

# ENSAIO DE CARGA NUMA LAJE FUNGIFORME DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL



José Sena-Cruz

Professor Auxiliar  
Universidade do Minho  
Guimarães  
[jsena@civil.uminho.pt](mailto:jsena@civil.uminho.pt)



Luís Ramos

Professor Auxiliar  
Universidade do Minho  
Guimarães  
[lramos@civil.uminho.pt](mailto:lramos@civil.uminho.pt)



Joaquim Barros

Professor Associado  
Universidade do Minho  
Guimarães  
[barros@civil.uminho.pt](mailto:barros@civil.uminho.pt)



Rafael Aguilar

Aluno de Doutoramento  
Universidade do Minho  
Guimarães  
[raguilar@civil.uminho.pt](mailto:raguilar@civil.uminho.pt)

## SUMÁRIO

O presente trabalho descreve o ensaio de carga realizado numa laje fungiforme de um edifício industrial. As metodologias adoptadas no ensaio de carga são descritas, sendo apresentados e discutidos os principais resultados, bem como as vantagens da execução da monitorização estática e dinâmica no contexto da avaliação da capacidade de carga de lajes fungiformes de edifícios industriais.

**Palavras-chave:** Ensaio de carga, monitorização estática, monitorização dinâmica, simulação numérica.

## 1. INTRODUÇÃO

No âmbito da avaliação da capacidade de carga de estruturas existentes, a realização de ensaios de carga é recomendada quando: (i) o sistema estrutural apresenta complexidade resultante da ausência de experiência/conhecimento desse mesmo sistema; (ii) as características materiais e de carregamento dos elementos estruturais não podem ser determinadas de forma adequada; (iii) o grau de suspeição das deficiências ao nível do

dimensionamento, dos materiais e da construção não pode ser determinado de forma adequada; (iv) ou ainda quando existem dúvidas da adequação dos sistemas estruturais existentes para novos níveis de carregamento.

Contudo, só é recomendável a realização de ensaios de carga quando estão reunidas as seguintes condições: (i) os resultados dos ensaios permitem uma interpretação racional da capacidade resistente do elemento ensaiado; (ii) a influência de elementos adjacentes ao elemento em análise pode ser contabilizada; (iii) a estrutura pode ser monitorizada de forma segura e adequada com recurso a instrumentação apropriada; (iv) todas as pessoas envolvidas estarão em segurança durante a preparação e realização do ensaio.

No contexto nacional não existe regulamentação específica para a realização de ensaios de carga em estruturas de betão armado. Adicionalmente, poder-se-á referir que este tipo de regulamentação, a nível internacional, também não é considerável [1-6]. Em alguns destes documentos são definidos os aspectos essenciais para que o ensaio de carga conduza a resultados conclusivos. Assim, de uma forma geral estes referem o tipo de ensaios que podem ser realizados, o tipo e quantificação do carregamento, a instrumentação a ser utilizada, o registo da informação obtida a partir da instrumentação utilizada, a eventualidade do uso de escoramento, entre outros aspectos.

Existem fundamentalmente dois tipos distintos de ensaios de carga, habitualmente designados por ensaios de carga estáticos e cíclicos [1,3]. Nos ensaios de carga estáticos a estrutura é carregada por patamares até ao nível de carga pré-definido, permanecendo a carga na estrutura (ou elemento) durante um período de tempo não inferior a 24 horas. Com o objectivo de minimizar a morosidade destes ensaios é frequente recorrer-se a ensaios de carga cíclicos, quase estáticos. Nestes casos a estrutura é submetida a um conjunto de ciclos de carga e descarga para um conjunto de níveis pré-definidos. Para ambos os tipos de ensaios (estáticos e cíclicos), considera-se que se está em presença de uma situação estável quando entre duas leituras consecutivas, uma primeira instantânea,  $d_i$ , e uma segunda passado um período de tempo pré-definido,  $d_{i+1}$ , (e.g. 10 minutos), a relação  $(d_{i+1}-d_i)/d_i$ , não excede uma dada percentagem para o incremento de carga corrente (e.g. 5% a 10%).

Tipicamente, os critérios de aceitabilidade baseiam-se nos níveis de deformação residual [1,3]. No caso dos ensaios estáticos os critérios assentam em limites máximos para a relação entre flecha máxima registada e o vão do elemento estrutural (e.g. flecha máxima / vão  $\leq 1/(20000 \times \text{altura do elemento estrutural})$ ) e relações entre a flecha residual e a flecha máxima (e.g. flecha residual/flecha máxima  $\leq 1/4$ ). Na Fig. 1 apresentam-se os critérios habitualmente usados para o caso dos ensaios cíclicos. Estes sustentam a sua aceitabilidade, quer em termos da resposta global ao longo de todo o ensaio, quer para cada patamar de carga, sendo definidos respectivamente pelas Eqs (1) e (2):

$$\Delta_i = \frac{\Delta r_i}{\Delta d_{\max,i}} \quad (1)$$

$$\Delta r_i = \frac{r_i}{d_{\max,i}} \quad (2)$$

sendo que os parâmetros incluídos nestas equações se encontram definidos na Fig. 1 ( $i$  representa o patamar de carga em análise). Tipicamente recomendam-se valores de  $\Delta r_i$  e  $\Delta r_i$  que variam entre os 10% e 15%.

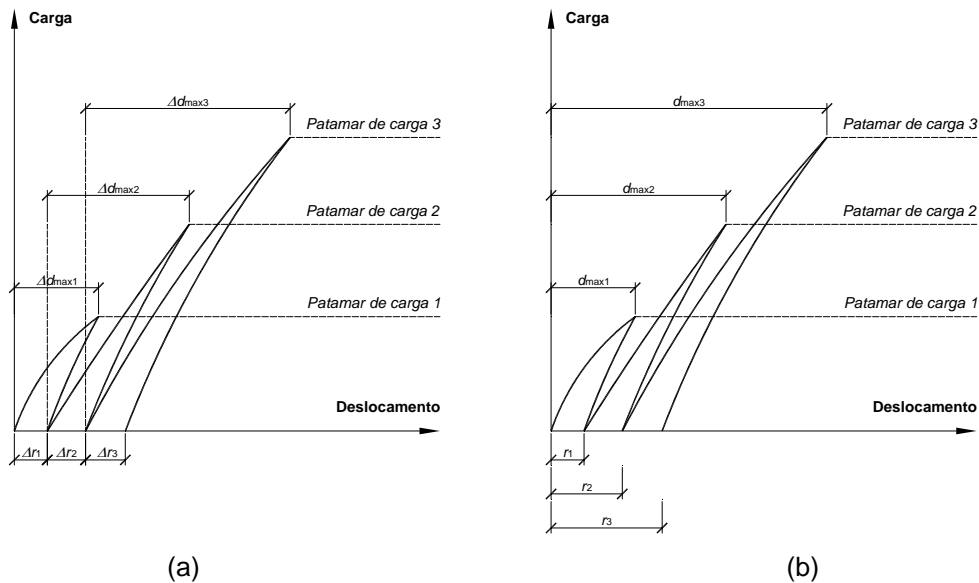


Figura 1. Determinação das deformações residuais por patamar de carga e globais para a definição dos critérios de aceitabilidade.

Habitualmente, nos ensaios de carga é utilizada uma monitorização estática. No âmbito do presente caso de estudo apresentam-se os resultados de um ensaio de carga em que foram usadas, simultaneamente, uma monitorização estática e uma dinâmica, salientando-se as vantagens desta metodologia.

## 2. ENSAIO DE CARGA

### 2.1 Descrição da estrutura

O ensaio de carga decorreu numa das lajes consideradas como representativas do pavilhão em estudo. Trata-se de um edifício industrial construído em betão armado com uma solução de lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis, com espessura total de 0.50 m. Cada laje, com dimensões de 57.6 m × 28.8 m, é constituída por 16 painéis de 14.40 m × 7.20 m. Este edifício foi projectado e construído no final da década de 70 para uma sobrecarga de projecto de 10 kN/m<sup>2</sup> (valor característico). Como principal objectivo deste ensaio, pretendeu-se avaliar, *in situ*, a capacidade de carga em serviço da laje, uma vez que se verificou um défice de armaduras em algumas zonas da laje. Por razões de simetria da laje e restrições impostas pelo requerente, o ensaio decorreu no quarto de laje

representado na Fig. 2a. Adicionalmente, houve a necessidade de realizar o ensaio sem conduzir a danos significativos na laje.

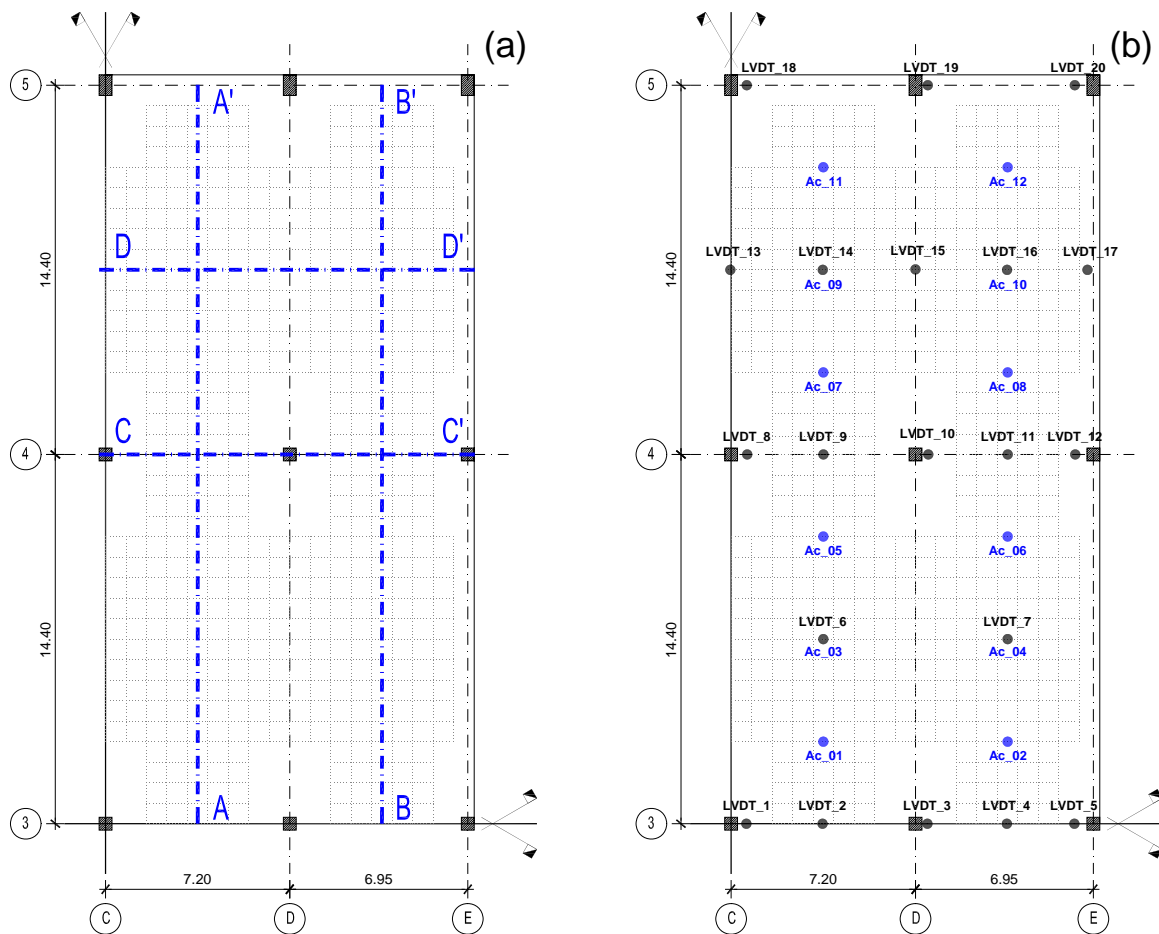


Figura 2. Ensaio de carga: (a) geometria da laje; (b) instrumentação utilizada.

## 2.2 Instrumentação

Foi efectuada uma monitorização estática e dinâmica da laje durante o ensaio de carga. A monitorização estática consistiu na medição de deslocamentos por intermédio de LVDT's (*linear voltage displacement transducers*) em 20 pontos da laje considerados como nucleares da estrutura. Adicionalmente, foram também monitorizadas as extensões por intermédio da aplicação de extensómetros em 16 pontos das armaduras. Contudo, nesta comunicação não são apresentados os resultados registados nestes extensómetros, dado que nalguns casos observou-se um funcionamento indevido dos mesmos. A monitorização dinâmica consistiu na medição das vibrações em 12 pontos da laje com recurso a 14 acelerómetros. A monitorização permitiu acompanhar a resposta da estrutura ao longo do tempo, quer em termos de deformações estáticas, quer em termos da variação das frequências e modos de vibração da estrutura. Na Fig. 2b apresentam-se as localizações dos LVDT's e dos acelerómetros (Ac) usados na monitorização da laje. A aquisição do sinal proveniente dos diversos LVDT's e acelerómetros foi realizada através de dois sistemas

NI SCXI<sup>®</sup> e software NI LabVIEW<sup>®</sup> especificamente desenvolvido para o presente ensaio de carga.

## 2.3 Carregamento

Com base em análises numéricas preliminares foram previstos três patamares de carga distintos, a saber: 2.7 kN/m<sup>2</sup> (L1), 5.0 kN/m<sup>2</sup> (L2) e 7.4 kN/m<sup>2</sup> (L3). A aplicação da carga foi concretizada com recurso a sacos de areia com um peso médio de 1500 kgf por unidade (incluindo palete de madeira para seu suporte). Assim, para o nível L1, L2 e L3 foram necessários 72, 136 e 200 unidades, respectivamente. Por razões de disponibilidade de tempo para a realização do ensaio por parte do requerente, apenas foi possível aplicar um único ciclo de carga para cada patamar. Contudo, foi possível efectuar a alternância das sobrecargas cuja sequência se ilustra na Fig. 3 para o patamar L1, permitindo assim avaliar o comportamento da laje em termos de momentos flectores máximos positivos e negativos. Adoptaram-se os critérios indicados em [3] em termos de tempos de permanência das cargas para avaliar a estabilização das deformações.

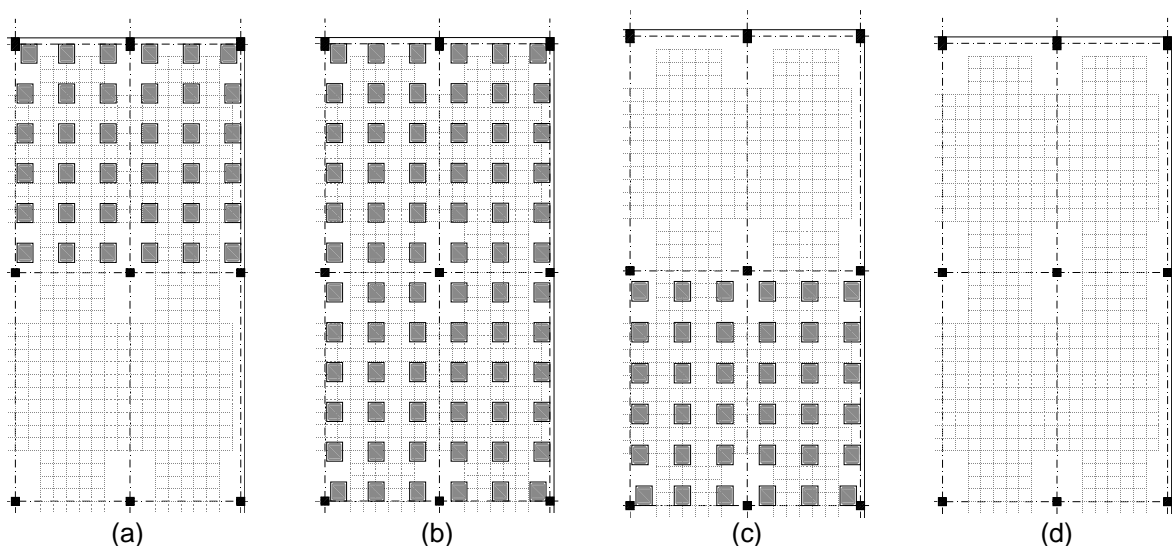


Figura 3. Sequência de aplicação da carga para o patamar L1: (a) carregamento dos painéis extremos (Configuração A); (b) carregamento dos painéis extremos + intermédios (Configuração B); (c) descarga dos painéis extremos (Configuração C); (d) descarga da laje (Configuração D).

## 2.4 Escoramento

Por razões de segurança foi previsto um escoramento para a laje. Este foi devidamente dimensionado para suportar uma carga de impacto devido a uma eventual rotura frágil por punçoamento.

## 3. MONITORIZAÇÃO ESTÁTICA

A título ilustrativo apresentam-se na Fig. 4 os valores registados pelos LVDT\_6 e LVDT\_14 (ver também a Fig. 2) para os patamares de carga L1 e L2. A partir destes gráficos é possível tecer os seguintes comentários para o patamar de carga L1:

- Como seria de esperar, para a primeira configuração de carga (L1\_A – ver Fig. 3a) o ponto da laje registado pelo LVDT\_6 (PT6) subiu, enquanto o ponto registado pelo LVDT\_14 (PT14) baixou;
- Com a aplicação da segunda configuração de carga, i.e. a aplicação da carga em toda a zona de ensaio (L1\_B – ver Fig. 3b) observa-se que o PT6 baixa, enquanto o PT14 sobe ligeiramente;
- Com a remoção da carga nos vãos extremos da laje (configuração de carga L1\_C – ver Fig. 3d), o ponto PT14 sobe em relação à sua posição inicial, enquanto o ponto PT6 desce ainda mais.

Similar comportamento foi observado para o patamar de carga L2. É também possível observar que os deslocamentos registados pelo LVDT\_14 apresentam uma “flutuação” significativamente superior à observada no LVDT\_6. A principal razão que justifica tal comportamento está associada ao facto deste ponto se localizar mais próximo da zona de carga e recolha dos sacos de areia, sendo portanto mais solicitada.

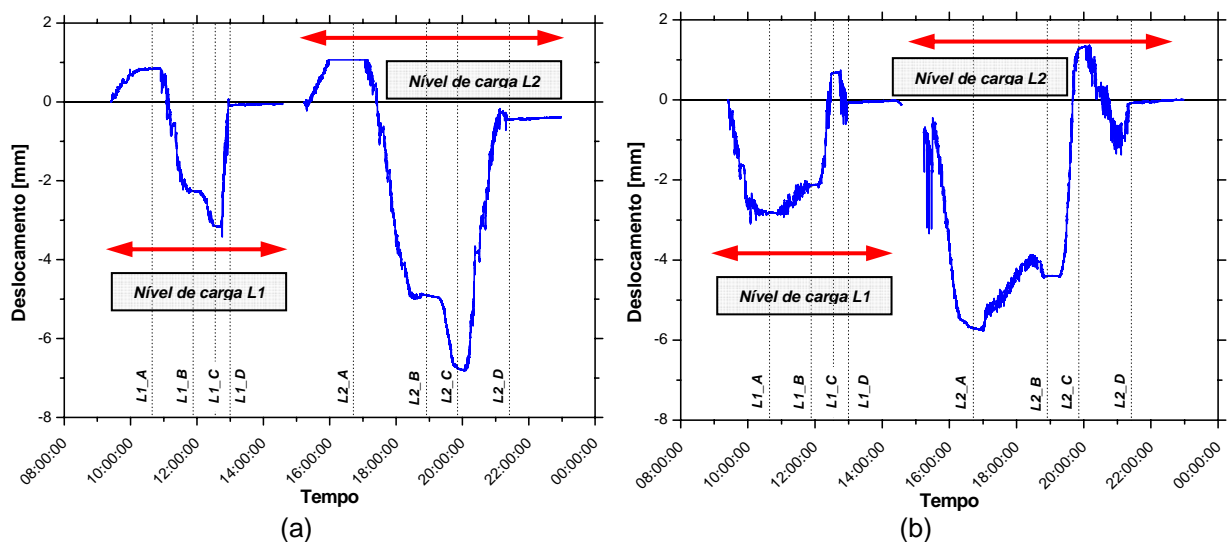


Figura 4. Evolução ao longo do ensaio dos deslocamentos registados pelo LVDT\_6 (a) e LVDT\_14 (b).

Após a conclusão de cada patamar de carga, as deformações residuais da estrutura definidas pelas Eqs. (1) e (2) foram avaliadas para os pontos monitorizados. Adicionalmente, também foram analisadas as deformações residuais da laje, através da supressão dos deslocamentos ocorridos ao nível dos pilares. Considerou-se como critérios de aceitabilidade o cumprimento simultâneo das condições  $\Delta_i \leq 15\%$  e  $\Delta_{r_i} \leq 15\%$  [3]. Neste contexto verificou-se que após a aplicação do 2º patamar de carga o critério de aceitabilidade deixou de ser cumprido. Nestas circunstâncias, decidiu-se não realizar o 3º patamar de carga ( $7.4 \text{ kN/m}^2$ ).

Com o objectivo de confrontar os resultados obtidos experimentalmente com as previsões numéricas, efectuou-se a simulação numérica do ensaio de carga. Para tal recorreu-se ao software de elementos finitos FEMIX [7]. A laje foi discretizada com elementos finitos de oito

nós do tipo serendipity, tendo a matriz de rigidez de cada elemento finito sido calculada com recurso à integração numérica de Gauss Legendre com  $2 \times 2$  pontos de integração. Nas zonas maciças consideram-se elementos finitos de casca com 0.50 m de espessura. Nas zonas aligeiradas consideram-se elementos finitos de casca com 0.37 m de espessura. Na modelação dos pilares utilizaram-se elementos de volume de 20 nós, tendo a matriz de rigidez de cada elemento finito sido calculada com recurso à integração numérica de Gauss Legendre, com  $2 \times 2 \times 2$  pontos de integração. Considerou-se, também, que as fundações dos pilares conferem condições de encastramento aos mesmos. Nesta análise assumiu-se a hipótese de comportamento linear elástico para a estrutura, tendo-se adoptado o valor de 29.4 GPa para o módulo de elasticidade e 0.20 para coeficiente de Poisson.

Na Fig. 4 comparam-se as respostas do modelo numérico e experimental da estrutura para os corte A-A' e C-C', de acordo com a Fig. 2. Exceptuando o corte C-C', em todos os restantes cortes (aqui apenas são apresentados dois) verifica-se uma boa aproximação do modelo numérico à resposta experimental da estrutura, indiciando que o seu comportamento nestas zonas é eminentemente elástico e linear.

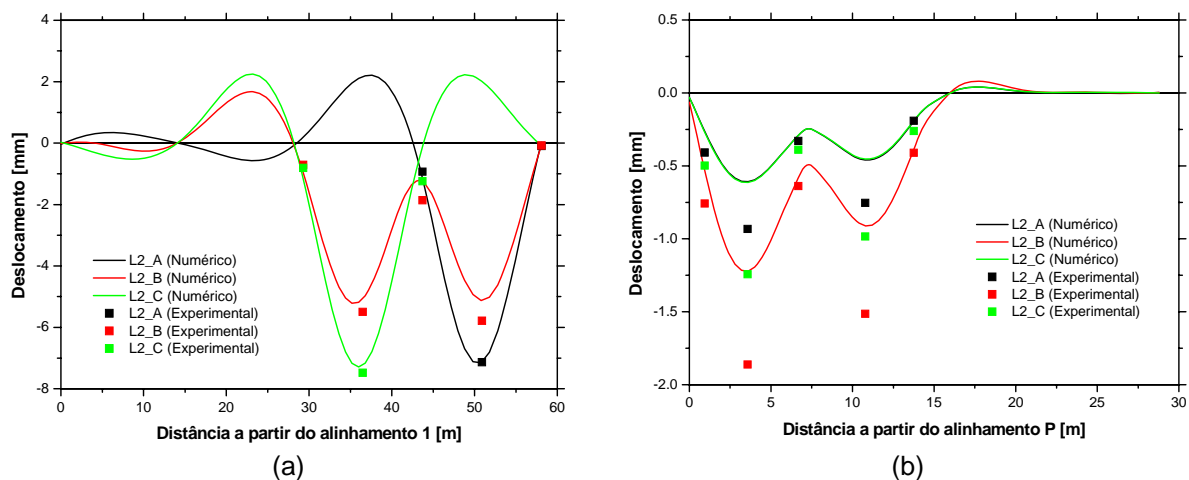


Figura 4. Análise comparativa entre o modelo numérico e a resposta experimental para o corte (ver Fig. 2): (a) A-A'; (b) C-C'.

No que concerne ao corte C-C', observa-se uma acentuada discrepância entre os resultados numéricos e experimentais. De facto, a resposta experimental é significativamente mais deformável que a numérica, indiciando que nesta zona a laje teve um comportamento eminentemente não linear.

#### 4. MONITORIZAÇÃO DINÂMICA

A identificação dinâmica ou identificação modal é uma ferramenta que combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as propriedades dinâmicas das estruturas (frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento). A identificação modal é frequentemente usada na inspecção e diagnóstico de estruturas, com particular interesse quando se pretende estudar o comportamento destas quando submetidas a acções dinâmicas, como é o caso da acção dos sismos, ou quando se pretende, de uma forma não destrutiva, conhecer a rigidez ou a massa da estrutura.

No caso da laje em análise, com os ensaios dinâmicos pretendeu-se acompanhar a evolução dos carregamentos e detectar possíveis danos estruturais durante e após o ensaio de carga.

#### 4.1 Identificação dos modos de vibração

A monitorização dinâmica foi realizada sem excitação artificial, ou seja mediram-se apenas micro-vibrações provocadas pela excitação natural da estrutura (vento, tráfego dos empilhadores e ruído introduzido pelas pessoas). A resposta dinâmica foi medida através de acelerómetros localizados em 12 pontos da laje (ver Fig. 2b). A primeira frequência natural estimada teve um valor de 3.19 Hz. Trata-se de um modo com componentes modais horizontais segundo a direcção do maior vão (direcção  $y$ ). O segundo modo identificado (3.85 Hz) é o primeiro modo apenas com componentes verticais (segundo  $z$ ). O terceiro modo (4.65 Hz) volta a ter componentes horizontais segundo  $y$ . Os restantes modos têm todos componentes modais na direcção normal ao plano da laje.

Quanto aos coeficientes de amortecimento, os valores obtidos apresentam alguma variabilidade, mas poder-se-á considerar que a estrutura apresenta um coeficiente de amortecimento próximo dos 2.4%. Os quatro primeiros modos numéricos e os modos experimentais mais próximos são comparados na Fig. 5. Desta análise é possível observar diferenças, quer nos valores das frequências, quer na configuração dos modos de vibração. Contudo, é de referir que o modelo numérico ainda não foi calibrado com os resultados da identificação dinâmica, e que a aproximação numérica à resposta experimental encontra-se dentro de valores aceitáveis.

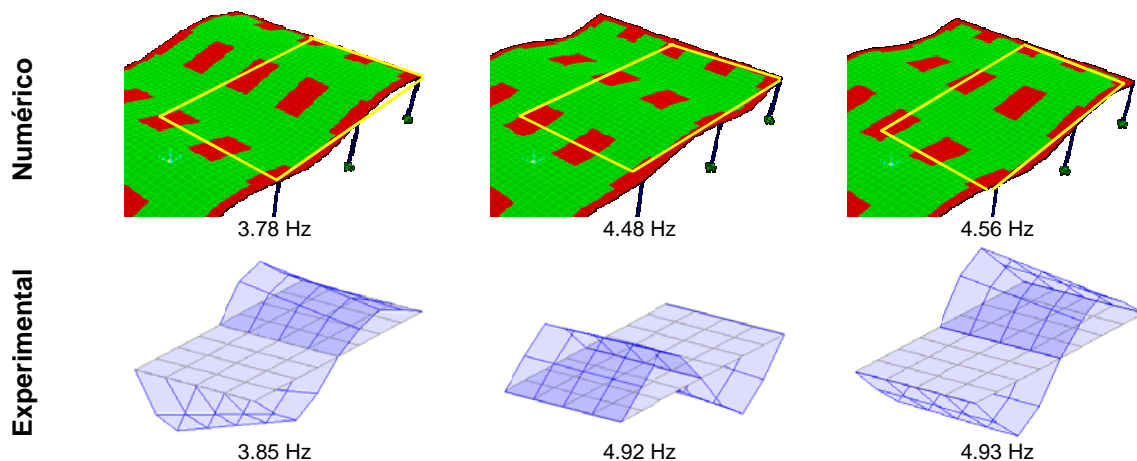


Figura 5. Comparação de modos de vibração numéricos e experimentais.

#### 4.2 Análise da variação da primeira frequência

Durante a execução dos ensaios de carga, e num período de doze horas antes da sua execução, foram medidas as vibrações ambientais da estrutura através de amostras com a duração de 5 minutos e quatro vezes por hora. Os dados obtidos foram analisados automaticamente através de uma ferramenta de identificação dinâmica desenvolvida em MATLAB. O método de identificação utilizado foi o SSI [8]. A Fig. 6a mostra os resultados



das frequências ao longo do tempo, juntamente com a variação da temperatura do ar nos pisos 0 e 1. Analisando a variação das frequências antes da execução do primeiro nível de carga ( $L1$ ) é possível verificar que as frequências aumentaram para valores acima dos 3.9 Hz num período entre as 6h00 e as 8h00 do dia 28 de Dezembro de 2009.

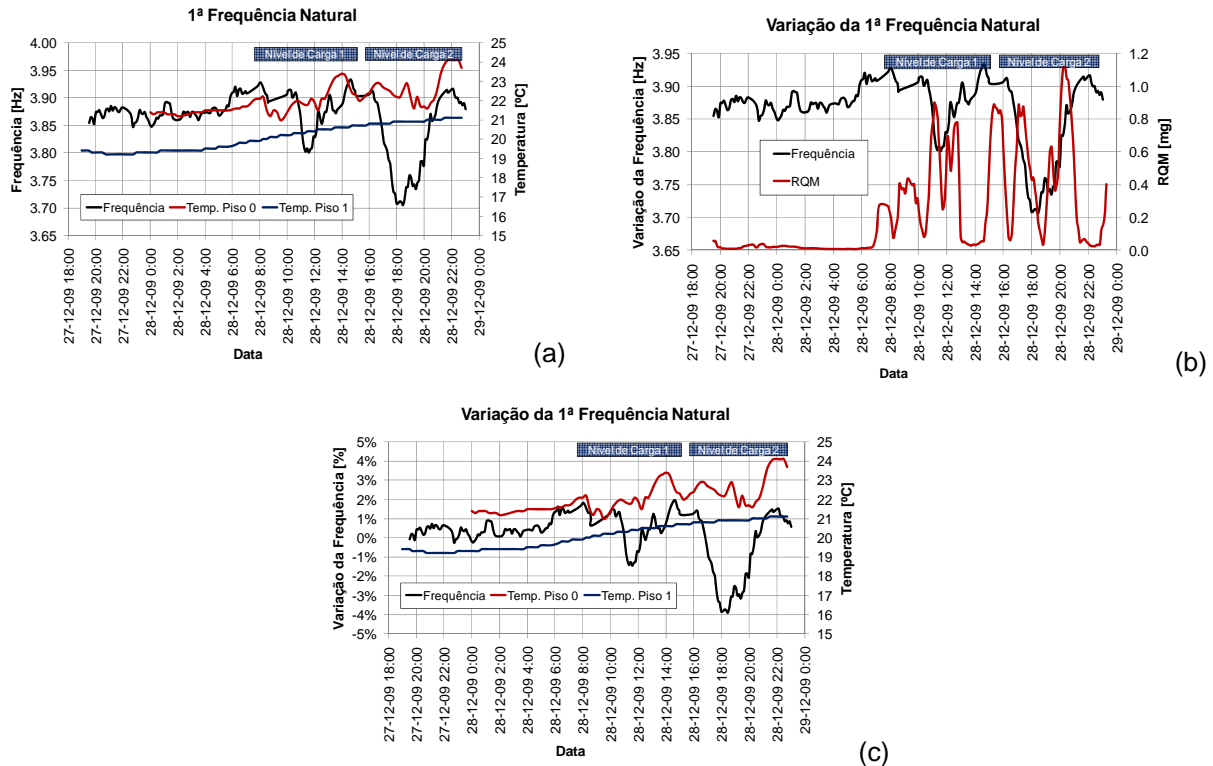


Figura 6. Variação da 1ª frequência natural ao longo dos ensaios de carga.

As variações registadas antes da execução dos ensaios de carga devem-se ao aumento das amplitudes de vibração aquando da preparação da execução das cargas para o ensaio estático. A influência da excitação é observável quando se comparam a variação da frequência natural com a raiz quadrática da média das amplitudes dos sinais (RQM) de cada amostra, apresentada na Fig. 6b. Para amplitudes médias inferiores a 0.1 mg, a frequência natural situa-se nos 3.87 Hz, enquanto que para amplitudes médias entre 0.2 e 0.4 mg a frequência sobe para 3.91 Hz. Este acréscimo corresponde acerca de 1% do primeiro valor identificado para a frequência natural da estrutura. Depois do início dos níveis de carga as amplitudes médias atingem valores da ordem dos 1.1 mg.

A Fig. 6c apresenta a variação, em percentagem, da frequência natural ao longo dos patamares do ensaio de carga. É possível observar que a variação da frequência é negativa para os dois níveis de carga (2.7 e 5.0 kN/m<sup>2</sup>). No primeiro nível registou-se uma variação relativa de -2.5% e no segundo -5.0%. A relação entre as variações relativas está de acordo com os níveis de carga aplicados. Uma vez que as frequências de vibração são inversamente proporcionais à massa da estrutura, seria expectável observar uma diminuição na frequência natural.

Através da análise da Fig. 6c também é possível observar que após cada nível de carga a estrutura recuperou a sua frequência natural. Poder-se-á concluir que, em termos de

resposta dinâmica, a rigidez da estrutura antes e depois do ensaio de carga não sofreu alterações significativas. Desta forma, a ocorrência de danos significativos é pouco provável tendo em conta os resultados obtidos com os parâmetros modais, tal como se verificou a através da monitorização estática.

## 5. CONCLUSÕES

No presente trabalho apresentou-se um caso de estudo relativo a um ensaio de carga realizado numa laje de um pavilhão industrial. No âmbito deste ensaio foi utilizada, simultaneamente, monitorização estática e dinâmica. De uma forma geral a resposta da estrutura ocorreu como tinha sido numericamente previsto. Adicionalmente, verificou-se uma boa concordância entre a monitorização estática e dinâmica, em que se verificou que, com a excepção de zonas previamente sinalizadas, de uma forma geral não ocorreram danos significativos na estrutura. No âmbito do presente ensaio e, para condições de funcionamento em serviço, conclui-se que a carga máxima não deveria exceder 5 kN/m<sup>2</sup>.

## REFERÊNCIAS

- [1] ACI 437R-03 – “Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings” *American Concrete Institute (ACI)*, Committee 437, 2003, 28 pp.
- [2] RILEM Technical Committee 20-TBS. “General recommendation for static loading test of load-bearing concrete structures in situ (TBS2).” *RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*, E & FN Spon, London, 1984, p. 379–385.
- [3] M.O.P.U. – “Pruebas de carga en puentes de carretera.” *Ministerio Obras Públicas y Urbanismo – M.O.P.U.*, 1988, 45 pp.
- [4] ASTM E196–06 “Standard Practice for Gravity Load Testing of Floors and Low Slope Roofs”, *American Society for Testing and Materials – ASTM*, 3 pp.
- [5] CIAS – “Guidelines for the Rapid Load Testing of Concrete Structural Members”, *Concrete Innovation Appraisal Service – CIAS*, Report 00-1, ACI International, Farmington Hills, Mich, 2001, 97 pp.
- [6] UNE 7457:1986 – “Realización de ensayos estáticos de puesta en carga sobre estructuras de piso en edificación”, AENOR – Spanish Association for Standardization and Certification, 1986, 6 pp.
- [7] Sena Cruz, J. et al. – “Numerical simulation of the nonlinear behavior of RC beams strengthened with NSM CFRP strips” em *CMNE 2007 - Conference on Numerical Methods in Engineering*, Artigo no. 485, FEUP, Porto, 2007, 20 pp.
- [8] Peeters, B. – “System Identification and Damage Detection in Civil Engineering”, Tese de Doutoramento, Catholic University of Leuven, Belgium, 2000, 256 pp.