



FRECUENCIAS PROPIAS E INDICES DE AMORTIGUAMIENTO DURANTE LA RESPUESTA DE UN PORTICO DE CUATRO PISOS EN DIFERENTES ESTADOS DE DAÑO O REPARACION

F. J. Molina, M. P. González¹, H. Varum y A. Pinto

ELSA, JRC, Comisión Europea, 21020 Ispra (Varese), Italia. email:javier.molina@jrc.it

¹Departamento de Construcción, Universidad de Oviedo, Gijón, España

RESUMEN

Se analizan en este artículo los resultados de los ensayos sísmicos en un pórtico de hormigón armado. A través del método pseudodinámico, el pórtico fue sometido a la acción de varios acelerogramas horizontales con amplitud creciente. Dicho pórtico había sido construido siguiendo un diseño según típicas prácticas constructivas de hace 40 ó 50 años en países europeos mediterráneos. El análisis permite conocer la evolución de la frecuencia propia y el índice de amortiguamiento durante los terremotos gracias a un método de identificación que se aplica en el dominio del tiempo. Estos parámetros así obtenidos se correlacionan con el estado de la estructura y la amplitud de la deformación permitiendo obtener información útil para la predicción de la respuesta en estructuras semejantes.

Palabras clave: ensayo sísmico, pórtico de hormigón armado, reacondicionamiento sísmico, método de identificación, frecuencia propia, índice de amortiguamiento.

SUMMARY

This paper analyses the results of the seismic tests on a reinforced-concrete frame. The frame was submitted to several increasing amplitude accelerograms by means of the pseudodynamic method. That frame had been built following typical design practices of 40 or 50 years ago in European Mediterranean countries. The analysis allows to know the evolution of the eigenfrequency and damping ratio during the earthquakes thanks to an identification method applied in the time domain. Those obtained parameters are correlated with the state of the structure and the amplitude of deformation allowing to obtain useful information for the prediction of the response of similar structures.

Keywords: seismic test, reinforced concrete frame, seismic retrofitting, identification method, eigenfrequency, damping ratio.

Introducción

El método de identificación propuesto en este artículo se aplica a los desplazamientos y fuerzas restitutivas obtenidas en la respuesta sísmica. Experimentalmente, hoy en día, la técnica más indicada para obtener dichas variables con la requerida precisión es el ensayo pseudodinámico.

Ensayo Pseudodinámico

A diferencia de un ensayo en mesa vibrante, en un ensayo PsD (pseudodinámico), se realiza en un ordenador una integración paso a paso de una ecuación con un número discreto de grados de libertad. Dentro de dicha ecuación, la matriz de masa debe ser conocida, mientras que las fuerzas restitutivas no lineales se obtienen experimentalmente. A este fin, en cada paso, los desplazamientos relativos calculados se imponen cuasiestáticamente al espécimen y las fuerzas existentes en los actuadores se miden. El valor de estas fuerzas se reintroduce entonces en la ecuación para así calcular el próximo desplazamiento.

El ensayo PsD es una clase especial de ensayo cuasi estático en el cual se imponen

lentamente desplazamientos en distintos puntos de la estructura. La diferencia con un ensayo estático normal está en que estos desplazamientos no son conocidos antes de la prueba, sino que se calculan durante ésta con el ordenador en línea mediante un método de integración paso a paso. Al igual que se hace para la integración de la respuesta sísmica con un modelo de elementos finitos, el tiempo se discretiza en incrementos regulares. En cada instante n la ecuación del movimiento se plantea para el número elegido de grados de libertad

$$\mathbf{M}\mathbf{a}(n) + \mathbf{r}(n) = \mathbf{f}(n) \quad (1)$$

donde $\mathbf{a}(n)$, $\mathbf{r}(n)$ y $\mathbf{f}(n)$ representan respectivamente los vectores columna de aceleraciones, fuerzas restitutivas y fuerzas externas y \mathbf{M} es la matriz de masa. En el caso de una excitación sísmica, las fuerzas externas se calculan como fuerzas equivalentes sísmicas teniendo en cuenta la aceleración del terreno y la masa de la estructura. En esta ecuación el amortiguamiento queda recogido dentro de las propias fuerzas restitutivas ya que se trata de amortiguamiento histerético.

Dentro de dicha ecuación, la matriz de masa debe ser conocida, mientras que las fuerzas restitutivas no lineales se obtienen experimentalmente. A este fin, en cada paso, los desplazamientos relativos calculados se imponen cuasi estáticamente al espécimen y las fuerzas existentes en los actuadores se miden mediante células de carga. El valor de estas fuerzas se reintroduce entonces en la ecuación para así calcular el próximo desplazamiento utilizando métodos de diferencias finitas, preferiblemente explícitos (Donea, 1996). La diferencia con la integración del modelo de elementos finitos está en que, en el ensayo PsD, las fuerzas restitutivas no se modelan numéricamente, sino que se miden experimentalmente en cada paso de integración para los desplazamientos calculados. Para este fin, se acopla al ordenador un sistema de actuadores hidráulicos capaz de imponer cuasi estáticamente al espécimen dichos desplazamientos (Molina, 1999a).

Otra diferencia existente con los modelos de elementos finitos es que, después de concentrar las masas, el número de grados de libertad no puede ser excesivamente elevado en un ensayo PsD, ya que para cada grado de libertad se utilizará al menos un actuador.

Identificación a partir de la respuesta

La naturaleza del método PsD, en el que se obtienen las deformaciones reales en el espécimen pero a una velocidad muy lenta, conduce a algunas ventajas con respecto a la mesa vibrante. Por ejemplo, se pueden ensayar construcciones relativamente grandes o, en particular, el acelerograma especificado viene aplicado y la respuesta obtenida se mide con una altísima precisión gracias al uso de transductores de desplazamiento en lugar de acelerómetros. Por tanto una respuesta sísmica obtenida en un ensayo PsD ofrece en general una buena relación ruido/señal y constituye una buena candidata para la aplicación de técnicas de identificación.

Objetivos

En este trabajo se propone un método de identificación que aprovecha la alta calidad de la respuesta obtenida en ensayos PsD. El ejemplo de aplicación al pórtico de hormigón armado ensayado, servirá para ilustrar la utilidad de este tipo de análisis.

Método de Identificación Basado en Modelo Espacial

Los resultados de un ensayo PsD pueden ser utilizados entre otras cosas para la identificación de las frecuencias propias y modos de la estructura ensayada. A este fin, se pueden utilizar distintos métodos en el dominio del tiempo a través de modelos lineales invariantes en el tiempo (Molina et al., 1998, 1999b, 1999c). La ventaja de trabajar en el dominio del tiempo está en la facilidad de desarrollar un procedimiento automático.

Aquí describiremos en particular un método basado en un modelo espacial que supone que las fuerzas restitutivas $\mathbf{r}(n)$ dependen de los correspondientes desplazamientos $\mathbf{d}(n)$ y velocidades $\mathbf{v}(n)$ en la forma

$$\mathbf{r}(n) = \mathbf{K}\mathbf{d}(n) + \mathbf{C}\mathbf{v}(n) \quad (2)$$

donde \mathbf{K} y \mathbf{C} son matrices constantes de rigidez secante y amortiguamiento viscoso equivalente. Más en concreto, la formulación del modelo se puede hacer así

$$\begin{bmatrix} \mathbf{d}^T(n) & \mathbf{v}^T(n) & \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}^T \\ \mathbf{C}^T \\ \mathbf{o}^T \end{bmatrix} = \mathbf{r}^T(n) \quad (3)$$

donde \mathbf{o} representa un término de offset constante. Aquí, \mathbf{K} , \mathbf{C} y \mathbf{o} contienen $2n_{DoF}^2 + n_{DoF}$ incógnitas y el número de ecuaciones es $N_{n_{DoF}}$, de manera que el número requerido de pasos para los datos es

$$N \geq 2n_{DoF} + 1 \quad (4)$$

Una vez que \mathbf{K} y \mathbf{C} se han estimado por mínimos cuadrados, las frecuencias propias y modos complejos se pueden obtener resolviendo el problema de valores propios generalizado (Maia y Silva, 1997)

$$s \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \mathbf{w} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{M} \end{bmatrix} \mathbf{w} = \mathbf{0} \quad (5)$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masa teórica. Los pares conjugados de valores propios se pueden escribir como

$$s_i, s_i^* = \omega_i (-\zeta_i \pm j\sqrt{1-\zeta_i^2}) \quad j^2 = -1 \quad (6)$$

donde ω_i es la frecuencia natural asociada y ζ_i el índice de amortiguamiento viscoso. La deformada modal correspondiente viene dada por las primeras n_{DoF} filas del vector propio asociado \mathbf{w}_i .

Portico ICONS ASR

Dentro del proyecto en red ICONS (ver sitio web referenciado), en el grupo ASR (Assessment, Strengthening & Repair), se ensayaron sísmicamente dos pórticos de igual estructura, uno desnudo y el otro con tabiques. En este artículo nos referiremos a los ensayos realizados con el primero de ellos.

Características del espécimen

Una vista global del pórtico se muestra en la Fig. 1. Básicamente, la estructura fue diseñada solo para cargas gravitatorias más una carga lateral nominal del 8% de su peso. Los detalles de armado intentaron ser representativos de edificios construidos hace más de 40 años en países mediterráneos como Italia, Portugal, España o Grecia. El pórtico consta de 4 pisos con dos vanos de 5m y un tercero de 2.5m. La altura entre pisos es de 2.7m y el forjado de 4m de anchura y 0.15m de espesor fue hormigonado a la vez que las vigas. Se diseñaron vigas iguales (de geometría y armadura) en todos los pisos y columnas de igual geometría, excepto por la columna ancha que presenta una sección de 0.6x0.25 en los primeros dos niveles y de 0.5x0.25m en los dos últimos. Todas las vigas en la dirección de carga tienen una anchura de 0.25 y una altura de 0.50m. Las vigas transversales tienen una anchura de 0.20 y una profundidad de 0.50m. Se debe hacer notar que la armadura consiste en barras de acero redondas lisas y no las actuales barras corrugadas. El pórtico fue construido a escala real y a continuación transportado al interior del laboratorio ELSA para la realización de los ensayos.

Se introdujeron cargas verticales distribuidas en los forjados o concentradas en la

cima de las columnas para simular las cargas diferentes del peso propio (cargas de uso, tabaquería, terminaciones, etc.). Los desplazamientos PsD (4 grados de libertad correspondientes al desplazamiento horizontal longitudinal de los 4 pisos) se impusieron para cada piso mediante un actuador hidráulico de 500kN conectado al vano central del forjado. La medida de dicho desplazamiento se realizó mediante un transductor digital óptico con resolución de 2 micrómetros y carrera de un metro. En diversos puntos de las columnas y los forjados también se aplicaron extensímetros e inclinómetros totalizando unos 150 canales de medida (Pinto et al., 2000a).

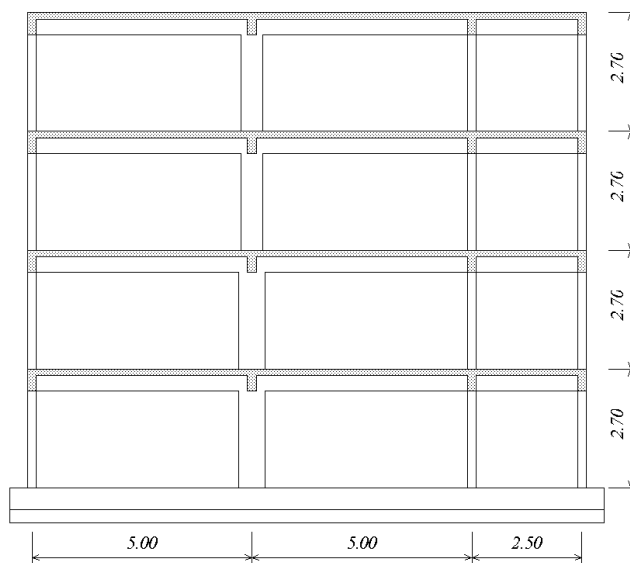


Fig. 1. Alzado del pórtico ICONS ASR.

Ensayos realizados

Los ensayos PsD realizados en este pórtico (Pinto et al., 2000a) se corresponden con los acelerogramas artificiales asociados a dos terremotos con periodo de retorno de 475 años (2.180 m/s^2) y 975 años (2.884 m/s^2) en un área europea de riesgo moderadamente alto. Como se había previsto en los precálculos, el pórtico no se comportó satisfactoriamente y la columna ancha se dañó severamente en el tercer nivel. De hecho, el terremoto con periodo de retorno de 975 años sólo se aplicó durante los primeros 7.5 segundos para evitar riesgos de inestabilidad. A continuación, para mejorar el comportamiento sísmico de esta estructura, se diseñaron y aplicaron técnicas selectivas de reparación y refuerzo. Ulteriormente, la estructura reparada selectivamente fue sometida a los acelerogramas completos correspondientes a 475, 975 y, adicionalmente 2000 años (3.728 m/s^2) de periodo de retorno. Después de esta segunda serie de terremotos, el pórtico había experimentado desplazamientos globales mayores y algunos daños limitados pero, gracias al refuerzo aplicado, la estabilidad de la estructura no estaba comprometida. En otras palabras, el refuerzo aplicado sirvió para aumentar la capacidad de deformación global.

Identificación a partir de pequeños terremotos

Aparte de los terremotos principales mencionados, como es costumbre en el laboratorio ELSA, para algunos estados de interés de la estructura, se realizó también un ensayo no destructivo correspondiente en este caso a la introducción del primero de los acelerogramas mencionados al 5% de su valor (0.109 m/s^2). Este tipo de ensayo sirve también normalmente para verificar el correcto funcionamiento del método de ensayo.

El método de identificación descrito en este artículo se aplicó a todos los puntos de la respuesta obtenida en cada uno de los 4 ensayos no destructivos realizados obteniendo las frecuencias que se muestran en la Tabla 1. La magnitud de la variación de cada una de estas frecuencias se aprecia mejor en la Fig. 2, la cual nos permite hacer los siguientes comentarios:

Tabla 1. Frecuencias identificadas en el pórtico mediante un pequeño terremoto.

Numero del ensayo	Estado	f1 (Hz)	f2 (Hz)	f3 (Hz)	f4 (Hz)
1	Estado virgen	1.57	4.6	7.58	11.14
2	Después de 475yrp y 975yrp	1.19	3.65	5.63	9.06
3	Después de reparación	1.41	5.07	9.95	14.8
4	Después de 475yrp, 975yrp y 2000yrp	0.93	3.31	6.46	8.87

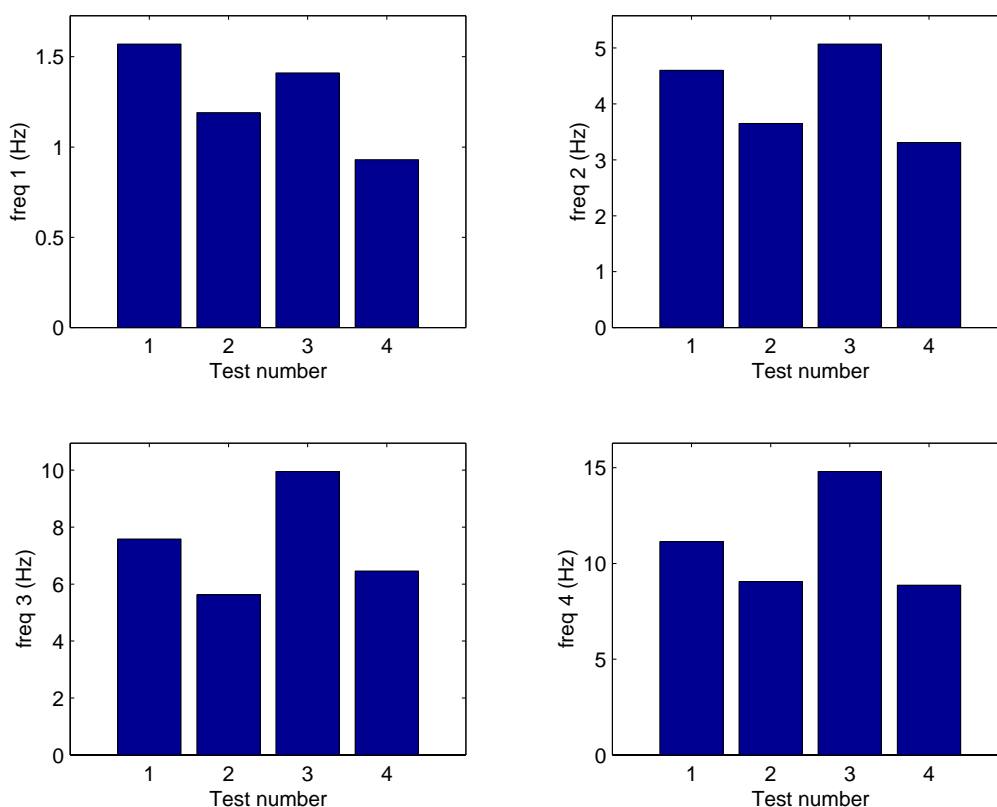


Fig. 2. Frecuencia de cada uno de los cuatro modos del pórtico en los ensayos no destructivos.

- Después de los dos terremotos en la estructura virgen, la pérdida de rigidez es bastante uniforme con disminución proporcional de un 20 al 25% de todas las frecuencias.
- Las técnicas de refuerzo aplicadas a continuación incrementan todas las

frecuencias pero el efecto es menos acentuado en la frecuencia fundamental, siendo esta la única que ni siquiera recupera su valor original. Este efecto se explica por el tipo de refuerzo selectivo aplicado que incrementó sobre todo rigidez en los dos últimos niveles y ductilidad en los tres primeros (A. Pinto et al., 2000a).

- Después de los terremotos en la estructura reparada, las frecuencias obtenidas son similares a las del estado previo a la reparación, excepto para el primer modo, donde el valor final presenta una ulterior disminución. Este fenómeno se podría explicar por la combinación de dos causas. Por una parte, como ya se ha mencionado, el tipo de reparación aplicado no modifica grandemente las características de rigidez de los dos primeros niveles que son los que más intervienen en la frecuencia del primer modo y por tanto se parte de una frecuencia ya baja para él. Por otra parte, la predominancia del daño en los niveles inferiores en esta nueva configuración aísla parcialmente del terremoto a los niveles superiores cuya rigidez afecta grandemente las frecuencias altas.

Identificación a partir de los terremotos principales

El método descrito de identificación se aplicó a los resultados de este pórtico para los distintos terremotos ensayados ya mencionados. Dado que dicho método supone en principio un sistema con características invariantes, para identificar las frecuencia y amortiguamientos en cada instante de tiempo, se tomó como datos el valor de los desplazamientos y fuerzas medidos durante una ventana de dos segundos de duración (400 puntos del acelerograma) centrada en el instante considerado. La ventana debe ser lo bastante estrecha para que el sistema no varíe demasiado dentro de ella, pero también debe contener un número suficiente de datos como para poder eliminar distintos tipos de ruidos existentes en las señales; la elección de la duración más adecuada se hace por ensayo y error. En cada ventana así analizada se obtuvieron las cuatro frecuencias propias con sus correspondientes índices de amortiguamiento y formas modales. Considerando entonces muchas ventanas de respuesta solapadas centradas en instantes de tiempo consecutivos, se obtuvo también la evolución temporal de tales parámetros.

Así, en la Fig. 3 se muestra la respuesta obtenida para los cinco terremotos sucesivos aplicados a este pórtico, cada uno con una duración de 20 segundos. El gráfico superior muestra el desplazamiento obtenido en función del tiempo para el cuarto piso. Sobre la curva del desplazamiento aparece también dibujada una curva discontinua de amplitud promediada que se comentará más abajo. En los dos gráficos inferiores de la Fig. 3 se muestran la frecuencia propia y el índice de amortiguamiento viscoso equivalente, identificados para el primer modo según el modelo espacial descrito más arriba. Se observa en los gráficos cómo la frecuencia tiene una lógica tendencia a disminuir con el tiempo debido al sucesivo incremento de daño en la estructura. La variación del amortiguamiento es mucho más errática mostrando de todos modos una tendencia general creciente.

Correlación de la amplitud de desplazamiento con la frecuencia y el amortiguamiento

A la vista de estos resultados está claro que con un único valor de la frecuencia propia y el amortiguamiento no sería posible explicar el comportamiento de esta estructura ante los distintos terremotos aplicados. No obstante, si es posible, buscar una correlación entre frecuencia propia y nivel de amplitud en la oscilación del desplazamiento. Para ello se ha calculado una amplitud del desplazamiento usando la transformada de Hilbert obtenida a través de la transformada rápida de Fourier (Herlufsen, 1984). Se ha preferido esta técnica a otras, aparentemente más simples, sólo por su facilidad de automatización. Trabajando sólo con el primer modo, para simplificar, hemos considerado que el desplazamiento en la cima sea debido solo a este modo. La amplitud así calculada se ha promediado también con una ventana de dos segundos y el resultado se muestra en el gráfico superior de la Fig. 3.

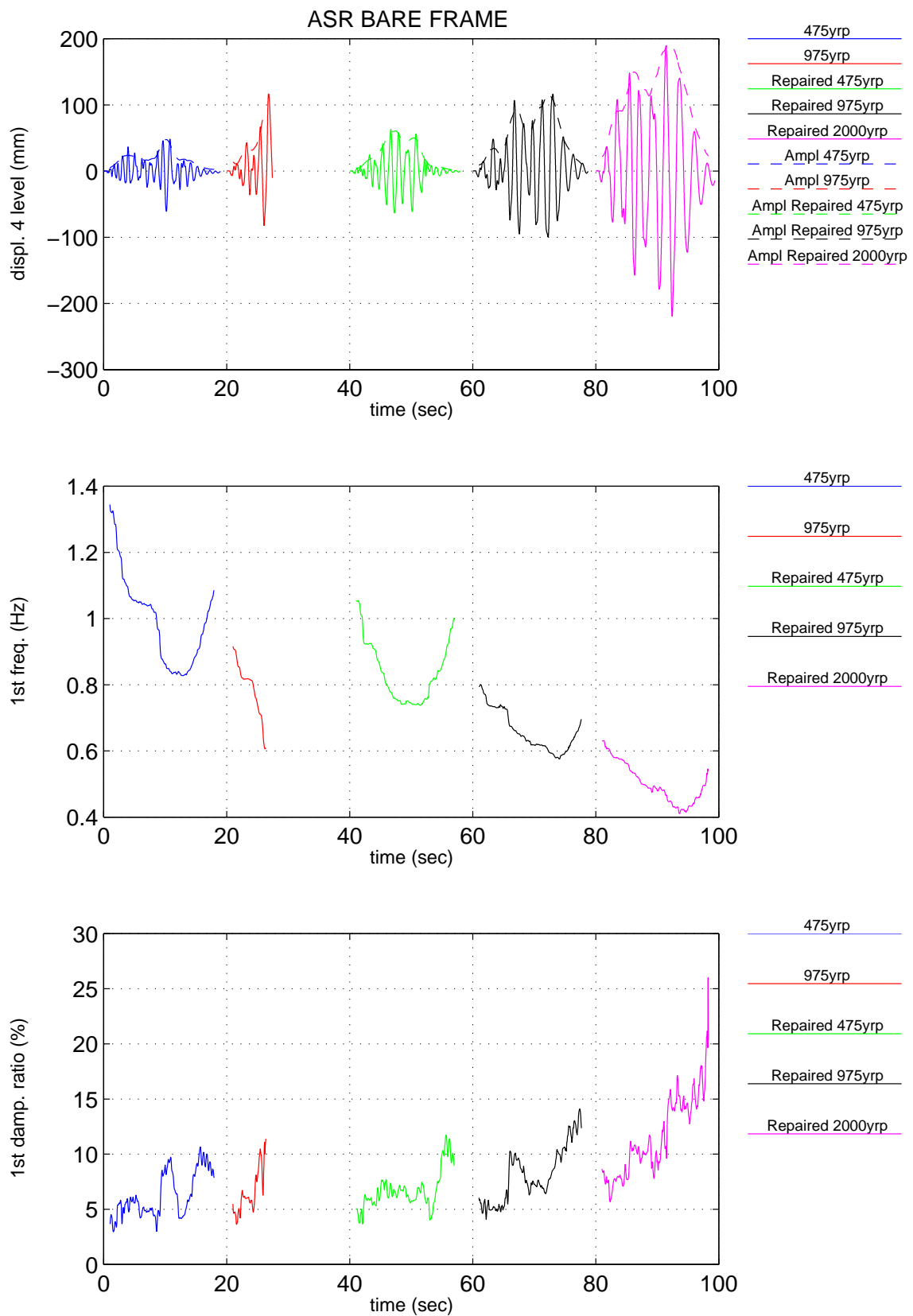


Fig. 3. Respuesta obtenida en los ensayos sísmicos del pórtico.

A continuación, en la Fig. 4, en escala semilogarítmica, se ha representado la trayectoria de la amplitud de desplazamiento promediada en función de la frecuencia propia para los cinco terremotos aplicados al pórtico. Para cada terremoto, la forma de esta curva es una especie de π inclinada a la izquierda en la cual se recorre, primero, la pierna derecha (amplitud creciente y frecuencia decreciente sin generación de daño), después, la meseta superior (frecuencia que disminuye fuertemente debido a la generación de daño) y, por último, la pierna izquierda (frecuencia que crece y amplitud que disminuye). De hecho la meseta superior de todas las curvas coincide siempre en una misma envolvente a pesar de que la estructura no siempre es la misma debido a la reparación introducida. Esto quiere decir otra vez que el tipo de reparación introducida no modifico seriamente la rigidez del primer modo.

Otra correlación interesante que se puede establecer es la existente entre índice de amortiguamiento equivalente viscoso y amplitud de desplazamiento calculados como ya se ha descrito. Así en la Fig. 5 se representa en escala doble logarítmica la trayectoria de tales valores durante los cinco terremotos. En este caso la forma de las curvas no es tan nítida pero se puede todavía pensar a una envolvente imaginaria que cubre el comportamiento durante la fase de generación de daño en cada terremoto. Se ha pretendido aproximar dicha envolvente mediante una recta en dicha figura que se corresponde con la fórmula:

$$\zeta_{MODEL} = 1.173 \cdot D^{0.456} \quad (7)$$

donde ζ sería el índice de amortiguamiento en % y D la amplitud de desplazamiento en mm. Así, la Tabla 2 recoge, en la segunda línea, el máximo valor registrado para cada terremoto de la amplitud promediada, en la tercera línea, el índice de amortiguamiento registrado a dicha amplitud y, en la cuarta línea, el índice calculado según el modelo exponencial (7). Las deferencias de los valores del modelo con los valores registrados en cada terremoto llegan hasta un 25% y reflejan el nivel de ruido ya observado en la Fig. 5.

Tabla 2. Máxima amplitud registrada en los terremotos e índice de amortiguamiento.

	475yrp	975yrp	R 475yrp	R 975yrp	R 2000yrp
D (mm)	47.6	87.6	60.7	114.9	193
ζ (D) %	8	10.5	6	7.5	16
$\zeta_{MODEL} = 1.173 \cdot D^{0.456}$	6.8	9	7.6	10.2	12.9
0.75* ζ_{MODEL}	5.1	6.8	5.7	7.6	9.7
1.25* ζ_{MODEL}	8.5	11.3	9.5	12.7	16.1

Por último, se ha intentado también superponer en la anterior Fig. 4 el espectro de respuesta correspondiente a cada uno de los terremotos al objeto de verificar la intersección con las curvas de respuesta experimental ya descritas. Para ello el espectro ha sido calculado para cada terremoto con el índice de amortiguamiento dado por el modelo (7) mayorado y minorado en un 25% (líneas 5 y 6 de la Tabla 2). Además, para poder establecer la comparación, se ha tomado como valor espectral el máximo de la amplitud promediada de la respuesta del sistema de un grado de libertad y multiplicado por un factor de 1.35 que refleja la extrapolación de la respuesta modal al nivel del cuarto piso suponiendo una deformada lineal para el primer modo. Como se aprecia en dicha figura, el máximo de la respuesta experimental se verifica cuando la envolvente de la correlación amplitud-frecuencia interseca el espectro de respuesta, siempre que este último haya sido calculado según el índice de amortiguamiento del modelo (7) permitiendo márgenes de error de un 25% en dicho amortiguamiento.

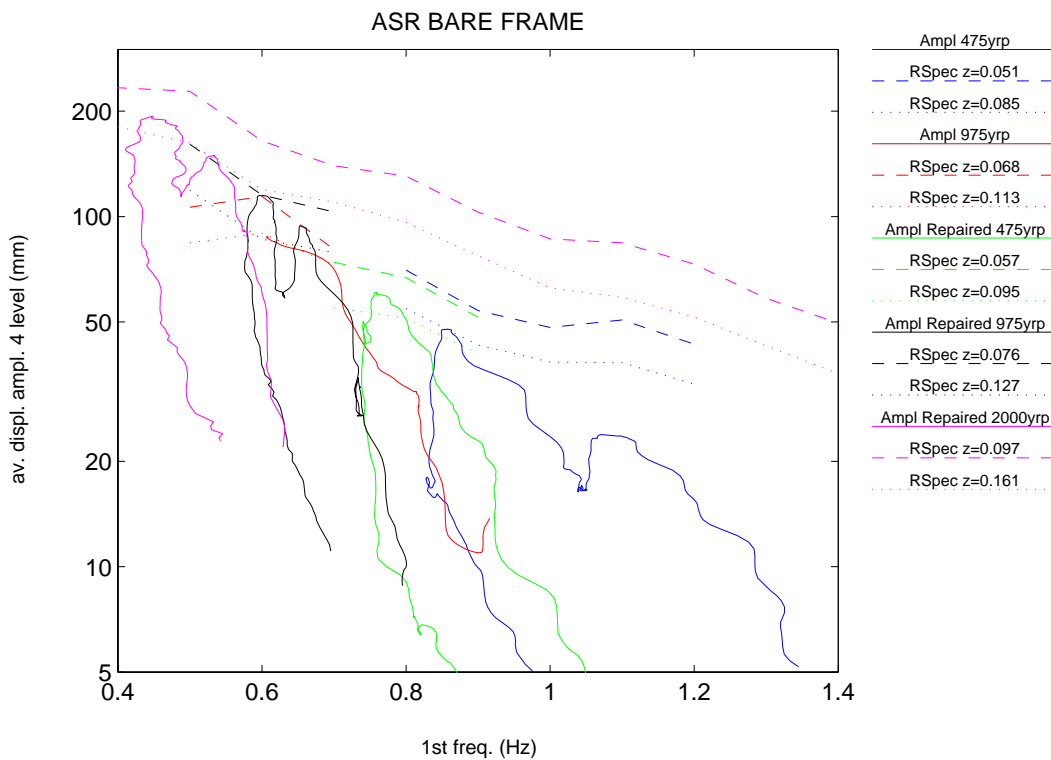


Fig. 4. Correlación desplazamiento-frecuencia en los ensayos sísmicos del pórtico.

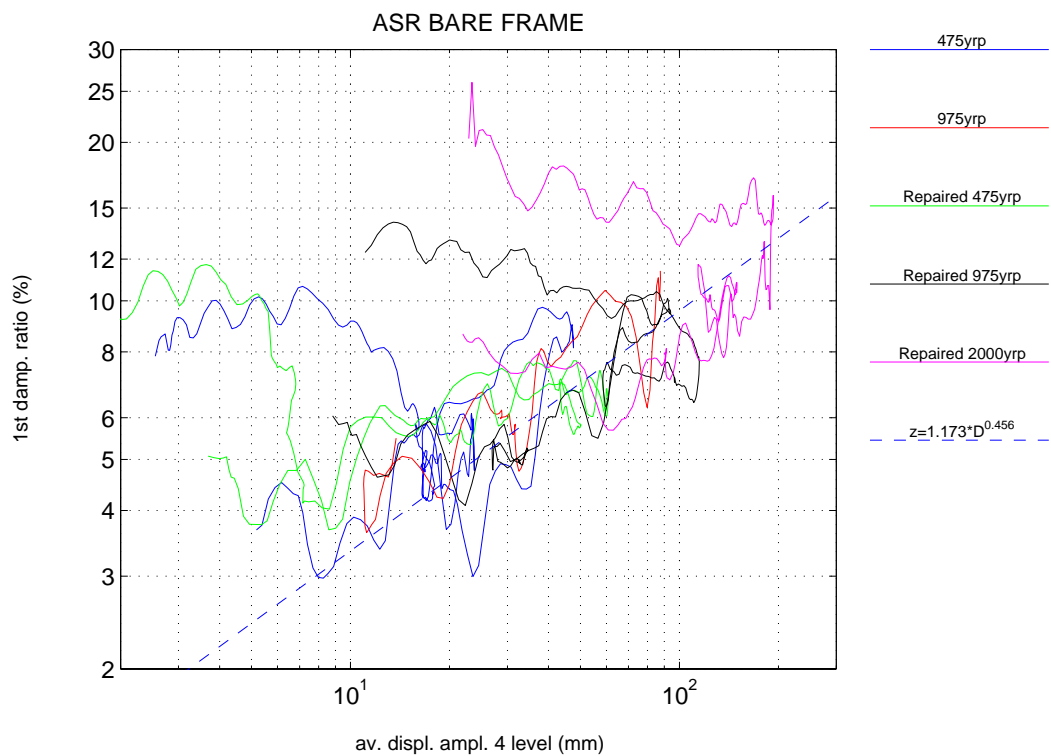


Fig. 5. Correlación amortiguamiento-desplazamiento en los ensayos sísmicos del pórtico.

Conclusiones

La alta calidad de los resultados obtenidos en los ensayos PsD permite la aplicación de potentes técnicas de identificación. Las frecuencias e índices de amortiguamiento identificados proporcionan un instrumento eficaz para el análisis del comportamiento y posiblemente para una mejora en los métodos de diseño. Por ejemplo, en el pórtico ensayado, las correlaciones obtenidas para la amplitud de desplazamiento con la frecuencia y el índice de amortiguamiento tuvieron un buen confronto con el espectro de respuesta de los correspondientes terremotos aplicados. También con respecto al mismo pórtico, se puede concluir que el tipo de refuerzo selectivo aplicado devolvió la estabilidad a la estructura y modificó sobre todo la rigidez de los modos altos sin afectar considerablemente las características de degradación del primer modo.

Referencias:

- Donea, J., Magonette, G., Negro, P., Pegon, P., Pinto, A., y Verzeletti, G. (1996), "Pseudodynamic Capabilities of the ELSA Laboratory for Earthquake Testing of Large Structures". *Earthquake Spectra*, 12(1), pp. 163-180.
- Herlufsen, H. (1984), "Dual Channel FFT Analysis (Part II)", *Brüel & Kjaer Tech. Rev.* No. 2-1984.
- ICONS (Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures): <http://www.elsa.jrc.it/icons/welcome.html>
- Maia, N. M. M. y Silva, J. M. M. (editores) (1997), "Theoretical and Experimental Modal Analysis", Research Studies Press, John Wiley.
- Molina, F. J. y Pegon, P. (1998), "Identification of the Damping Properties of the Walls of the SAFE Program". European Commission, Joint Research Centre, Ispra, Technical Note No. I.98.35.
- Molina, F. J., Verzeletti, G., Magonette, G., Buchet, Ph., y Géradin, M. (1999a). "Bi-Directional Pseudodynamic Test Of A Full-Size 3-Storey Building". *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, 1541-1566.
- Molina, F. J., Pegon, P. y Verzeletti, G. (1999b), "Time-domain identification from seismic pseudodynamic test results on civil engineering specimens", 2nd International Conference on Identification in Engineering Systems, University of Wales Swansea.
- Molina, F. J., Verzeletti, G., Pegon, P., Magonette, G., Tognoli, P., Saldarini, G., Tirelli, D., y Dalbera, J. (1999c). " Ensayos Pseudodinámicos a Cortante en Muros de Hormigón Armado. Evolución de la Frecuencia y el Amortiguamiento durante el Terremoto ". Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, AEIS, , Murcia.
- Pinto A., Verzeletti G., Molina F. J. y Varum H. (2000a). "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames. Bare and Selective Retrofit Frames". JRC - Special Publication.
- Pinto, A., Molina J. y Varum, H., (2000b), Final Cyclic Tests on Non-Seismic Resisting R/C Frames - (Bare and Selective Retrofitted Frames) - EUR Report.

Agradecimiento

Los ensayos descritos en este artículo han sido realizados dentro de los proyectos ICONS y ECOEST2 financiados por la Comisión Europea dentro del programa TMR (contrato N. FMGE-CT95-0027).