

Diseño de un modelo de ensayo para el simulador sísmico del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX

VICENTE CORBATÓN (*)

RESUMEN En este artículo se describe el proceso de diseño de un modelo a escala para hacer los primeros ensayos con el simulador sísmico recientemente instalado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Posteriormente se predice su comportamiento ante las cargas estáticas y dinámicas que se le aplicarán en los ensayos.

SCALE MODEL DESIGN FOR SAKING TABLE TESTS

ABSTRACT Design process of a scale model for saking table tests is described. Static and dynamic behaviour is predicted in order to compare the results with experimental tests.

Palabras clave: Ensayos dinámicos; Ensayos sísmicos; Modelos a escala; Dinámica de estructuras; Elementos finitos; Análisis modal; Análisis dinámico.

INTRODUCCIÓN

Para poder realizar un ensayo sísmico con garantías de éxito en el simulador sísmico de seis grados de libertad recientemente instalado en el Laboratorio Central, es conveniente practicar previamente con los distintos equipos que integran el sistema, tales como programas de generación de la señal de excitación, electrónica de control y sistema de adquisición de datos. Con el fin de adquirir experiencia en el manejo estos equipos y conocer los problemas que pudieran presentarse antes de que aparezcan en un ensayo con un costoso modelo a escala de una estructura real, se ha preparado un modelo para realizar los primeros ensayos en el simulador sísmico.

En este artículo se describe el proceso de diseño de este modelo y los cálculos realizados para predecir el comportamiento dinámico del mismo. Posteriormente se realizarán los ensayos sobre la mesa sísmica y se compararán los resultados con los obtenidos aquí analíticamente con el fin de desarrollar un método de cálculo apropiado para predecir el comportamiento sísmico de la estructura.

CONDICIONES DE PARTIDA Y PROCESO DE DISEÑO DEL MODELO DE ENSAYO

Como ya se ha indicado, el principal objetivo de este modelo es facilitar el aprendizaje del personal encargado de realizar ensayos en el simulador sísmico. Por ello, en el diseño inicial del mismo se partió de las siguientes premisas:

- El modelo ha de poderse ensayar varias veces y de diferentes maneras para poder practicar todas las posibilidades de movimiento de la mesa.
- No ha de sobrepasar ni de apurar la capacidad de la mesa.
- Ha de ser sencillo de construir y ha de poderse sujetar con facilidad a la mesa.
- Ha de ser sencillo de instrumentar y analizar.
- No ha de tener un coste muy elevado.
- Se intentará realizar un modelo que sea representativo de una estructura real y que deje abierta la posibilidad de ser ensayado también en el muro de carga del equipo de ensayos pseudodinámicos recientemente instalado en este mismo laboratorio.

Para satisfacer las condiciones anteriores, en el diseño del modelo se siguieron los siguientes pasos:

- 1º Predimensionar un modelo que cumpla las condiciones anteriores.
- 2º Utilizar las leyes de semejanza para conocer la estructura real a la que este modelo sería equivalente en su comportamiento dinámico. Esta etapa se podría haber omitido, pero se ha querido realizar para ver los problemas que plantea la semejanza.
- 3º Comprobar la resistencia del modelo ante las cargas estáticas para garantizar la seguridad del personal que trabaje en la instrumentación y montaje del mismo.
- 4º Predecir el comportamiento del modelo ante distintas cargas dinámicas y calcular los valores de las magnitudes que se pretenden medir en los ensayos. Esto permi-

(*) Ingeniero Industrial Mecánico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, CEDEX (MOPTMA).

selección de los instrumentos de medida más apropiados para cada ensayo y comparar los resultados experimentales con los calculados analíticamente.

Estos pasos se desarrollan a continuación.

PREDIMENSIONAMIENTO DEL MODELO

El primer factor a tener en cuenta en el diseño inicial del modelo es la capacidad de la mesa. Esta queda determinada por los siguientes valores:

- Masa máxima del modelo a ensayar: 10 t.
- Momento máximo del modelo respecto a la superficie de la mesa en el plano vertical: 30 t · m.
- Momento máximo del modelo respecto al centro de la mesa en el plano horizontal: 10 t · m.
- Limitaciones cinemáticas de la mesa:

Frecuencias

0,1 a 1 Hz	Desp. Horizontal	< 10 cm
	Desp. Vertical	< 10 cm
1 a 10 Hz	Vel. Horizontal	< 0,8 cm
	Vel. Vertical	< 0,5 cm
10 a 50 Hz	Acel. Horizontal	< 2,5 g
	Acel. Vertical	< 5 g

Limitación

- Dispositivos de fijación del modelo a la mesa: para este fin la mesa dispone de 64 taladros roscados M 24 x 130 separados 40 cm entre sí.

Teniendo en cuenta estos factores y los demás condicionantes del diseño se decidió diseñar un modelo formado por un bloque de hormigón soportado por una estructura metálica. El resultado del dimensionamiento inicial del modelo se muestra en la figura 1.

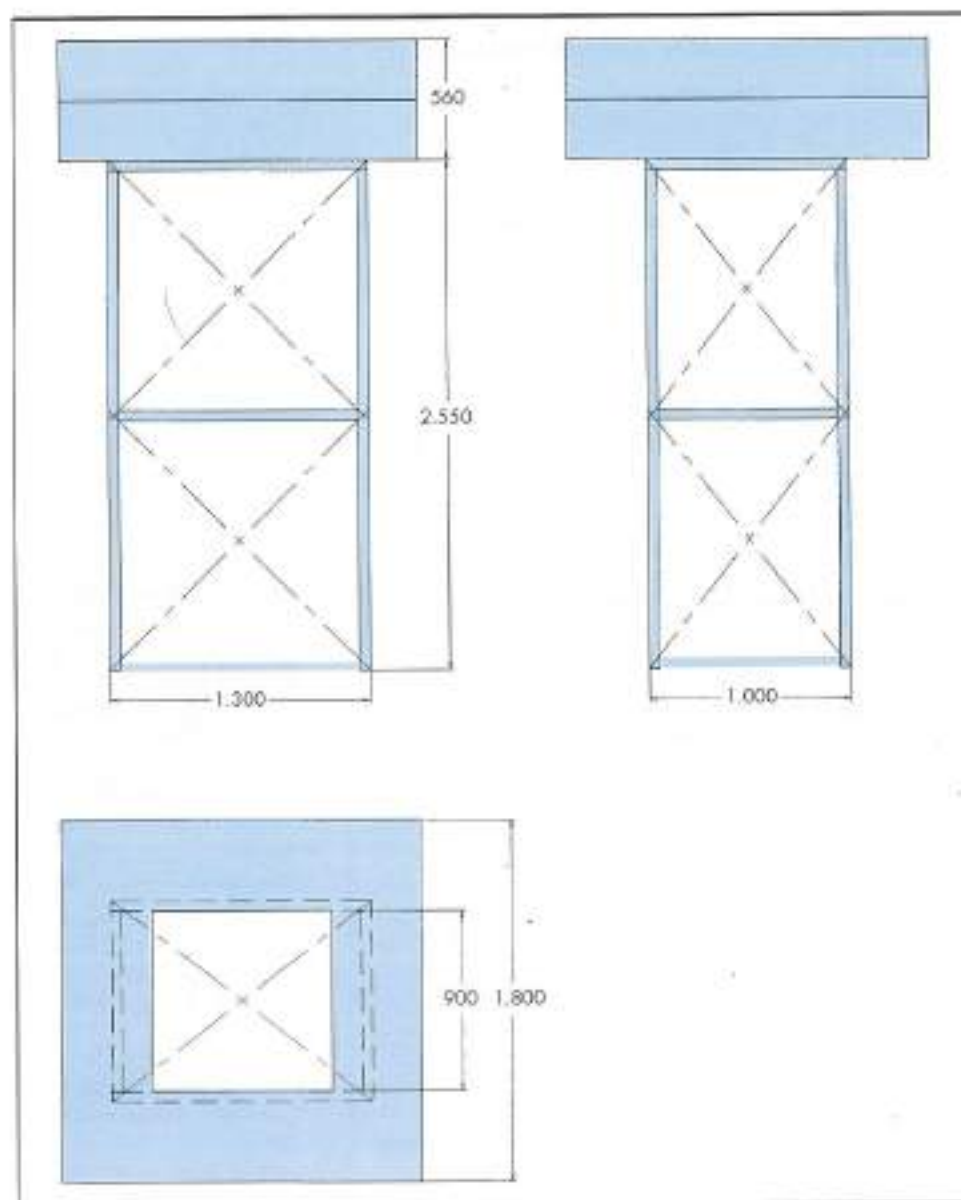


FIGURA 1. Predimensionamiento del modelo.

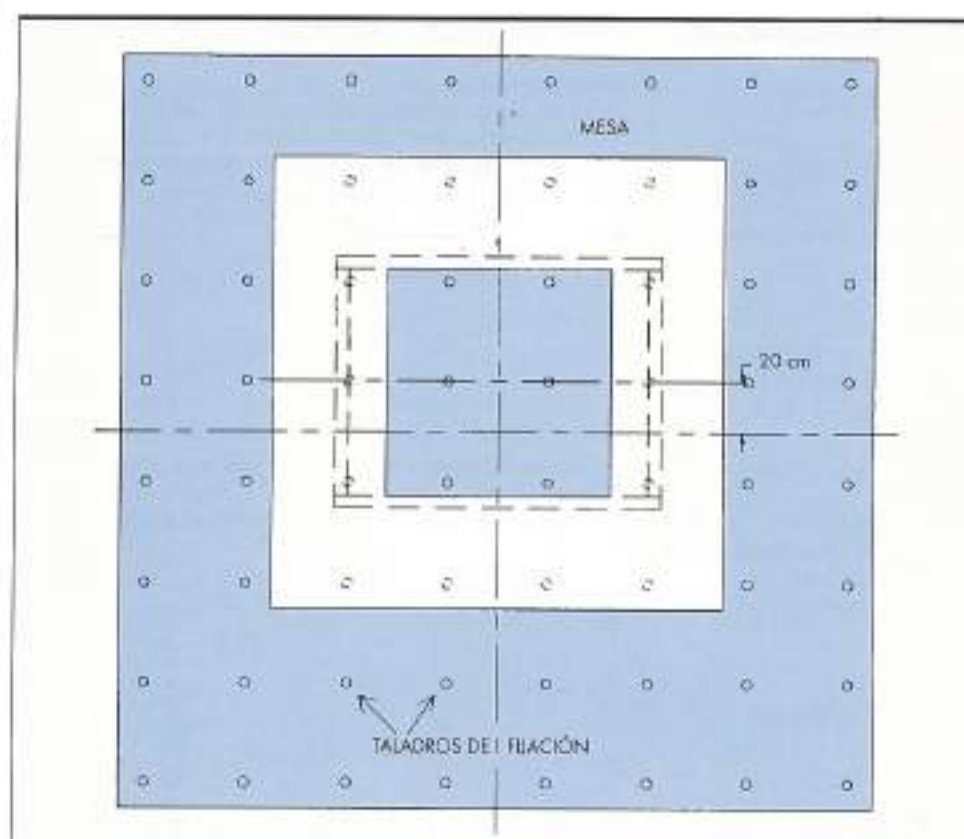


FIGURA 2. Montaje del modelo sobre la mesa.

La estructura está formada por dos pisos de 1,3 m de altura con posibilidad de arriostramiento en diagonal o en X. Se pensó utilizar perfiles en L con uniones soldadas entre vigas y columnas y con riostras atornilladas, lo que permite sustituir éstas por otras más o menos rígidas para así realizar distintos ensayos. Al ser la planta rectangular se puede ensayar en dos direcciones distintas.

Para la carga de hormigón se aprovechan los bloques que se prepararon para el ensayo de aceptación del simulador sísmico. Estos bloques tienen unas dimensiones de 1,8 x 1,8 x 0,28 m con un agujero central de 0,9 x 0,9 m. La masa de cada bloque es de 1.500 kg.

Se utilizaron dos de estos bloques para cargar el modelo. Con esto no se sobrepasa la capacidad de la mesa pues:

- Masa: $1,5 \text{ t} \times 2 + \text{masa de la estructura metálica} < 10 \text{ t}$.
- Momento del modelo respecto a la superficie de la mesa en el plano vertical:

$$3 \text{ t} \times 2,83 \text{ m} = 8,49 \text{ t} \cdot \text{m} < 30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Momento del modelo respecto al centro de la mesa en el plano horizontal:

$$3 \text{ t} \times 0,2 \text{ m} = 0,6 \text{ t} \cdot \text{m} < 10 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Este último momento se debe a que debido a la disposición de los taladros de fijación el modelo no se coloca centrado con la mesa. (Véase figura 2)

LEYES DE SEMEJANZA

Las leyes de semejanza indican la forma de realizar modelos a escala de una estructura real de manera que los resulta-

dos de los ensayos realizados sobre el modelo puedan ser extrapolables a ésta. En este caso se utilizarán de manera inversa, es decir, a partir del modelo se calculará la hipotética estructura real con comportamiento dinámico semejante al modelo. Esta hipotética estructura real, que podría ser un depósito elevado, se denominará prototipo, mientras que la estructura que se ensaya se denominará modelo.

Como las propiedades intrínsecas de los materiales no se pueden escalar a nuestro gusto, en problemas dinámicos generalmente no se puede construir un modelo que cumpla todas las leyes de semejanza, es decir, la semejanza total en problemas dinámicos generalmente no es posible. Por ello, en un ensayo dinámico con modelos a escala se ha de decidir qué magnitudes son las más importantes y en cuáles puede fallar la semejanza. Un estudio más detallado sobre este tema se puede encontrar en [1] y [2].

A la hora de elegir la escala, hay que tener en cuenta no sólo las dimensiones y el peso del modelo sino también las limitaciones cinemáticas de la mesa sísmica, pues el movimiento sísmico también ha de mantener la escala. Teniendo en cuenta estos factores se ha decidido tomar un valor para la escala geométrica, N_L , de 3, valor con el que la mesa es capaz de reproducir la componente N-S del terremoto de El Centro, de 1940. Esto quiere decir que:

$$N_L = \frac{\text{Longitudes en el prototipo (realidad)}}{\text{Longitudes en el modelo (ensayo)}} = 3$$

Como el valor de la aceleración de la gravedad no se puede modificar en el ensayo, el prototipo y el modelo están sometidos a la misma aceleración gravitacional. Esto obliga a que la relación de escala en aceleraciones, N_a , sea la uni-

dad. Como ya se ha fijado la escala geométrica, esta condición determina la escala de tiempos, N_t :

$$N_T = \frac{N_x}{N_t^2} = 1 \Rightarrow N_t = \sqrt{N_x} = \sqrt{3}$$

Por otra parte como el material empleado para realizar la estructura metálica es el mismo en el prototipo y el modelo, las tensiones en uno y en otro tendrán que ser iguales, por lo que la relación de fuerzas será:

$$N_F = N_\sigma \times N_x^2 = N_x^2 = 9$$

Como en un ensayo en mesa sísmica las fuerzas aplicadas al modelo se originan debido a las aceleraciones a la que se somete la masa del mismo, y ya se ha visto que la escala de aceleraciones es la unidad:

$$N_F = N_m \times N_i = N_m = 9 \Rightarrow N_m = 9$$

Por lo tanto masa de la estructura metálica del modelo ha de ser 9 veces inferior a la del prototipo. Sin embargo, si se usa el mismo material para la estructura metálica en el modelo y el prototipo, la escala de densidades será la unidad, y por lo tanto:

$$N_m = N_\rho \times N_x^3 = N_x^3 = 27$$

Es decir, la masa de la estructura metálica del modelo será 27 veces inferior a la del prototipo, en vez de 9 veces inferior como indican las leyes de semejanza. Esto se puede solucionar adosando masas adicionales a la estructura metálica hasta conseguir que la masa de la estructura metálica del modelo sea sólo 9 veces inferior a la del prototipo. No obstante, al estar prácticamente toda la masa concentrada en el bloque de hormigón las fuerzas que van a actuar sobre la estructura serán debidas prácticamente en su totalidad a

la masa de hormigón, siendo despreciable en este modelo la contribución de la masa de la estructura en las fuerzas que actúan sobre la misma.

El bloque de hormigón tiene una masa de 3.000 kg aproximadamente, lo que equivale a $3.000 \times 9 = 27.000$ kg en el prototipo. Si la forma del depósito del prototipo fuera igual a la del bloque de hormigón usado en el modelo, la densidad de lo que hubiera en el depósito debería ser:

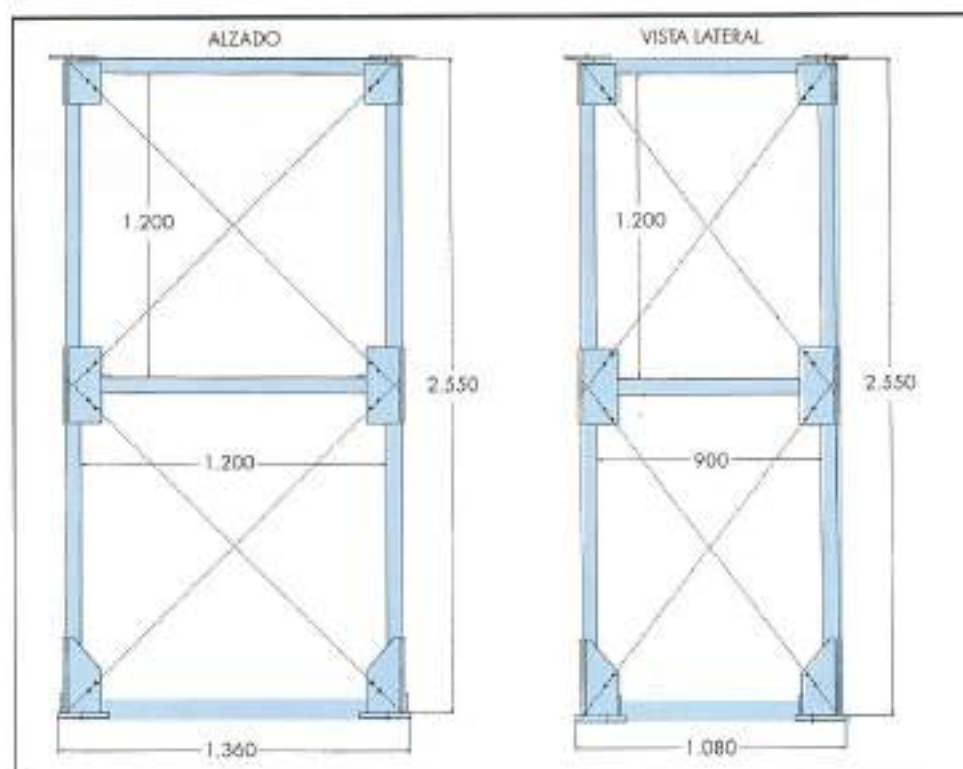
$$\begin{aligned} \rho_{prototipo} &= \frac{27.000 \text{ kg}}{(1,8 \times 1,8 - 0,9 \times 0,9) \times 0,56 \times 3^2 \text{ m}^3} = \\ &= \frac{27.000 \text{ kg}}{36,7 \text{ m}^3} = 735 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

En esta densidad se habría de incluir la masa de las paredes y suelo del depósito propiamente dicho.

Con las relaciones de escala hasta aquí calculadas las demás magnitudes que intervienen en el problema quedan determinadas. A continuación se resumen todas las relaciones de escala:

Distancia:	$N_x = 3$
Aceleración:	$N_a = 1$
Tiempo:	$N_t = \sqrt{(N_a/N_x)} = \sqrt{3}$
Tensión:	$N_\sigma = 1$
Fuerza:	$N_F = N_\sigma \times N_x^2 = 9$
Masa:	$N_m = N_F/N_x = 9$
Densidad:	$N_\rho = N_m/N_x^3 = 1/3$
Rigidez:	$N_k = N_F/N_x = 3$
Velocidad:	$N_v = N_F/N_t = \sqrt{N_x} = \sqrt{3}$
Frecuencia:	$N_f = 1/N_t = 1/\sqrt{3}$
Amortiguamiento viscoso:	$N_c = N_F/N_t = 3^{3/2}$

FIGURAS 3 y 4. Alzado y vista lateral de la estructura del modelo.



Deformación unitaria:	Adimensional; ha de ser idéntica
Módulo elasticidad:	$N_E = N_c = 1$
Coefficiente de Poisson:	Adimensional; ha de ser idéntico
Área:	$N_A = N_x^2 = 9$
Momento de inercia:	$N_I = N_x^4 = 81$
Momento flector:	$N_M = N_T \times N_x = 27$
Radio de giro:	$N_i = N_c = 3$
Esbeltez:	Adimensional; ha de ser idéntica

Al utilizar el mismo material para la estructura del prototipo y el modelo, la relación de semejanza para el amortiguamiento no se cumple. Uno de los objetivos de este primer ensayo es ver cómo se ha de tratar este problema en los cálculos teóricos para obtener resultados similares a los del ensayo, pues en el método analítico no existe una solución clara en cuanto a los valores de amortiguamiento que se deben utilizar.

CÁLCULO ANTE CARGAS ESTÁTICAS

Se utilizó la norma MV-103 para elegir el perfil en L que constituye los pilares del modelo. Como resultado se decidió utilizar un perfil L 60 x 6, pero como en el laboratorio se disponía de varios tramos de perfil L 50 x 5 se modificó el modelo para aprovechar este último. Para las riostras se decidió utilizar perfil L 30 x 3 y chapa de 5 mm para las cartelas. En las figuras 3 y 4 se muestra el alzado y la vista lateral del diseño final de la estructura del modelo.

Para comprobar la resistencia de la estructura se preparó un modelo de elementos finitos que posteriormente se utilizará para hacer el análisis dinámico del mismo. Se eligió un elemento viga con seis grados de libertad que permite definir vigas de sección arbitraria y se realizó un modelo paramétrico con 730 grados de libertad. En la figura 5 se representa este modelo con todas las riostras y un bloque de hormigón.

Se realizó un análisis estático del modelo sin riostras cargado con dos bloques de hormigón, obteniéndose un valor para la tensión máxima de compresión de $16,5 \text{ N/mm}^2$ que equivale a 168 kg/cm^2 , con un desplazamiento vertical de la

parte superior de la estructura de 0,22 mm. El límite elástico del material (acero A42) es de 2.600 kg/cm^2 , que equivale a 255 N/mm^2 .

Dada la distribución de carga de la estructura se hace necesario estudiar su inestabilidad por pandeo. Para ello se realizó en primer lugar un análisis de pandeo por autovalores sobre el modelo sin riostras. En este tipo de análisis se considera que la estructura se comporta linealmente y no se tiene en cuenta ninguna imperfección en el material o en la construcción de la misma, por lo que proporciona, en general, resultados no seguros ya que sobrestima el valor de las cargas máximas que puede soportar la estructura. Sin embargo, el análisis de pandeo por autovalores es útil para conocer la forma de pandeo de la estructura y un límite superior para la carga de pandeo. Como resultado de este análisis se obtuvo una carga crítica de pandeo de 294 kN (30 t) con la forma de pandeo representada en la figura 6.

Para conocer con más precisión la carga crítica de pandeo, se realizó un análisis no lineal de la estructura. Para ello se tomó como valor de la carga la calculada en el análisis de pandeo por autovalores y se aplicó en pequeños incrementos. Además se provocó una pequeña inestabilidad inicial para hacer que la estructura se deforme según la forma de pandeo calculada en el análisis anterior. La última solución convergente se encontró para una carga de 180 kN (18t), casi un 40% menor que calculada en el análisis de pandeo por autovalores. La deformada obtenida es como la de la figura 6 y la variación del desplazamiento horizontal con la carga para los nudos superiores de la estructura se muestra en la figura 7. En esta figura se observa cómo cada vez al mismo incremento de carga le corresponden mayores desplazamientos hasta que la estructura se inestabiliza y el programa no encuentra una solución válida.

Como resultado de estos cálculos se puede considerar que el modelo sin riostras es seguro para la carga que se va a utilizar, lo que permitirá instrumentarlo y trabajar en el mismo con comodidad.



FIGURA 5. Modelo de elementos finitos

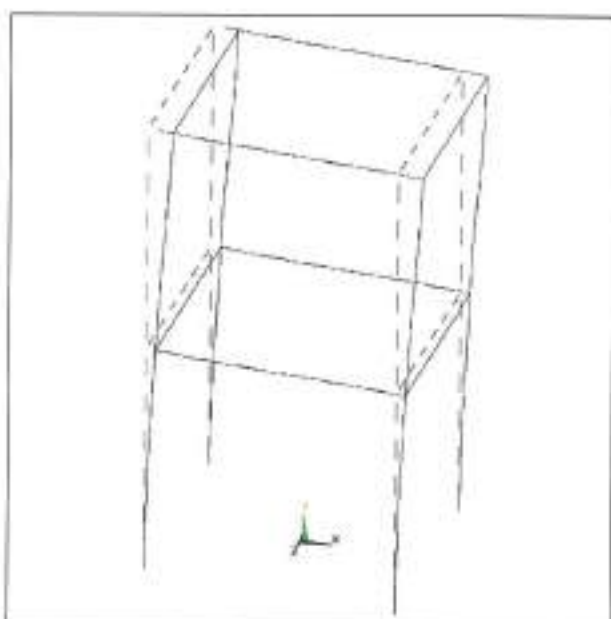


FIGURA 6. Forma de pandeo por autovalores.

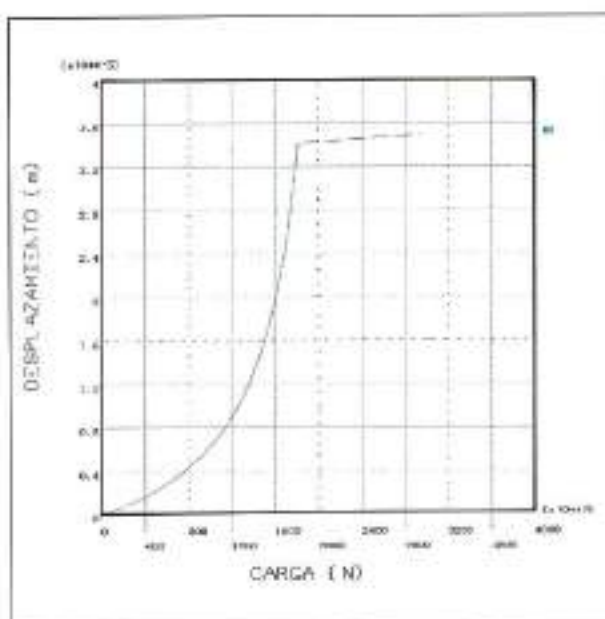


FIGURA 7. Variación del desplazamiento horizontal con la carga en la parte superior de la estructura.

ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO

El primer paso para conocer el comportamiento dinámico de una estructura es conocer sus frecuencias y modos naturales. Para ello se realizó un **análisis modal** del modelo con y sin riostras y con uno o dos bloques de hormigón. Las frecuencias naturales de los tres primeros modos representados en las figuras 8, 9 y 10 respectivamente, resultaron:

Frecuencia natural:	1 ^º	2 ^º	3 ^º
Sin riostras y 1 bloque:	1,46 Hz	1,54 Hz	1,57 Hz
Sin riostras y 2 bloques:	1,04 Hz	1,09 Hz	1,11 Hz

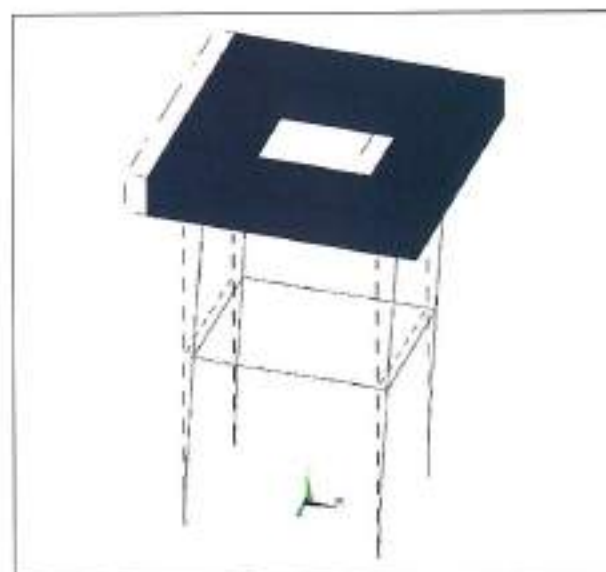


FIGURA 8. Primer modo de vibración.

Con riostras y 1 bloque: 11,85 Hz 14,15 Hz 17,22 Hz
Con riostras y 2 bloques: 8,10 Hz 9,75 Hz 12,27 Hz

Se observó que al poner riostras al modelo los dos primeros modos se invierten, es decir el primer modo para el modelo sin riostras representado en la figura 8 se asemeja al segundo modo del modelo con riostras y el modo con menor frecuencia natural del modelo con riostras es similar al segundo modo del modelo sin riostras representado en la figura 9.

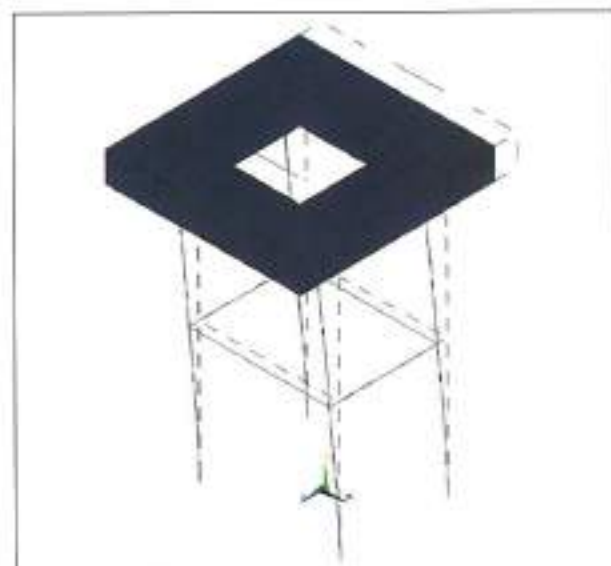


FIGURA 9. Segundo modo de vibración.

Para conocer la respuesta estacionaria de la estructura con riostras ante una excitación senoidal a distintas frecuencias, se realizó un **análisis armónico** de la misma. Se apli-



FIGURA 10. Tercer modo de vibración.

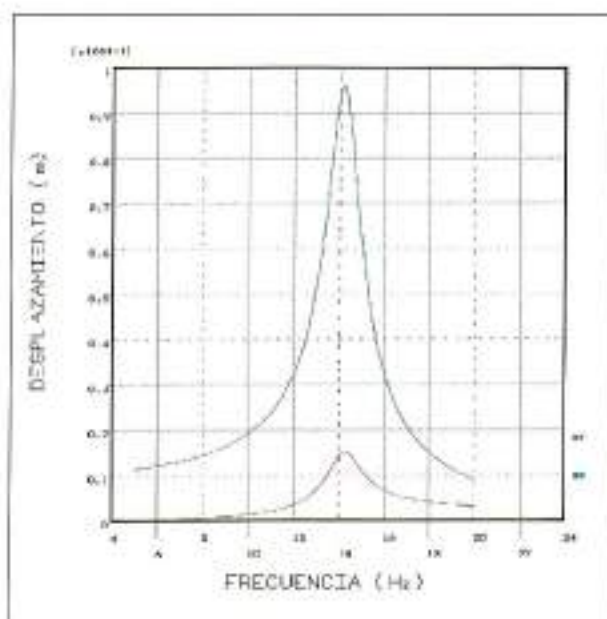


FIGURA 11. Variación del desplazamiento con frecuencia en la parte superior de la estructura.

caron desplazamientos en la base de 1 cm de amplitud con frecuencias comprendidas entre 5 y 20 Hz. El amortiguamiento se consideró independiente de la frecuencia y se tomó como un 5% del crítico. Este es un punto sobre el que al análisis experimental suministrará una valiosa información.

En la figura 11 se muestran los desplazamientos vertical y horizontal de los nudos superiores de la estructura en función de la frecuencia del movimiento en la base. Se observa que para la frecuencia de resonancia en esa dirección la amplitud del movimiento en la parte superior llega a valer 9,61 cm, es decir, el movimiento en la base se amplifica casi diez veces.

En la figura 12 se representan, para la frecuencia de resonancia, las tensiones axiales en las vigas. Los valores má-

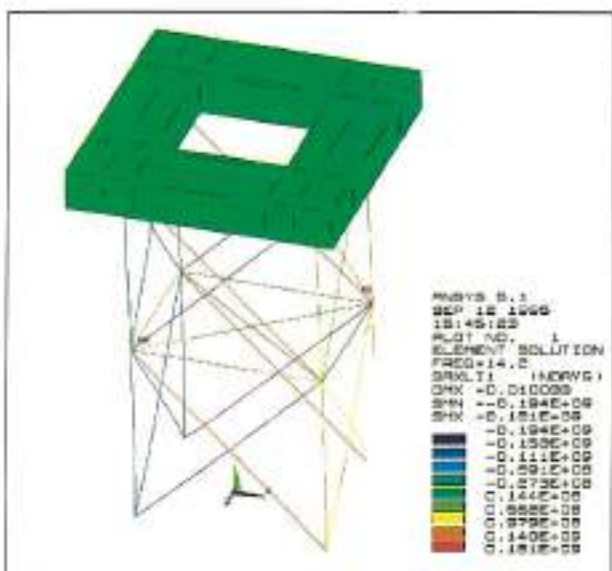


FIGURA 12. Tensiones axiales para la frecuencia de resonancia.

ximos se producen en las riostras y oscilan sobre 190 N/mm^2 (1.900 kg/cm^2) tanto a tracción como a compresión. Hay que tener en cuenta que en este análisis se supone un comportamiento lineal de la estructura, lo que puede no ser cierto en la realidad.

Para conocer la respuesta máxima de la estructura ante una carga sísmica se realizó un **análisis espectral** de la misma. Para ello se excitó la estructura con el espectro de respuesta simplificado de la componente N-S del terremoto de El Centro de 1940. Se tomó el espectro de aceleraciones con un factor de amortiguamiento del 5% con lo que al aplicar las leyes de semejanza, se obtuvieron valores de la aceleración entre $0,4$ y 8 m/s^2 con frecuencias desde $0,4 \text{ Hz}$ hasta 12 Hz . La respuesta se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los modos más significativos.

En el análisis espectral no se considera la gravedad, pero como se supone un comportamiento lineal de la estructura el resultado final se puede obtener superponiendo los resultados del análisis espectral con los resultados de un análisis estático de la estructura sometida a la acción de la gravedad de la forma más desfavorable.

En la figura 13 se muestran la deformada máxima obtenida en el análisis espectral y en la 14 la deformada obtenida con la carga gravitatoria. Superponiendo estos dos resultados se obtienen los siguientes desplazamientos para la parte superior de la estructura:



FIGURA 13. Desplazamientos máximos obtenidos en el análisis espectral.

Desplazamiento = Desp. An. Espectral + Desp. An. Estático

Dirección Horizontal = $-0,727 + 0 = 0,73 \text{ mm}$

Dirección Vertical = $-0,115 - 0,0767 = -0,19 \text{ mm}$

En la figura 15 se muestran las tensiones axiales máximas obtenidas en el análisis espectral y en la 16 las obtenidas con la carga gravitatoria. Superponiendo estos dos resultados se obtienen que las tensiones máximas se producen en las riostras y oscilan entre compresiones de 21 N/mm^2 (210 kg/cm^2) cuando los efectos dinámicos refuerzan a los gravitatorios y tracciones de 18 N/mm^2 (180 kg/cm^2) en otras situaciones.

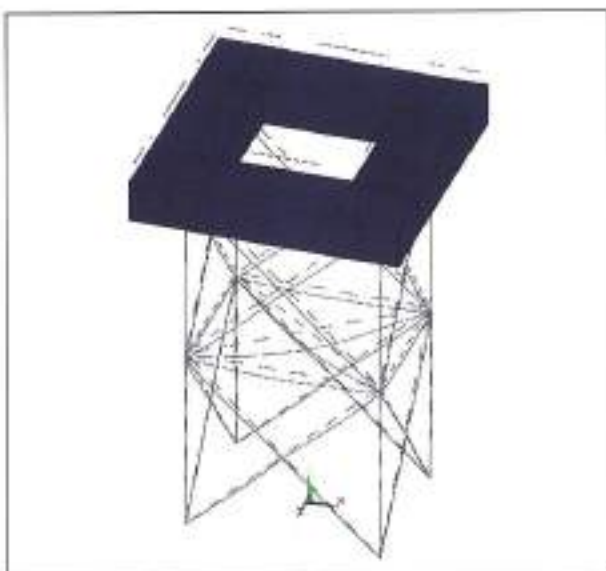


FIGURA 14. Desplazamientos obtenidos debido a la carga gravitatoria.

Probablemente los resultados de este análisis tengan poco que ver con la realidad pues en él se supone un comportamiento lineal de la estructura cuando esto probablemente no sea cierto cuando la gravedad actúe simultáneamente con la excitación en la base.

CONCLUSIONES

Aunque el objetivo inicial del modelo era simplemente el de adquirir experiencia en el manejo del simulador, al realizar los cálculos con elementos finitos y comprobar las dificultades que esto entrañaba en cuanto a la certeza de las hipótesis que este método supone, se decidió utilizar el modelo

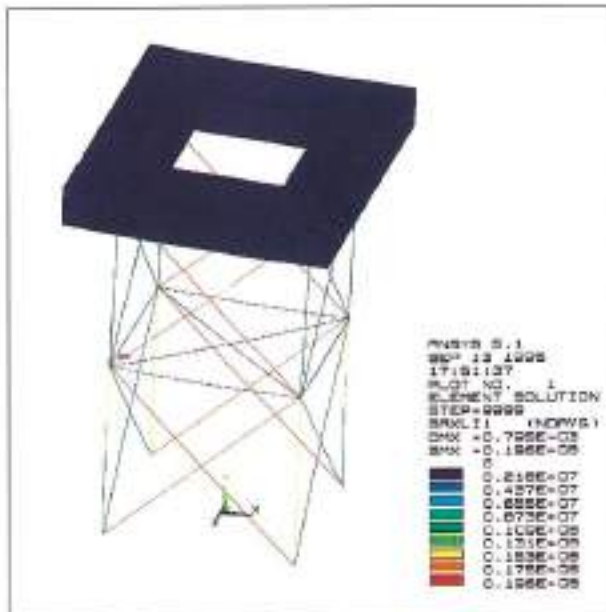


FIGURA 15. Tensiones axiales máximas obtenidas en el análisis espectral.

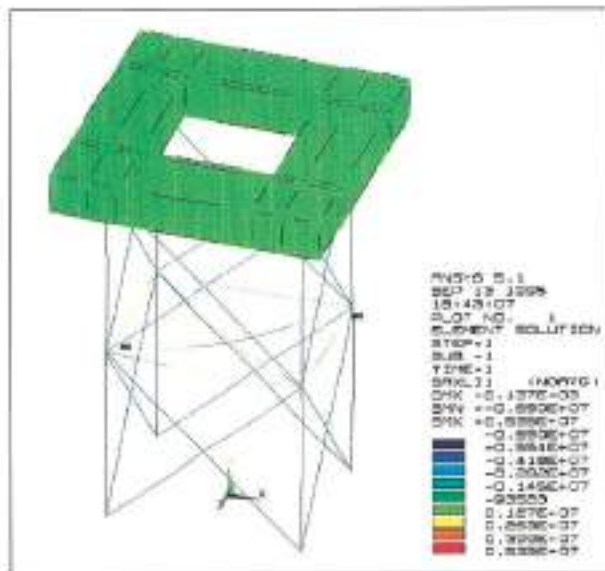


FIGURA 16. Tensiones axiales máximas debidas a la carga gravitatoria.

para poner a punto un proceso de cálculo por elementos finitos mediante la comparación de los resultados con los ensayos en el simulador sísmico.

El principal problema con el que se enfrenta el método analítico es conocer los valores del amortiguamiento. En los cálculos con el método de los elementos finitos el amortiguamiento puede introducirse de varias formas, y es difícil saber cuáles son las formas y valores adecuados sin realizar ensayos experimentales. En este campo, el simulador sísmico es una potente herramienta, pues tiene la capacidad de realizar desplazamientos muy precisos según una ley senoidal a distintas frecuencias y medir la respuesta de la estructura, lo que permite comparar los resultados con un análisis armónico por elementos finitos y así conocer la forma correcta de considerar el amortiguamiento. Posteriormente se puede programar en el simulador el acelerograma de un terremoto real y medir los desplazamientos que produce para utilizarlos como excitación en un análisis transitorio no lineal con el método de los elementos finitos y comparar los resultados.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- R. DOVE; J. BENNETT. *Scale Modeling of Reinforce Concrete Category I Structures Subjected to Seismic Loading*. Los Alamos National Laboratory, 1985. Los Alamos, NM 87545.
- C. FARRAR; W. BAKER; R. DOVE. *Dynamic Parameter Similitude for Concrete Models*. ACI Structural Journal / January-February 1994.
- N. M. NEWMARK; E. ROSENBLUTH. *Fundamentos de ingeniería sísmica*. Diana, 1976.
- M. WAKABAYASHI; E. M. ROMERO. *Diseño de estructuras sismorresistentes*. Mc. Graw Hill, 1988.
- B. A. BOLT. *Earthquakes*. Freeman, 1993.



CORVIAFLEX
UNA GAMA COMPLETA
DE
LIGANTES ELASTÓMEROS

«CORVISA»

EMULSIONES ASFALTICAS **FÁBRICAS**

Zurbano, 76
Tel. 442 75 00
28010 Madrid
Telex 43028
Fax (91) 442 96 76

HUELVA
S. Juan del Puerto a Moguer
Teléfono (955) 35 65 89

FRAGA (Huesca)
Camino del Torrente, s/n.
Teléfono (974) 47 01 35

TERUEL
Polígono I. La Paz
Teléfono (974) 60 39 59

ALBACETE
Polígono I. de Campollano
Teléfono (967) 21 11 83

CÓRDOBA
Polígono I. Las Quemadas
Teléfono (957) 25 30 22

ONZONILLA (León)
Ctra. León-Benavente
Teléfono (987) 20 15 12

ORENSE
Polígono San Ciprián
Tel. (988) 23 03 00

VITORIA
Polígono I. Araya
Teléfono (945) 30 41 34



TRATAMIENTO DE AGUAS DESDE 1964

		Qm ³ /día	POBLACION EQUIVALENTE
AGUAS POTABLES (municipales, industriales y desalación)	Construcción	2.666.276	11 millones
	Explotación	311.303	1,3 millones
AGUAS RESIDUALES (urbanas, industriales)	Construcción	2.201.822	8,9 millones
	Explotación	1.858.650	7,6 millones
TOTAL		7.038.051	28,8 millones

MAS DE 1.400 PLANTAS CONSTRUIDAS EN ESPAÑA Y EN EL EXTRANJERO

Para más información sobre tecnologías y financiación, póngase en contacto con el teléfono 94-481.73.90, fax 94-481.73.91 ó en el EMAIL: cadagu01@sarenet.es