

Ensayo Sísmico de Estructuras

F. Javier MOLINA RUIZ, Guido VERZELETTI, Georges E. MAGONETTE,
Flavio BONO, Vito RENDA

Centro Conjunto de Investigación de la Comisión Europea
Laboratorio ELSA, T.P. 480, 21020 Ispra (Varese), Italia

J. Luis ZAPICO VALLE

Universidad de Oviedo, Departamento de Construcción
Campus de Viesques, 33203 Gijón (Asturias)

RESUMEN

Este trabajo da una visión conjunta de las tres principales metodologías existentes para el ensayo sísmico de estructuras en laboratorio. Los ensayos cuasi estáticos son recomendables para caracterizar el comportamiento de elementos o estructuras y pueden ser aplicados a grandes especímenes obteniendo una gran precisión en las medidas. Por su parte, los ensayos en mesa vibrante permiten obtener la verdadera respuesta dinámica a un terremoto especificado, pero están limitados a pequeños modelos. Por último, los ensayos pseudodinámicos (PsD) combinan en principio las ventajas de los ensayos cuasi estáticos y la mesa vibrante ya que pueden ser aplicados a grandes especímenes obteniendo con gran precisión la respuesta al terremoto. Para ilustrar las aplicaciones de las citadas técnicas de ensayo se comentan algunos ejemplos junto con los resultados obtenidos.

ABSTRACT

This work gives a joint view of the three main existing methodologies for the seismic testing of structures in laboratory. Quasi-static tests are appropriate for the characterising of the behaviour of elements or structures and can be applied to large specimens rendering high accuracy measurements. On the other hand, shaking-table tests may give the real dynamic response to a specified earthquake, but are limited to small models. Finally, pseudodynamic

tests combine in principle the advantages of both quasi-static and shaking-table tests since they can be applied to large specimens rendering with high accuracy the response to an earthquake. In order to show the application of these testing techniques, some examples are commented herein as well as the obtained results.

1. INTRODUCCIÓN

La predicción del comportamiento sísmico de las estructuras es cada vez más precisa gracias a los avances en los modelos de comportamiento y los métodos de integración numéricos. Sin embargo, hoy por hoy existen todavía muchos casos en los que las mencionadas técnicas numéricas no proporcionan la suficiente certeza principalmente debido a la falta de modelos calibrados que recojan adecuadamente el comportamiento cíclico de los materiales y las conexiones sometidos a grandes deformaciones. En la situación actual, los métodos de diseño de estructuras sismorresistentes deben ser avalados por amplios estudios paramétricos realizados mediante modelos numéricos, los cuales, a su vez han sido calibrados con abundante información experimental.

Aquí se describen los tres grandes tipos de técnicas experimentales para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras. En función del tipo de problema planteado, puede ser preferible utilizar una técnica u otra, pero también debemos tener en cuenta que en muchos casos las propias limitaciones de cada una de estas técnicas hacen ya que no todas las técnicas sean técnicamente realizables o que, incluso, el problema se deba replantear en un modo menos exigente. Esto es debido a que en ingeniería sísmica los ejemplares a ensayar suelen ser de gran tamaño y el nivel requerido de fuerzas y deformaciones dinámicas también es generalmente muy alto, de manera que es muy fácil llegar a las capacidades máximas de los sistemas de control de carga utilizados en cada caso. Por este motivo, es importante comprender la naturaleza de las limitaciones para cada técnica de ensayo sísmico.

2. ENSAYOS CUASI ESTÁTICOS

En los ensayos cuasi estáticos —también llamados cíclicos— el espécimen se somete a una historia predefinida de desplazamientos o fuerzas. Normalmente se hace a una velocidad lenta en comparación con las velocidades de deformación esperables durante un terremoto. Para materiales convencionales como el acero, el hormigón o la mampostería, el hecho de realizar la

prueba a baja velocidad no cambia considerablemente los resultados y, a cambio, permite obtener mejor calidad en el control de la historia impuesta, así como en las mediciones. Además, si el ensayo se realiza lentamente, la potencia requerida en el sistema de aplicación de carga es más reducida.

El tipo de actuadores utilizados en los ensayos sísmicos en general es hidráulico y normalmente su servoválvula es controlada por un regulador en bucle cerrado utilizando como realimentación un transductor de desplazamiento o fuerza. Trabajando a bajas velocidades, estos actuadores dan su mejor respuesta. Otros tipos de actuadores, como por ejemplo magnéticos, piezoeléctricos, magnetorrestrictivos, etc., no suelen ofrecer el nivel necesario de fuerzas y desplazamientos.

Los ensayos estáticos pueden ser aplicados tanto a pequeños elementos como a grandes estructuras. Cuando se aplican a un elemento, normalmente se impone la historia de desplazamiento en solo punto y en una sola dirección realizando ciclos de amplitud creciente, aunque también es posible combinar deformaciones impuestas en varias direcciones (ensayos bi o triaxiales). Cuando se trata de una estructura grande, como un edificio con varios pisos, es normal utilizar en los distintos niveles fuerzas proporcionales, por ejemplo, a la altura y la masa de cada piso. Esta distribución pretende simular las fuerzas asociadas al primer modo.

Estos ensayos se utilizan para caracterizar el comportamiento del espécimen frente a determinadas historias de deformación o esfuerzo, sin embargo, no rinden por sí mismos cuál sería la respuesta sísmica ante un determinado terremoto. Los ensayos estáticos se realizan normalmente para determinar la capacidad de ciertos elementos o estructuras o para obtener resultados que permitan calibrar modelos numéricos de comportamiento. Una vez calibrados dichos modelos numéricos, gracias a la información experimental, pueden ser utilizados para una integración numérica de la respuesta al terremoto. Si el modelo elegido era adecuado, esta estrategia normalmente permite obtener una buena aproximación de la respuesta sísmica.

2.1. Ejemplo: ensayo estático de un muro de ladrillo

Este ensayo se realizó en el laboratorio ELSA (JRC, Comisión Europea) dentro del proyecto ISTECH (Bono, 1998). El proyecto estaba encaminado al desarrollo de dispositivos para la protección sísmica del patrimonio histórico y contemplaba entre otras actividades una campaña de ensayos de muros de ladrillo protegidos y no protegidos.

El ensayo que describiremos aquí brevemente era un ensayo estático en el que se sometía un muro no protegido a ciclos de amplitud creciente en defor-

mación cortante. La finalidad era la caracterización del comportamiento de dicho muro y, en particular, el ajuste de un modelo de elementos finitos capaz de predecir la respuesta para otros muros similares. El muro estaba hecho de ladrillos macizos convencionales unidos mediante un mortero de pobres características de modo que representase un viejo muro (Fig. 1). El espesor era de 35 cm y las dos aberturas tipo puerta estaban cubiertas por arriba con dinteles de madera.

Como se apreciaba en la figura, el muro había sido construido sobre una rígida viga de hormigón armado y estaba coronado por otra viga de similares características. El objetivo del montaje experimental era la introducción de un desplazamiento relativo longitudinal entre las vigas superior e inferior. Para ello, la viga inferior estaba fijada al suelo del laboratorio mientras que en un extremo de la viga superior se aplicaba un pistón horizontal. Además, dos pistones verticales se aplicaban sobre la viga superior para proporcionar la carga vertical correspondiente a los posibles pisos superiores no existentes en el espécimen. Para el control del pistón horizontal se utilizó un transductor digital de desplazamiento HEIDENHEIN con una resolución de 2 μm posicionado entre el centro de la viga superior y un marco de referencia sobre el suelo del laboratorio. Para el control de los pistones verticales se utilizó un complejo programa que era capaz de garantizar igual desplazamiento vertical medido en los extremos de la viga (también con transductores digitales) y fuerza suma de los dos pistones constante. De esta forma durante los ciclos de desplazamiento horizontal la carga vertical total aplicada por los dos pistones se mantenía constante e igual al valor especificado (630 kN) y, al mismo tiempo, se impedía la rotación de la viga superior para poder tener condiciones de sollicitación a cortante en la estructura y poder así representar un fragmento de un muro continuo.

Se impusieron ciclos de desplazamiento horizontal controlado con amplitudes de 2, 2, 3, 3, 4, 4, 5, 5, 6, 6, 8, 10, 12 y 12.5 mm. Los primeros daños observables se produjeron para 4 mm en bloque central del muro situado entre las dos puertas en forma de fisuración que se extendía cada vez más en diagonal hasta los 8 mm. Para 10 mm de amplitud de desplazamiento, se apreciaba también importante fisuración en uno de los bloques laterales mientras que el tercero estaba casi intacto. El fallo se produjo a la vez que el tercer bloque se fisuró profundamente. Dado que el actuador horizontal era controlado en desplazamiento, el fallo de la estructura no originó ninguna inestabilidad en el control de la prueba. La forma de los ciclos fuerza-desplazamiento obtenidos se muestra en la Fig. 2. De la forma de estos ciclos se deduce la baja ductilidad de este tipo de estructura y especialmente la poca capacidad de disipación de energía antes de llegar a amplitudes destructivas. Por este motivo, su com-

portamiento se puede mejorar notablemente mediante la introducción de dispositivos disipadores según se demostró con el proyecto ISTECH. Aparte de los transductores de desplazamiento mencionados y las células de carga de los pistones, el ejemplar estaba instrumentado con más de 50 extensímetros.

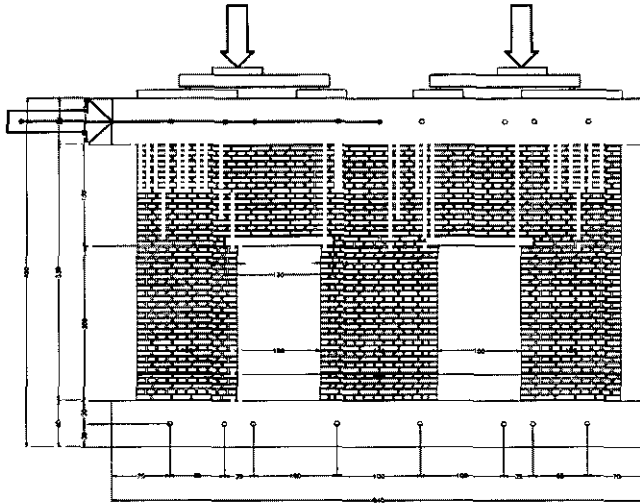


Figura 1. Esquema experimental para el ensayo estático del muro de ladrillo.

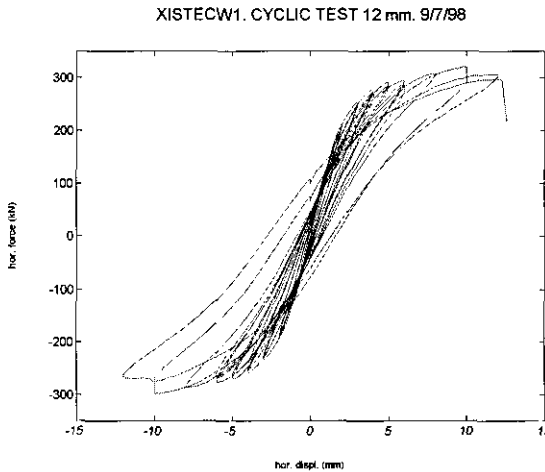


Figura 2. Ciclos esfuerzo cortante-desplazamiento obtenidos en el ensayo estático del muro de ladrillo.

3. ENSAYOS EN MESA VIBRANTE

La mesa vibrante permite introducir una verdadera excitación dinámica en la base de la estructura. Consiste en una plataforma rígida que es movida por una serie de actuadores hidráulicos controlados en modo de reproducir en ella la historia de movimientos de un terremoto. Si el movimiento se permite sólo en una única dirección, se dice que la mesa tiene un grado de libertad o que es uniaxial. Existen mesas vibrantes con uno, dos y hasta tres grados de libertad de desplazamiento, a veces combinados con hasta tres grados de libertad de rotación.

La mesa vibrante proporciona en principio la técnica más realista para el ensayo sísmico de estructuras en el sentido de que, primero, la verdadera excitación se introduce como un movimiento de la base a velocidad real y, segundo, la estructura es verdaderamente deformada por las fuerzas de inercia distribuidas debidas a la masa de la estructura. En estos dos aspectos el ensayo en mesa vibrante es superior al ensayo estático.

Sin embargo, muchas veces, la mesa vibrante, por ser un verdadero medio de ensayo dinámico, presenta limitaciones importantes en las prestaciones. En primer lugar existen limitaciones físicas en el desplazamiento máximo y la fuerza máxima que vienen dadas por la forma de los pistones. En función de la masa movilizada (plataforma más espécimen), dicha fuerza determina la aceleración máxima. Además, la potencia de la central de bombeo limita la máxima velocidad obtenible. Otra dificultad implícita está en la medida de fuerzas o desplazamientos que, siendo ahora variables dinámicas, exigen equipos y técnicas de medida más sofisticados que los que se utilizan en los ensayos estáticos. Los acelerómetros ayudan a complementar las mediciones obtenidas pero no permiten una estimación precisa de la fuerza como la que da una célula de carga.

Por otra parte, la flexibilidad de los actuadores, combinada con la masa total movilizad (plataforma más ejemplar) determina también una frecuencia crítica para el sistema de control. Esto significa que para frecuencias cercanas o superiores a dicha frecuencia crítica, la respuesta presentará una distorsión importante en la amplitud, mientras que en la fase la distorsión aparecerá incluso a frecuencias muy inferiores. Normalmente es inevitable que una parte significativa de la excitación caiga dentro de las frecuencias distorsionadas por lo se utiliza una técnica de compensación de estos efectos que consiste en los siguientes pasos:

- 1) Se introduce el terremoto, pero a baja intensidad para no dañar el espécimen ya montado.

- 2) Se calcula la función de transferencia experimental entre el terremoto obtenido y el introducido.
- 3) El terremoto a introducir viene recalculado como el especificado aplicándole el inverso de dicha función de transferencia.

El proceso iterativo se puede repetir varias veces hasta obtener un máximo de calidad en la respuesta. En el caso de una mesa con varios grados de libertad, para aplicar el método correctamente hay que tener en cuenta que la mencionada función de transferencia es en realidad una matriz no diagonal, incluso aunque el terremoto sea uniaxial. Por ejemplo, en mesas vibrantes que permiten el cabeceo como grado de libertad, si el espécimen es alto, en terremotos puramente horizontales resulta muy difícil impedir completamente la existencia de un cabeceo residual que puede distorsionar completamente la respuesta de la estructura. Además, la mencionada técnica de compensación sólo es efectiva cuando el sistema es lineal por lo que, en los casos en los que la estructura se daña, se pierde inevitablemente la fiabilidad en la reproducción del terremoto.

Estos problemas se traducen en una limitación práctica importante de la masa y la altura de los especímenes probados en mesa vibrante, ya que, aunque la plataforma tenga las dimensiones requeridas y los pistones puedan dar la fuerza, velocidad y desplazamiento necesarios, la calidad del control puede ser muy baja a la hora de ensayar estructuras grandes. Para obtener una buena reproducción del terremoto especificado suele ser necesario trabajar con una masa muy inferior a la capacidad nominal de la mesa vibrante y, en cualquier caso, no ser muy exigentes en la reproducción de las altas frecuencias.

Teniendo en cuenta estas limitaciones, el campo típico de aplicación de la mesa vibrante es el ensayo de pequeñas estructuras a escala real o modelos a escala reducida. Dentro de las pequeñas estructuras entra también la calificación sísmica de equipos, que representa el mejor ejemplo de aplicación de este tipo de ensayo. Fenómenos de difícil modelado numérico, como son los problemas de funcionamiento contactos eléctricos sometidos a vibraciones, justifican claramente el uso del ensayo en mesa vibrante, especialmente si es posible ensayar solamente los componentes por separado.

Con los modelos a escala reducida es posible representar grandes estructuras mediante pequeños modelos que pueden en teoría estar hechos con los mismos materiales y ser sometidos al mismo estado tensional (Negro, 1998). Dado que las deformaciones unitarias deben ser mantenidas, los desplazamientos se reducen en la misma proporción que el tamaño.

En principio, para obtener semejanza en las tensiones debidas a las fuerzas inerciales basta incrementar las aceleraciones en la misma proporción en

que se reduce la escala, ya que las masas se han reducido con el cubo del tamaño, pero las secciones sólo con el cuadrado. Esto significa que el tiempo se acorta en la misma proporción que la longitud y las velocidades se mantienen invariables.

Sin embargo, si se quieren reproducir adecuadamente también las tensiones debidas a fuerzas gravitatorias, dado que la aceleración de la gravedad es siempre la misma, es obligatorio aumentar la densidad del modelo en la misma proporción en la que se ha reducido el tamaño. Esto se consigue de forma aproximada añadiendo masas concentradas. En estas condiciones, las aceleraciones de carácter dinámico deben ser también invariables entre el prototipo y el modelo, por lo que el tiempo se acorta sólo con la raíz cuadrada de la reducción de la longitud. Por ejemplo, si el modelo es cuatro veces más pequeño, su terremoto durará la mitad que en el prototipo. Las velocidades se reducen también según este mismo factor.

En cualquier caso, hay que tener presente que la fabricación de modelos en escala muy reducida utilizando los materiales originales puede ser a veces muy laboriosa o imposible y, de todas formas, si la reducción de escala es muy grande, el comportamiento del material ya no será el mismo debido a efectos de tamaño que existen, por ejemplo claramente, en el acero laminado o en el hormigón (Carvalho, 1998).

3.1. Ejemplo: ensayo en mesa vibrante de un modelo de puente en pequeña escala

Este ensayo se realizó en un modelo de puente a escala 1:50 utilizando la mesa vibrante del EERC de la Universidad de Bristol (Zapico, 1999). El trabajo se enmarcó dentro del proyecto PREC8 en el capítulo de puentes. Allí se estudiaba el comportamiento sísmico de puentes irregulares de hormigón armado como el prototipo teórico recogido en la Fig. 3.

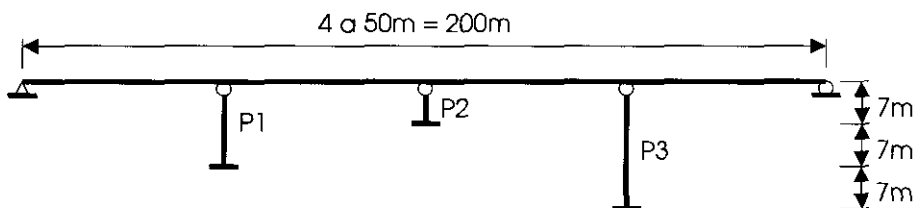


Figura 3. Puente irregular: prototipo.

Para el diseño del modelo a escala reducida (Fig. 4), se definieron los factores de escala que se recogen en la Tabla 1 como cociente entre la magnitud del prototipo y la correspondiente magnitud del modelo. El factor de escala de longitud $N_h = 50$, fue elegido en función del espacio disponible en la mesa vibrante. Usando una escala tan reducida, hubo que renunciar a fabricar el modelo en el material original (hormigón armado) y tampoco tenía ya sentido respetar la escala geométrica de las secciones. No obstante, fue posible realizar un modelo dinámico con un comportamiento elastoplástico global semejante al del prototipo según se describe a continuación.

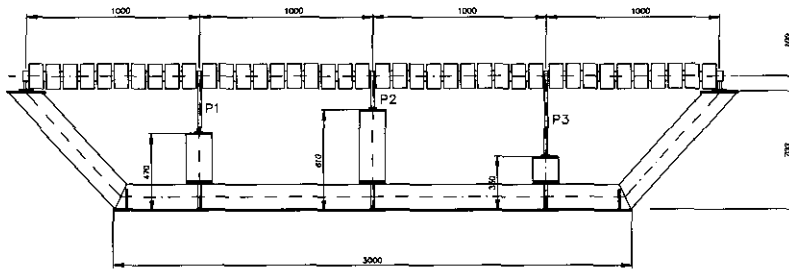


Figura 4. Puente irregular: modelo a escala reducida.

Tabla 1. Factores de escala del modelo de puente

Longitud	N_h	50
Aceleración	N_y	1
Tiempo	N_t	$(N_h/N_y)^{1/2} = 7.07$
Curvatura	N_c	$1/N_h = 0.02$
Fuerza angular	N_{AF}	$5.21 \cdot 10^5$
Fuerza lineal	N_{LF}	$N_{AF}/N_h = 10432$
Masa	N_M	$N_{LF}/N_y = 10432$

Las capacidades de la mesa vibrante también determinaron la elección de un factor de escala de aceleración $N_y = 1$. La escala de tiempos se obtuvo del análisis dimensional y para la escala de fuerzas se adoptó $N_{LF} = 10432$, para que así tanto las secciones transversales como los masas adicionales tuviesen un tamaño aceptable teniendo en cuenta que como material para las pilas se adoptó aluminio y para el tablero acero.

La sección transversal de la base de las pilas del modelo se diseñó de forma que su teórico diagrama curvatura-momento fuese aproximadamente semejante al del prototipo. Para ello, esta parte inferior, en la que se esperaba la plastificación, se diseñó con forma de I con igual espesor en el alma que en las alas, para que el módulo plástico del modelo fuese semejante al del prototipo. El resto del pilar se diseñó con sección rectangular de igual canto y ancho que la anterior. El canto de las pilas se calculó en base a la semejanza de la curvatura en el punto de fluencia; el ancho se calculó a partir de la semejanza de la rigidez elástica y la sección rectangular con la rigidez secante del prototipo para un momento mitad del momento último; finalmente, la semejanza de la rigidez elástica de la sección en I con la rigidez secante del prototipo en el punto de fluencia proporcionó la inercia de la sección y de ésta se dedujeron el espesor del alma y de las alas.

No se esperaba plastificación del tablero bajo la acción sísmica, así que el momento de inercia requerido se obtuvo por semejanza de la rigidez elástica a flexión entre el modelo y el prototipo. Para obtener semejanza en las fuerzas de inercia fue necesario añadir al modelo masas adicionales. Estas masas se distribuyeron uniformemente a lo largo del tablero.

Para medir la respuesta dinámica del modelo fueron utilizados tres diferentes tipos de instrumentación: acelerómetros, transductores de desplazamiento y galgas extensométricas. Los acelerómetros se situaron en dirección transversal al eje del tablero en la conexión con las pilas y en el centro de cada vano. Además, se colocaron tres acelerómetros adicionales en el soporte. Se utilizaron transductores de desplazamiento sin contacto para medir el desplazamiento transversal del tablero relativo a la mesa en la conexión con las pilas. El esfuerzo cortante se midió indirectamente a través de galgas extensométricas situadas en las caras laterales de las pilas.

En los ensayos sísmicos en la mesa vibrante se utilizó un acelerograma semejante al utilizado en los ensayos PsD realizados en un modelo subestructurado de las pilas a escala 1:2.5 en el laboratorio ELSA (Ispra) dentro del mismo proyecto (Pinto,1996). Se trataba de un acelerograma artificial ajustado al espectro de diseño del Eurocódigo 8 con una aceleración nominal de 3.5 m/s^2 en la escala real. El modelo fue excitado en dirección transversal en tres ensayos de intensidad creciente a 0,3; 1,0; 1,2 veces el valor nominal.

Los resultados experimentales no se ajustaron a los del ensayo PsD a gran escala en términos de valor instantáneo. Sin embargo, hubo una buena correlación en términos de máximo desplazamiento, tanto con el ensayo PsD como con un modelo numérico simplificado con comportamiento bilineal para las pilas (Fig. 5).

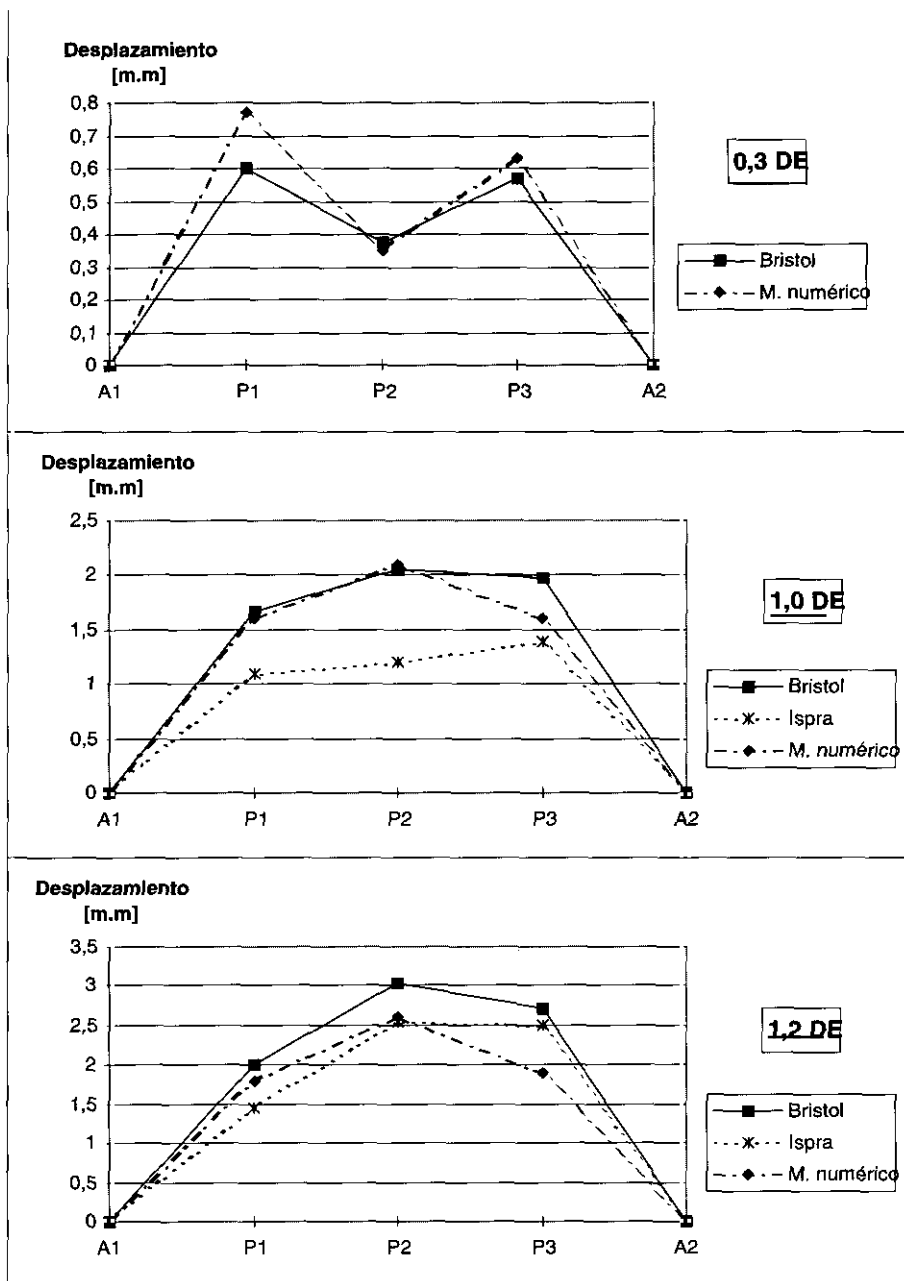


Figura 5. Desplazamiento máximo obtenido en las pilas del puente según el ensayo en mesa vibrante (Bristol), ensayo PsD (Ispra) y el modelo numérico.

4. ENSAYOS PSEUDODINÁMICOS

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 explícito (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 (Magonette, 1998).

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 grado de libertad se utilizará al menos un actuador.

La naturaleza del método PsD, en el que se obtienen las deformaciones reales en el espécimen pero a una velocidad muy lenta, permite combinar las ventajas de la mesa vibrante con las de un ensayo estático. Esto es, permite

obtener la verdadera respuesta sísmica, como la mesa vibrante, pero trabajando con grandes especímenes y rindiendo una gran calidad en las mediciones, como en un ensayo estático.

Dado que los desplazamientos se aplican a muy baja velocidad, las limitaciones que mostraba la mesa vibrante en cuanto a máxima velocidad o distorsiones en la excitación debidas al control, no existen en el ensayo PsD. Sin embargo, el ensayo PsD puede presentar un tipo de problema específico que consiste en una distorsión del comportamiento aparente de la estructura debido a los errores experimentales sistemáticos. En especial, los retrasos en el sistema de control, dan lugar a que a cada paso las fuerzas sean medidas cuando los desplazamientos teóricos no han sido todavía alcanzados. Este desfase de las fuerzas es equivalente a una modificación del diagrama aparente fuerza-desplazamiento disminuyendo el amortiguamiento equivalente de la estructura que se observa en la respuesta integrada. Este fenómeno se puede incluso manifestar por la aparición de índices de amortiguamiento negativos para los modos altos los cuales muestran entonces una respuesta inestable que puede arruinar el espécimen si no se detecta a tiempo.

Otra limitación del método PsD, al igual que ocurre en los ensayos estáticos, es la aplicación a materiales con un significativo efecto de velocidad de deformación. Por esta razón, normalmente, el método se aplica únicamente a estructuras con amortiguamiento de carácter histerético para las que las fuerzas restitutivas no dependen de la velocidad de deformación. Tengamos en cuenta que en un ensayo PsD la velocidad puede ser entre 100 y 1000 veces más lenta que la realidad.

Por otra parte, el carácter híbrido del método PsD en el que una parte de las fuerzas que intervienen en la ecuación del movimiento se miden en el espécimen (fuerzas restitutivas), mientras otra parte se modela numéricamente (fuerzas inerciales y excitación) permite por generalización también el ensayo con técnicas de subestructuración. Así, es posible ensayar, por ejemplo, una pequeña parte de la estructura físicamente, mientras el resto se modela numéricamente, obteniéndose en todo momento la respuesta acoplada del sistema. Esta es la estrategia que se puede utilizar cuando sólo una pequeña parte de la estructura se daña, mientras el resto se comporta elásticamente. Un ejemplo lo constituye el ensayo de las pilas de un puente mientras el tablero se modela numéricamente (Pinto, 1996).

4.1. Ejemplo: ensayo pseudodinámico biaxial de un edificio de tres plantas

En este caso se ensayó una estructura mixta acero-hormigón de tres pisos con una planta de 16 por 12 y una altura de 9.5 m (Fig. 6). Los pórticos esta-

ban hechos con perfiles laminados de acero Fe360, mientras que los forjados eran de 15 cm de espesor de hormigón C30/37 armado. Esta estructura fue diseñada de acuerdo con el Eurocódigo 8, pero introduciendo en los distintos nudos distintos tipos de conexión entre el forjado y las vigas y columnas de manera que se pudiese estudiar el comportamiento de distintos tipos de unión mixta (Molina y otros, 1999a).

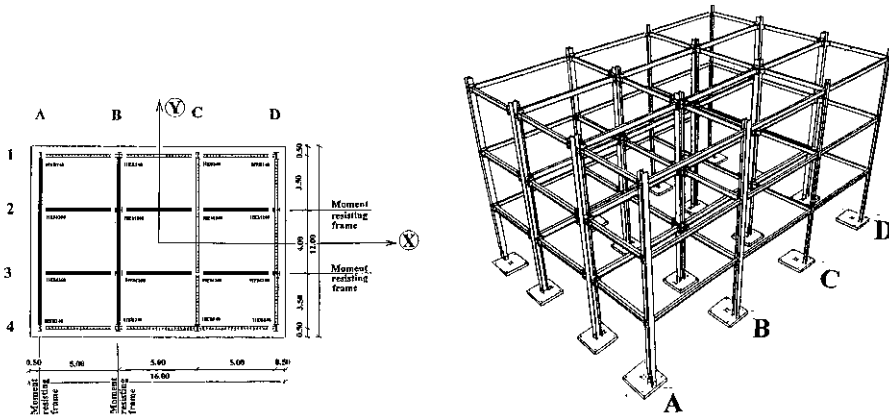


Figura 6. Vistas de la estructura ensayada pseudodinámica.

El ensayo de esta estructura ejecutado en el laboratorio ELSA constituye el primer caso conocido de ensayo PsD biaxial realizado en un ejemplar de edificio a escala real. La excitación para esta prueba vino especificada en forma de dos acelerogramas correspondientes a las direcciones horizontales X e Y del movimiento del terreno, pero en la respuesta se consideró también la torsión por lo que, el número de grados de libertad adoptado por piso fue de tres. Los acelerogramas fueron generados independientes y compatibles ambos con el espectro de respuesta del Eurocódigo 8 para una intensidad 2.25 m/s^2 .

Utilizando la hipótesis de piso infinitamente rígido, la ecuación del movimiento se formuló según los tres grados de libertad generalizados (dos desplazamientos del centro de masa más una rotación). Dichos desplazamientos generalizados fueron impuestos indirectamente a través de cuatro pistones con cuatro transductores de desplazamiento HEIDENHEIN (Fig. 7) realizando para ello una transformación geométrica no lineal. De la misma forma, en cada paso de integración, las fuerzas medidas en las células de carga de los cuatro pistones fueron transformadas en fuerzas generalizadas asociadas a

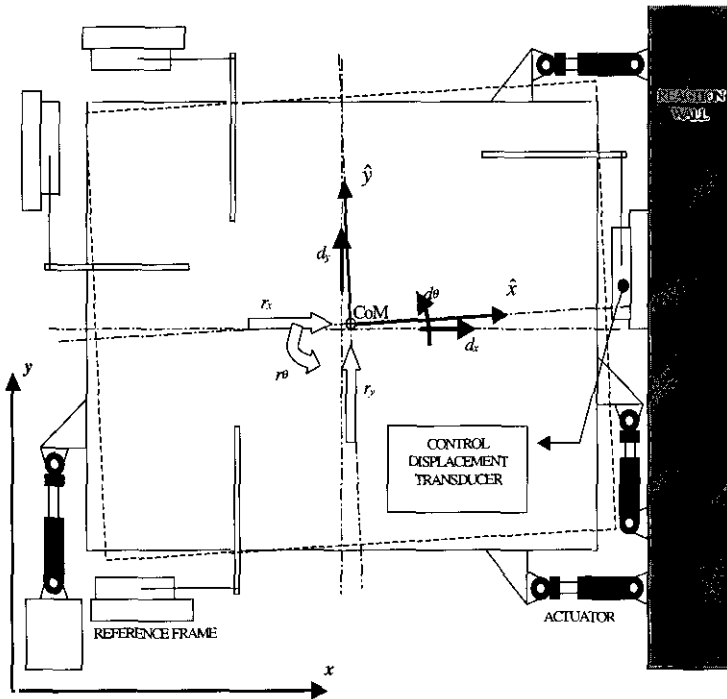


Figura 7. Grados de libertad y fuerzas restitutivas asociadas por piso. Disposición de los actuadores y los transductores de control de desplazamiento.

dichos grados de libertad. Aunque en principio tres pistones hubiesen bastado para imponer los tres grados de libertad de cada piso, el uso del cuarto pistón permitió obtener una distribución más regular de las fuerzas aplicadas. La Fig. 8 muestra una fotografía del montaje experimental durante el ensayo PsD.

La Fig. 9 muestra los desplazamientos registrados en el centro de masas para los tres pisos según la dirección X (arriba), Y (centro) y rotación θ (abajo). El máximo desplazamiento generalizado fue de 120 mm y se produjo en el tercer piso en dirección X. Sin embargo, el máximo desplazamiento en los transductores de control situados en los bordes de los forjados (Fig. 7) fue de 200 mm y se produjo en el transductor Este del tercer piso. Esto fue debido a que el centro de torsión del edificio se hallaba próximo al extremo Oeste en el cual se concentraban dos pórticos de nudos rígidos (Fig. 6). De esta forma, la asimetría de la estructura provocó una importante respuesta de torsión a pesar de no existir esta componente en el terremoto impuesto.

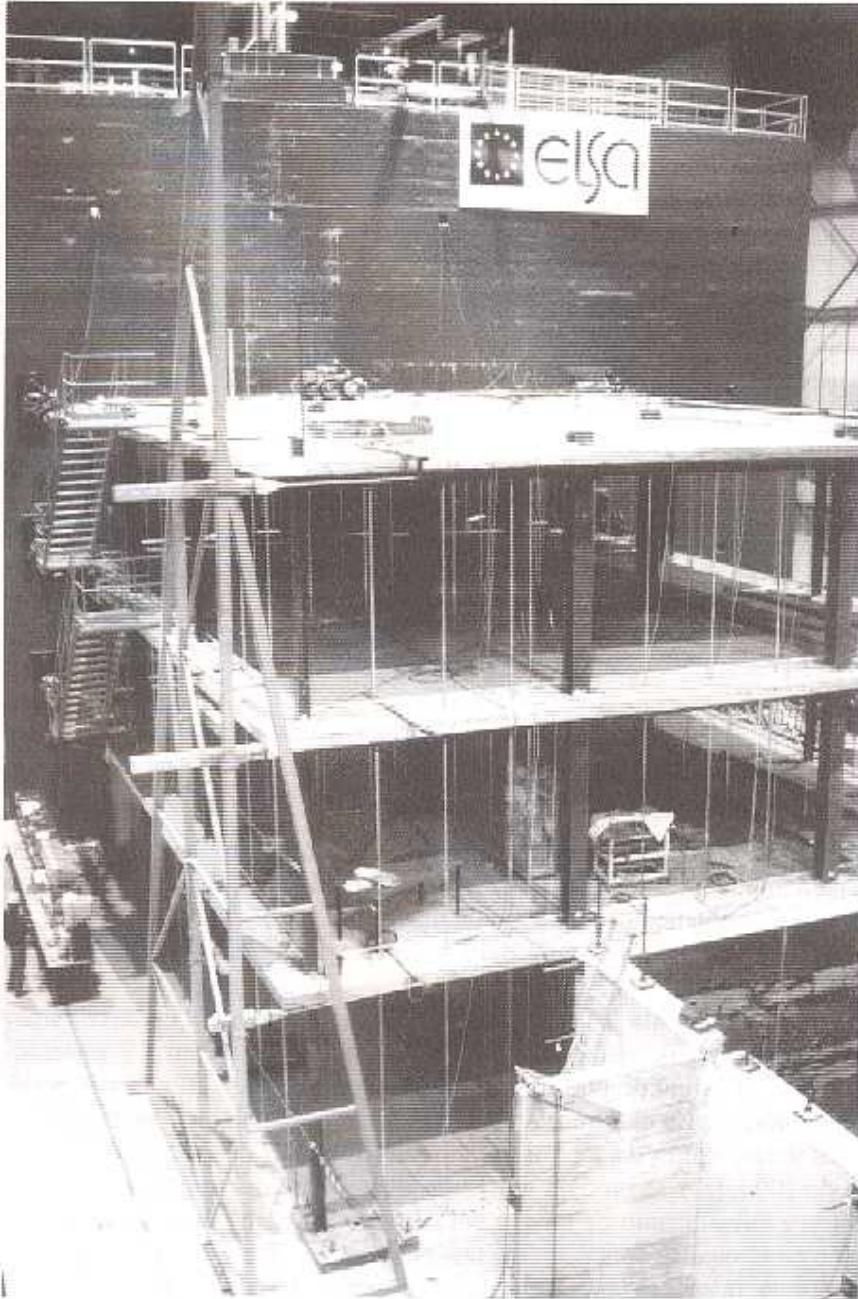


Figura 8. Fotografía del ensayo PsD del edificio de tres pisos.

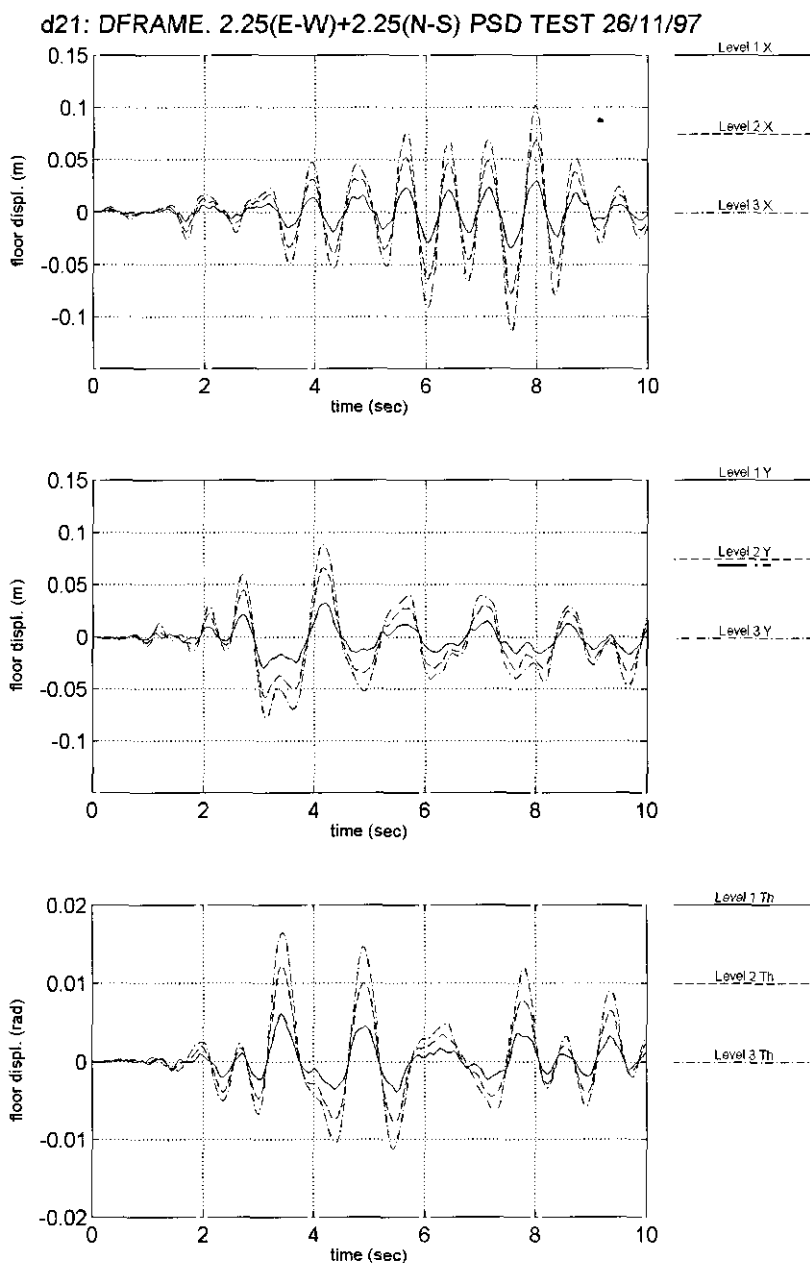


Figura 9. Respuesta PsD para los tres pisos en desplazamientos del centro de masas según X (arriba), Y (centro) y torsión θ (abajo).

Otro aspecto destacable en la respuesta es la disipación histerética que viene cuantificada en la Fig. 10 donde se dibuja la energía absorbida

$$E_a = \int \mathbf{r}^T d\mathbf{d} \quad [2]$$

en función del tiempo, siendo \mathbf{r} las fuerzas restitutivas y \mathbf{d} los desplazamientos en los grados de libertad. Esta energía absorbida E_a puede ser calculada ya sea a partir de los desplazamientos medidos como a partir de los desplazamientos integrados. En el primer caso representa la energía verdaderamente disipada por el espécimen —aparte errores de medida—, mientras que en el segundo caso representa la energía vista por el algoritmo de integración que calcula respuesta. Si la diferencia, o energía de error

$$E_\varepsilon = \int \mathbf{r}^T d(\mathbf{d}^{MEASURED} - \mathbf{d}^{ALGORITHM}) = \int \mathbf{r}^T d(\varepsilon) \quad [3]$$

Es grande en comparación con la total E_a , la respuesta PsD obtenida no se puede aceptar como representativa del espécimen. Este problema puede ocurrir debido a una calidad insuficiente del sistema de control o a una velocidad de prueba excesiva. La energía de error registrada durante este ensayo PsD se muestra en la parte inferior de la Fig. 10; es negativa y representa un 6% del total de energía disipada. Esto significa que el verdadero amortiguamiento equivalente del espécimen es alrededor de 0.94 veces el amortiguamiento aparente en la integración PsD.

Otro tipo de resultado de este ensayo se muestra en la Fig. 11. Se trata de las frecuencias propias y modos obtenidos a través de un método de función de transferencia aplicado entre los acelerogramas de entrada y los desplazamientos de salida. El método está basado en la identificación en el dominio del tiempo de un modelo de filtro que ha demostrado adaptarse bien para resultados PsD (Molina y otros, 1999b, c). Utilizando la respuesta durante los 10 segundos de terremoto, la identificación obtenida se puede considerar un valor medio que permite caracterizar la estructura para su estado existente de degradación en aquel momento y para terremotos de espectro e intensidad similares al utilizado.

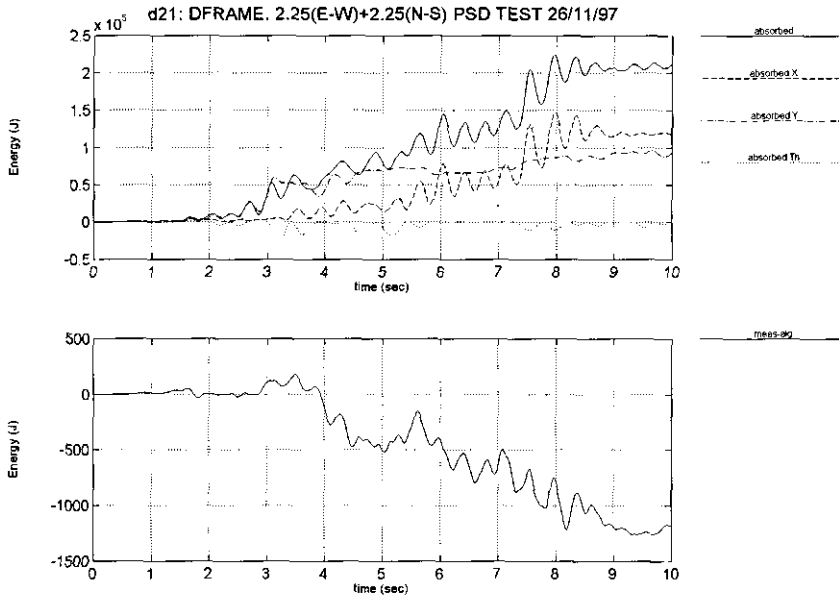


Figura 10. Energía absorbida (arriba) y energía de error (abajo) durante la prueba PsD.

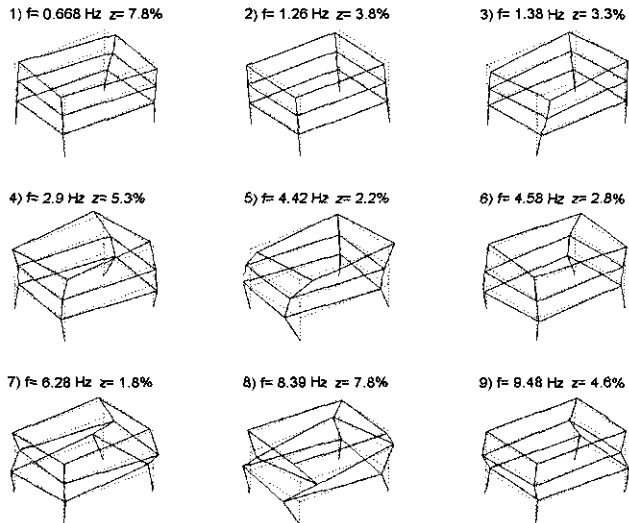


Figura 11. Frecuencias lineales equivalentes, índices de amortiguamiento y formas modales identificados a partir de la respuesta PsD.

5. CONCLUSIONES

De manera general y por simplificar, se puede decir que, cuando el problema es la predicción de la respuesta sísmica de una estructura mediante un modelo numérico y el objetivo del ensayo sísmico a realizar es solo la mejora de dicho modelo numérico, el ensayo estático puede ser la mejor opción dada su amplia aplicabilidad y relativos bajo coste y alta calidad de resultados.

Sin embargo, si la predicción de la respuesta no la podemos confiar solamente al modelo numérico y queremos obtenerla ya directamente del ensayo, deberemos recurrir a la mesa vibrante o al método PsD. En este caso, si la estructura es suficientemente pequeña o se puede probar en escala reducida sin modificar sus propiedades, la mesa vibrante puede ser la técnica de ensayo más adecuada.

No obstante, muchas veces las estructuras a probar en ingeniería sísmica son grandes y no susceptibles de reducir de escala sin alterar su comportamiento. En estos casos suele ser recomendable u obligatorio el ensayo PsD. El ensayo PsD se convierte también en la única opción cuando se utilizan las técnicas de subestructuración que permiten combinar distintos modelos físicos y numéricos para distintas partes de una estructura obteniendo la respuesta acoplada del sistema.

6. AGRADECIMIENTOS

Los ejemplos descritos en este trabajo se refieren a ensayos realizados en los laboratorios ELSA (JRC, Comisión Europea) y EERC (Universidad de Bristol) dentro de proyectos financiados por los programas BRITE EURAM, TMR y DGIII de la Comisión Europea.

7. BIBLIOGRAFÍA

- BONO, F., TIRELLI, D., VERZELETTI, G., MOLINA, J. y RENDA, V. (1998). "Shape Memory Alloy Crossbracing of Brick Masonry Walls: Cyclic Test of a Large Scale Model and Numerical Analyses". Monument-98, Workshop on Seismic Performance of Monuments, Lisboa, DGEMN, LNEC, JRC.
- CARVALHO, E. C. (1998), "Seismic Testing of Structures". Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering, París, EAEE, Balkema.
- 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.

- 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* (aceptado).
- 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.
- MAGONETTE, G. E. y NEGRO, P. (1998). "Verification of the Pseudodynamic Test Method". *European Earthquake Engineering*, Vol. XII, 1.98.
- NEGRO, P. y MAGONETTE, G. E. (1998). "Experimental Methods in Structural Dynamics". *European Earthquake Engineering*, Vol. XII, 1.98.
- PINTO, A. V. (1996). "Pseudodynamic and Shaking Table Tests on R.C. Bridges". ECOEST-PREC8 Report N.º 5, LNEC, Lisboa.
- ZAPICO, J. L., MOLINA, F. J., TAYLOR, C. A., y CREWE, A. (1999), "Modelado a pequeña escala y ensayo sísmico de un puente irregular". 1.º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Murcia, AEIS.