e de rotações e deslocamentos em diversos pontos da estrutura. Apresenta-se na Figura 2b) a vista geral do modelo e dispositivo de ensaio.

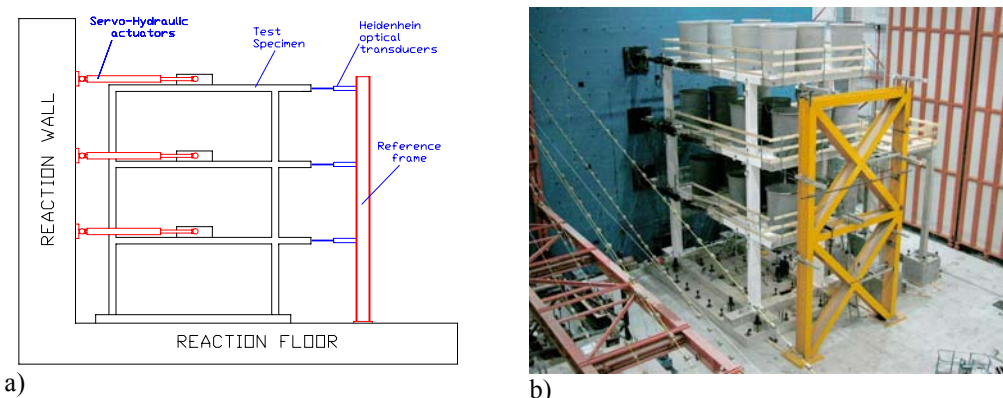


Figura 2: a) Dispositivo de ensaio e b) vista geral do modelo e do dispositivo de ensaio

4. RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1. Primeiro ensaio

Apresentam-se na Figura 3 os padrões de fendilhação na laje no final do 1º ensaio. Na face inferior das lajes apareceram fendas de flexão principalmente nas bandas maciças que ligam os pilares e no contorno da laje, e também nas nervuras da laje. No meio vão das lajes não se observaram fendas, provavelmente devido ao aumento local de rigidez associado aos maciços de aplicação dos deslocamentos. Destaca-se no 3º piso o aparecimento de importantes fendas inclinadas em torno do pilar P3, iniciando-se a rotura da ligação laje-pilar no topo do pilar (Figura 4a)). Na face superior das lajes o padrão de fendilhação está concentrado em torno dos pilares. No 1º e 2º pisos formam-se fendas de flexão à frente dos pilares, seguidas de fendas com inclinação aproximada de 45º (Figuras 4b) e 4c)). As fendas em torno dos pilares P1 e P3 chegam a atingir 0,7mm. O padrão de fendilhação na laje do 3º piso é diferente, observando-se concentração da deformação na ligação laje-pilar.

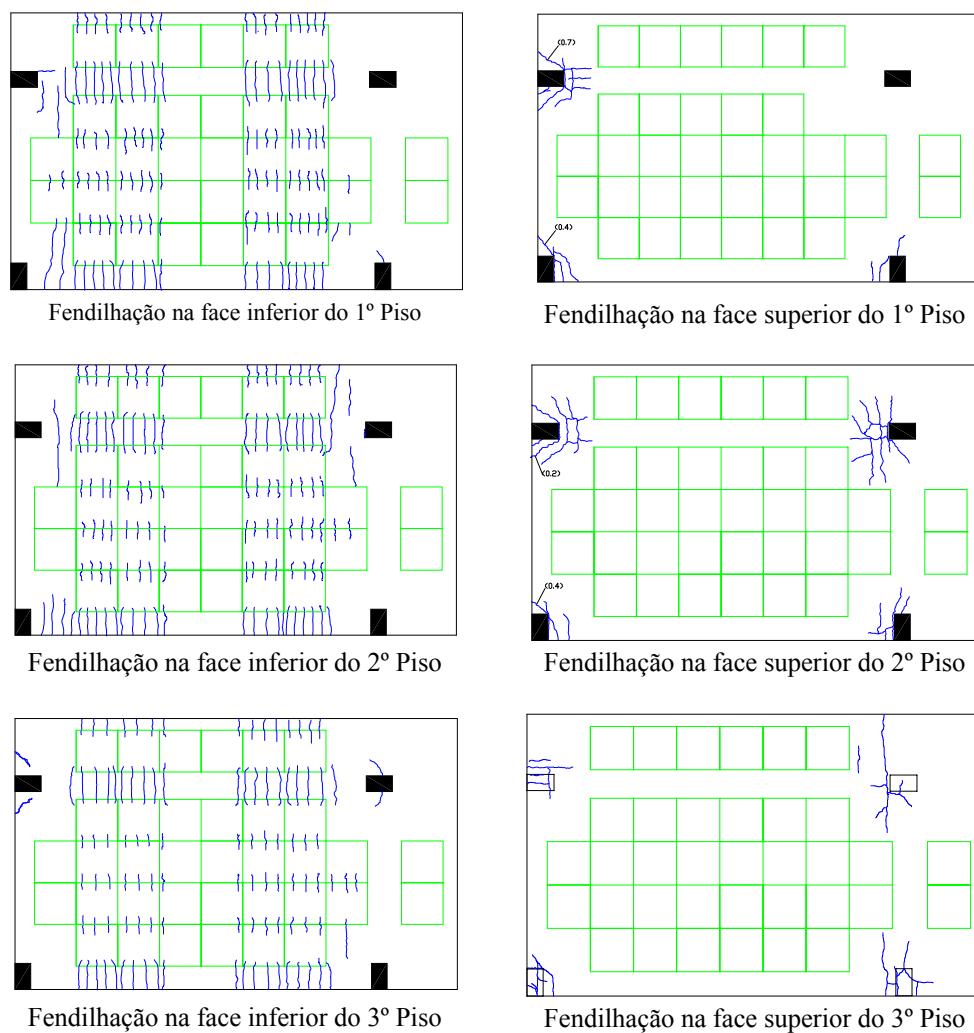


Figura 3: Padrões de fendilhação nas lajes no final do 1º Teste

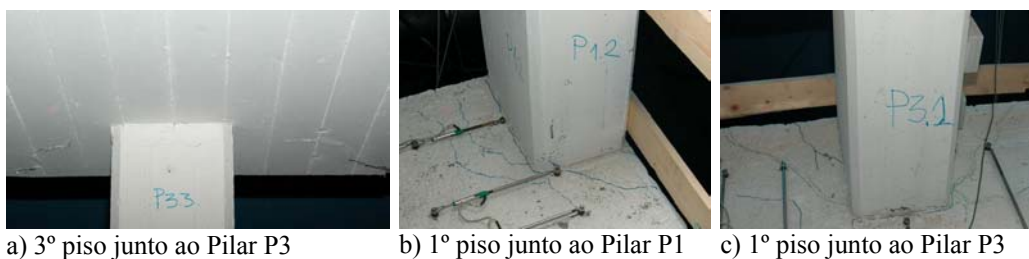


Figura 4: Fendilhação nas lajes em torno dos pilares



Figura 5: Fendilhação na base dos pilares

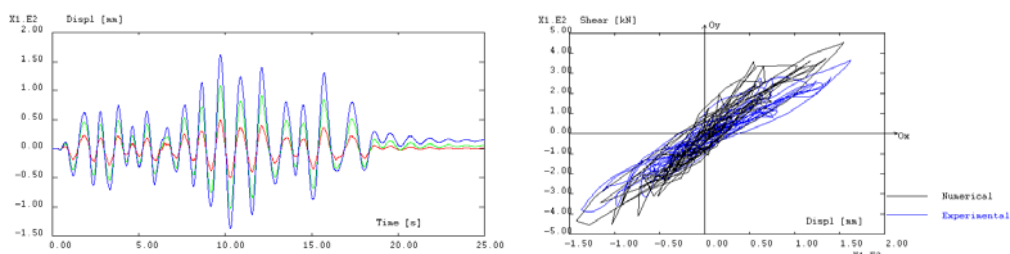


Figura 6: Deslocamentos dos pisos e esforço transverso na base versus deslocamento no topo

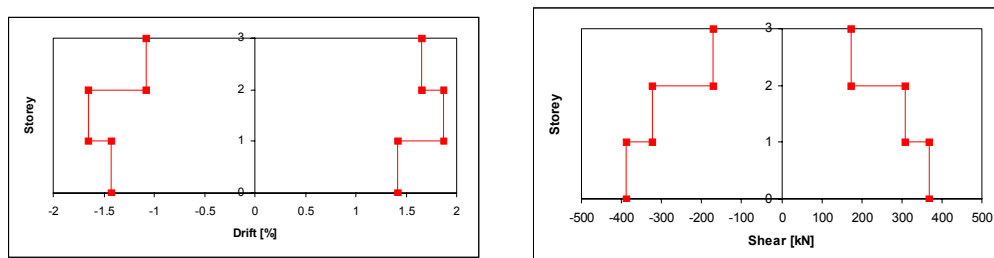


Figura 7: Perfis de “drift” máximo [%] e esforço transverso máximo [kN]

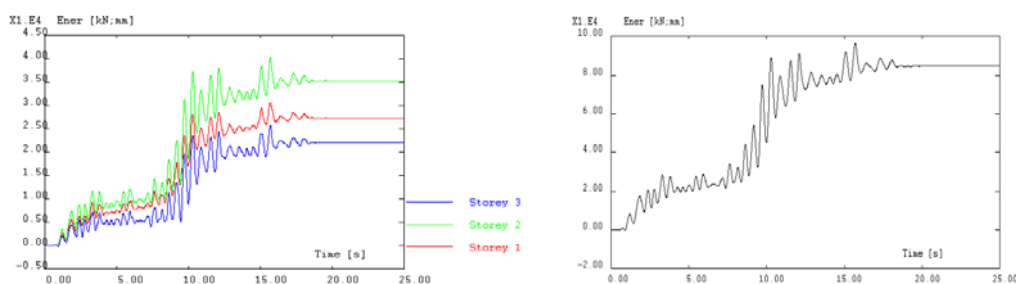


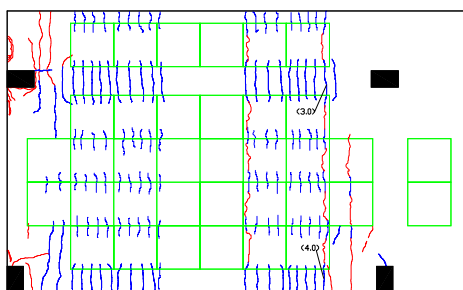
Figura 8: Evolução da energia dissipada por piso e total

Nos pilares não é visível fendilhação no 2º e 3º pisos, apenas surgindo pequenas fendas de flexão na base dos pilares (Figura 5). Devido às diferentes orientações dos pilares P3 e P4, aparecem algumas fendas de corte nestes pilares, também visíveis na Figura 5. A Figura 6 apresenta a evolução dos deslocamentos dos pisos ao longo do ensaio, e do esforço transverso na base em função do deslocamento no topo da estrutura. O deslocamento máximo no topo foi

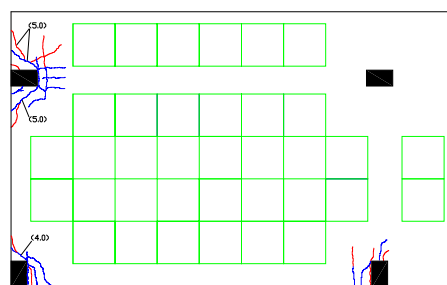
de 162,1mm, a que corresponde um “drift” global de 1,64%, sendo 15,7mm o deslocamento permanente no topo no final do ensaio. Na Figura 7 ilustram-se os perfis de “drift” e esforço transverso máximos, verificando-se uma concentração das deformações no 2º piso, e na Figura 8 mostra-se a evolução da energia dissipada pela estrutura ao longo do ensaio.

4.2. Segundo ensaio

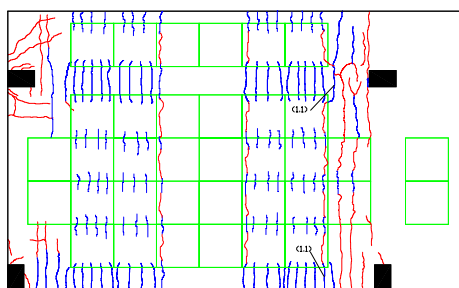
Apresentam-se na Figura 9 os padrões de fendilhação observados na laje no final do 2º ensaio. Na face inferior das três lajes formaram-se fendas de flexão adicionais, principalmente em torno dos pilares, quer novas quer por prolongamento das fendas do 1º ensaio.



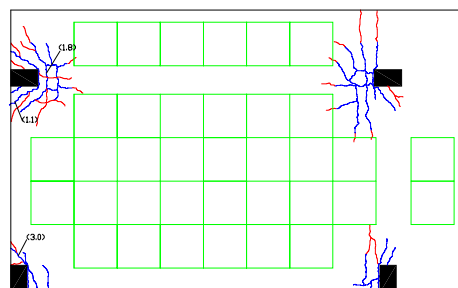
Fendilhação na face inferior do 1º Piso



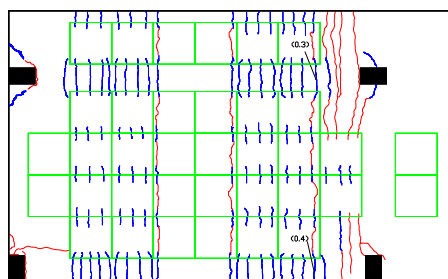
Fendilhação na face superior do 1º Piso



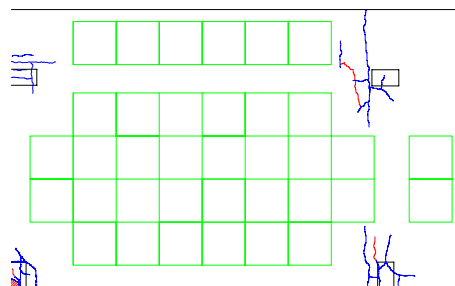
Fendilhação na face inferior do 2º Piso



Fendilhação na face superior do 2º Piso



Fendilhação na face inferior do 3º Piso



Fendilhação na face superior do 3º Piso

Figura 9: Padrões de fendilhação nas lajes no final do 2º Teste

Formaram-se fendas em toda a largura da laje, delimitando os maciços de aplicação de deslocamentos, que chegam a atingir 4,0mm no 1º piso (Figuras 10a) e 10b)). Por sua vez verifica-se um maior destacamento da laje do 3º piso sobre o pilar P3 (Figura 10c)). Na face superior das lajes formaram-se fendas adicionais, ainda concentradas em torno dos pilares, que são principalmente prolongamentos das fendas do 1º ensaio. A abertura das fendas chegou a atingir 5,0 mm em torno dos pilares P1 e P3, onde se observou igualmente a delaminação do betão da laje, como mostra a Figura 11. A ligação laje-pilar de canto no topo do pilar P1 chegou inclusivamente a romper (Figura 12b)). De facto registou-se um dano considerável nas ligações viga-pilar do contorno, particularmente nos pilares P1 e P3, em todos os pisos (Figuras 12a) a 12d)).

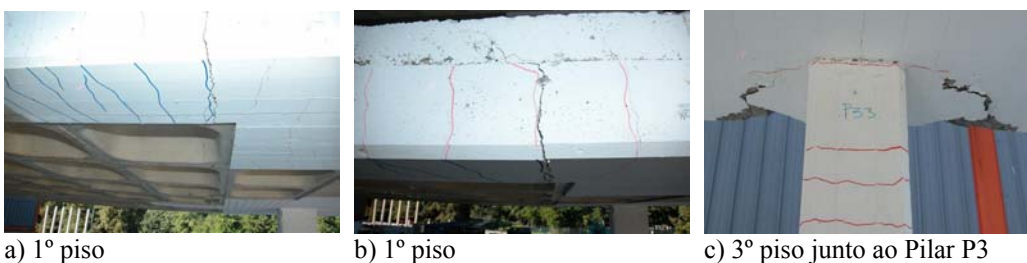


Figura 10: Fendilhação na face inferior das lajes

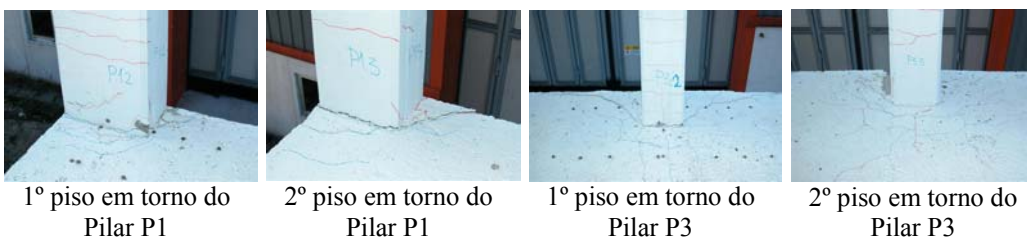


Figura 11: Fendilhação na face superior das lajes



Figura 12: Danos nas ligações laje-pilar

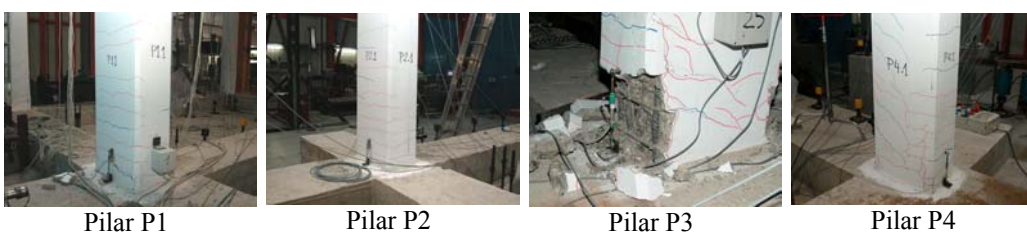


Figura 13: Dano na base dos pilares

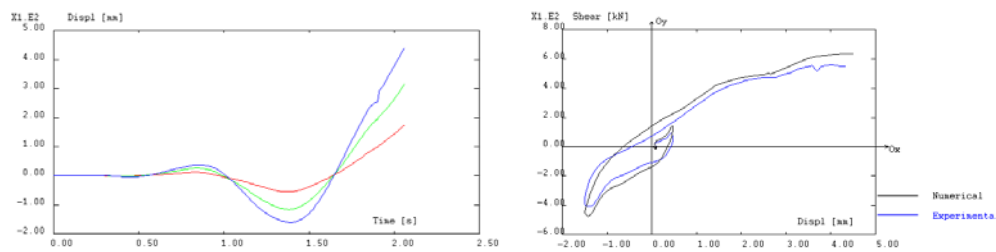


Figura 14: Deslocamentos dos pisos e esforço transverso na base versus deslocamento no topo

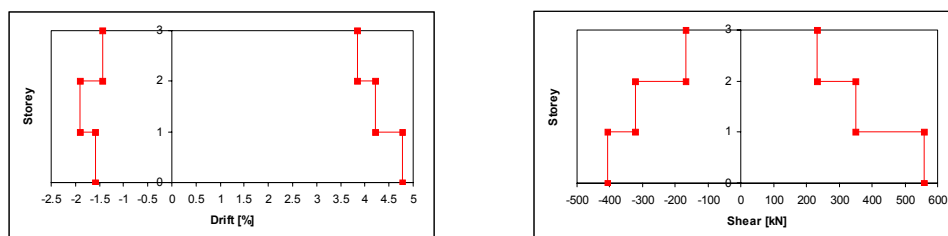


Figura 15: Perfis de “drift” máximo [%] e esforço transverso máximo [kN]

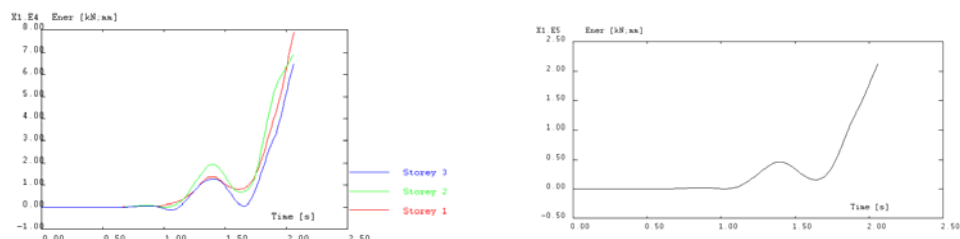


Figura 16: Evolução da energia dissipada por piso e total

Os principais danos nos pilares ocorreram junto à base, conforme se pode observar na Figura 13, com delaminação do betão. No pilar P3 chegou mesmo a ocorrer a encurvadura das armaduras. Observou-se igualmente alguma fendilhação nos pilares nas zonas acima e abaixo das lajes. A Figura 14 mostra a evolução dos deslocamentos dos 3 pisos em função do tempo e na Figura 15 apresentam-se os perfis de “drift” máximo e de esforço transverso máximo registados durante o ensaio. Ao contrário do que sucedeu no 1º ensaio, neste 2º ensaio a deformação está concentrada no 1º piso devido à ocorrência de plastificação na base dos pilares. Por último, apresenta-se na Figura 16 a evolução da energia dissipada pela estrutura ao longo do ensaio.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O programa experimental teve como principal objectivo a avaliação do comportamento sísmico de estruturas de betão armado com lajes fungiformes, na perspectiva de analisar algumas das deficiências de comportamento destas estruturas e de contribuir para a melhoria das regras para o seu dimensionamento sísmico. De facto, o comportamento destas estruturas, sujeitas a acções

sísmicas, apresenta deficiências importantes, associadas às características essencialmente não dissipativas da sua resposta. Além disso, estas estruturas são em geral significativamente mais deformáveis do que as estruturas tradicionais com pilares, vigas e paredes, tornando-se assim particularmente sensíveis aos efeitos de segunda ordem quando sujeitas a acções sísmicas.

A análise dos resultados dos ensaios está ainda em curso, podendo adiantar-se desde já que a estrutura apresentou um comportamento bastante deficiente, associado em parte à deformabilidade significativa por ausência de paredes resistentes de betão armado. Por outro lado, a estrutura evidenciou um comportamento local com deficiências significativas, em particular em algumas zonas de ligação laje-pilar e contorno das lajes. Da análise preliminar pode concluir-se que as características do comportamento deste tipo de estruturas sugerem a adopção de medidas específicas para a sua concepção e dimensionamento sísmico, como sejam a combinação com outros sistemas estruturais, e ainda a definição de regras para estimar de forma adequada a ductilidade local disponível ou ainda impor limitações à forma e altura dos edifícios.

6. REFERÊNCIAS

- [1] CEN - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, prEN 1998-1, Brussels, October 2003
- [2] REBAP – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Decreto Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho, INCM, 1986
- [3] RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio, INCM, 1986
- [4] Anamateros *et al.* – *Preparation of the full-scale tests on a reinforced concrete flat-slab building. Design of the test specimen*. LNEC, Lisboa, 2003
- [5] Zaharia *et al.* - *Earthquake Testing of a Full-scale RC Flat Slab Building Structure* (draft report). JRC, Ispra, 2004.