

## NUEVOS CONCEPTOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS

Oscar Curadelli

Área de Dinámica Experimental, IMERIS, Fac. de Ingeniería, U.N. de Cuyo.  
Centro Universitario - Parque Gral. San Martín - Mendoza.  
ocuradelli@fing.uncu.edu.ar

### Resumen

La protección de construcciones e instalaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad que cumplen funciones esenciales dentro de la sociedad, tales como hospitales, centros de comunicaciones, centrales de generación de energía y centros militares, policiales y de bomberos requieren un diseño estructural con exigentes especificaciones. En todos estos casos, la aislación sísmica y la disipación de energía constituyen una tecnología alternativa apropiada para proveer protección adicional con una estrategia de diseño totalmente distinta a la de los métodos utilizados tradicionalmente. En construcciones proyectadas convencionalmente bajo cargas sísmicas, la rigidez, la resistencia estructural y la capacidad de disipación de energía constituyen las principales propiedades a tener en cuenta a fin de asegurar un adecuado comportamiento de manera de lograr que la Capacidad Estructural sea mayor que la Demanda Externa. Esta filosofía intentó satisfacer la desigualdad a través del aumento de la capacidad de los elementos estructurales (aumento de la resistencia rigidez y ductilidad) logrando así un margen de seguridad con el consecuente aumento del costo. Sin embargo, durante terremotos de mediana y alta intensidad, el daño en elementos estructurales y no estructurales es una consecuencia casi inevitable. Por otro lado, el nuevo concepto de protección sísmica consiste en satisfacer la desigualdad anterior pero en este caso modificando la demanda. Con la técnica de disipación de energía, se incorporan dispositivos proyectados específicamente para ese fin, sin sufrir degradación ni daño. Al disipar energía de una forma segura, las deformaciones en la estructura se reducen significativamente y consecuentemente la demanda de ductilidad. En el caso de aislación sísmica, también se reduce la demanda pero de forma diferente. Al desacoplar la estructura de las componentes horizontales del sismo a través de la incorporación entre la estructura y la fundación de elementos con baja rigidez horizontal y alta rigidez vertical se reduce significativamente la energía que "entra" en ella y por lo tanto la demanda que percibe.

En el presente trabajo se evalúa la eficiencia de este tipo de tecnologías aplicadas a diferentes tipologías estructurales. A partir del estudio comparativo entre las respuestas, en términos de desplazamientos, de una estructura diseñada convencionalmente y la misma provista de un sistema de protección sísmica, se demuestra la eficiencia de este último.

*Palabras clave:* disipación de energía, aislación sísmica, contenedores esféricos de líquidos.

### Abstract

**New concepts in seismic protection of structures.** Building protection in important structures, such as hospitals, communication centers, fire stations, etc., placed in high seismicity areas, require stringent specifications in the structural design. For these cases a new design strategy named, seismic isolations and energy dissipation are alternative technologies that provide additional protection. In conventionally designed structures under seismic load, the stiffness, structural strength and the energy dissipation capacity are the principal properties to be considered to assure structural capacity larger than external demand. This philosophy tries to satisfy the inequality increasing the structural elements capacity (strength, stiffness and ductility) to have more security level, which leads to higher costs. However, during moderate and high intensity earthquakes, damage in structural and non-structural elements is an unavoidable consequence.

On the other hand, the new concept in seismic protection is to satisfy the inequality modifying

the demand. In the energy dissipation technique, structures are provided by specific devices that do not suffer damage or degradation. When energy dissipation occurs, structure deformation is significantly reduced, and therefore, the ductility demand. In seismic isolation, the demand is also reduced, but in a different way. When the structure is decoupled from the horizontal components of the earthquake by mean of elements with low horizontal stiffness and high vertical stiffness located between the structure and foundation, the input energy and therefore, the demand is significantly reduced.

In the present work, the effectiveness of these technologies applied to different types of structures is evaluated. From a comparative study based on the displacement response of the original and up-dated structure, the effectiveness of the seismic protection system is proved.

*Key words:* energy dissipation, seismic isolation, spherical container

## Introducción

En general, en el diseño sísmico tradicional, se busca que la estructura permanezca en rango elástico para el caso de una excitación de baja intensidad, mientras que para niveles moderados y altos se permiten deformaciones inelásticas las cuales implican, en general, daño en elementos estructurales y no estructurales pero sin llegar al colapso de la estructura. Por otro lado, el daño de instalaciones secundarias, equipamientos y otros bienes contenidos en la estructura es casi inevitable y puede, en algunos casos, tener un mayor impacto económico que el daño estructural. Sólo en casos excepcionales esta última consideración es tenida en cuenta en el diseño. Además, esta filosofía adoptada en códigos y recomendaciones de diseño presenta algunas deficiencias, la disipación de energía se logra a través del daño estructural el cual es claramente indeseable. En algunos casos la tarea de recuperar a su estado original una estructura dañada por un terremoto es compleja y onerosa. Gran cantidad de investigaciones se han desarrollado en la búsqueda de alternativas y en las dos últimas décadas han recibido notable atención dos importantes tecnologías, la *aislación sísmica* y la *disipación de energía externa*. El primer sistema de protección es aplicado principalmente a estructuras nuevas y consiste en desacoplar la estructura de las componentes horizontales del sismo, separando las frecuencias dominantes de la estructura de las del movimiento sísmico a través de la incorporación en la base de elementos con baja rigidez horizontal y alta rigidez vertical. De esta manera se reduce significativamente la energía que "entra" en la estructura y por lo tanto la demanda que percibe. El segundo sistema es ampliamente utilizado tanto en estructuras nuevas como ya construidas. En este caso se incorporan dispositivos proyectados específicamente para disipar energía sin que acusen degradación ni daño. Al disipar una porción de la energía cinética inducida por el sismo de una forma segura, las deformaciones en la estructura se reducen signi-

ficativamente y consecuentemente la posibilidad de daño. El notable desarrollo que ha tenido el diseño sísmico sugiere que en un futuro cercano, la mayoría de las estructuras construidas en zonas de riesgo sísmico serán provistas de estos sistemas de protección. Un tratado completo sobre estado del arte de *sistemas pasivos de disipación de energía* fue reproducido por Soong y Dargush [1], mientras que Kelly [2] lo hizo sobre sistemas de *aislación sísmica*.

Este trabajo discute sobre las mejoras que se pueden lograr en el desempeño sísmico mediante la aplicación de ambas técnicas sobre una estructura tipo pórtico de tres vanos y diez pisos construida en acero y sobre un contenedor esférico de líquido presurizado utilizado en la industria petroquímica. Los análisis dinámicos se realizaron sobre modelos numéricos de Elementos Finitos tomando en consideración el comportamiento no lineal de los elementos estructurales y la interacción del fluido con la estructura para el caso del contenedor esférico. En el estudio se adoptó como excitación el acelerograma de Kobe, JMA, NS; Japón de 1995, uno de los sismos más destructivos que se han registrado en los últimos veinte años.

Existe una extensa variedad de dispositivos pasivos para disipar energía. Una de las formas más eficientes es la deformación inelástica de elementos metálicos y su uso se inició con el trabajo de Kelly *et al.* [3] y continuado luego por Skinner *et al.* [4,5]. Los dispositivos incluían vigas sometidas a flexión y torsión y láminas de acero en forma de "U". Modelos de amortiguadores metálicos con forma triangular y en "X" basados en las leyes de la mecánica fueron propuestos por Bergman y Goel [6], Wittaker *et al.* [7,8], Dargush y Soong [9], y Tsai *et al.* [10]. El trabajo de Robinson y Greenbank [11] propone el uso de la extrusión del plomo para disipar energía. Como continuación de este tipo de dispositivos, Monti y Robinson [12] y Curadelli y Riera [13] desarrollaron sendos amortiguadores comerciales de plomo que trabajan por deformaciones cortantes.

Curadelli y Riera [14] y Curadelli [15] muestran aplicaciones de este tipo de disipadores para aumentar la confiabilidad de estructuras sometidas a acciones sísmicas. Un tipo de dispositivo, que utiliza la fricción para disipar energía, fue desarrollado por Sumitomo Metal Industries Ltd e implementado en dos edificios en Japón (Aiken y Kelly [16], Aiken [17]). Levy *et al.* [18] presentan un método de diseño de sistemas pasivos para disipar energía basados en la fricción de uniones atornilladas sobre pórticos metálicos. Mualla y Belev [19] estudian la respuesta dinámica de un pórtico de acero que incorpora un dispositivo de fricción. Wu, *et al.* [20] presentan una mejora al amortiguador de fricción desarrollado por Pall Dynamics Ltd. Un trabajo que muestra un algoritmo para simular el comportamiento de estructuras que incorporan estos dispositivos fue recientemente presentado por De la Cruz *et al.* [21]. En relación con amortiguadores viscoelásticos es importante destacar los trabajos de Min *et al.* [22] que realizaron una serie de ensayos sobre un pórtico de cinco pisos de acero y muestran una metodología de proyecto. Wang *et al.* [23] tratan sobre el diseño óptimo de este tipo de disipadores para atenuar vibraciones en estructuras. Hwang *et al.* [24] presentan resultados de una evaluación experimental para determinar la eficiencia de sistemas de control de vibraciones mediante amortiguadores viscosos a estructuras de hormigón armado. Marko *et al.* [25] publicaron un trabajo que investiga la respuesta de una estructura de varios pisos, bajo cargas sísmicas, que incorpora la combinación de dispositivos de fricción y viscoelásticos ubicados dentro de muros de corte. Específicamente, en estructuras especiales como lo son las esferas contenedoras de líquidos sometidas a cargas sísmicas se puede mencionar el trabajo reciente de Castellano *et al.* [26] que describe diferentes esquemas de diseño que aumentan la capacidad y mejoran el comportamiento estructural mediante el uso de disipadores de fluidos viscosos y metálicos de pandeo restringido.

Posiblemente la primera implementación del concepto de aislación sísmica sobre una capa de suelo flexible se realizó en el Imperial Hotel de Tokio el cual fue uno de los pocos edificios en sobrevivir al devastador terremoto de Tokio en 1923. Durante los últimos 20 años han sido desarrollados una gran variedad de dispositivos entre los que se destacan los construidos con placas de acero y goma dispuestas en capas alternadas; otro modelo consta de placas de acero concéntricas entre las cuales se ubican capas de teflón que friccionan entre sí junto a un núcleo central de goma y el tercer tipo es un innovador aislador

denominado péndulo de fricción que consta de una superficie cóncava, generalmente construida de acero inoxidable, donde desliza un patín cuya superficie de contacto es de teflón (Skinner *et al.* [27], Kelly [28], Naeim y Kelly [29]). Jangid y Datta [30] publicaron un trabajo que muestra el estado del arte de estos sistemas de protección. Uno de los pocos trabajos publicados sobre el comportamiento de estructuras reales aisladas, se debe a Celebi [31]. Estudios referidos a la determinación de la respuesta dinámica de estructuras aisladas han recibido mucha atención (Crandall *et al.* [32], Mostaghel y Khodaverdian [33], Su *et al.* [34], Constantinou y Papageorgiou [35], Lin *et al.* [36], Jangid y Kelly [37], Jangid [38]). Wu y Samali [39] y Tsai *et al.* [40] reportaron ensayos experimentales de modelos estructurales provistos de aisladores en la base. Spyarakos *et al.* [41,42], investigaron los efectos de la interacción del suelo con la estructura en edificios con aislación en la base. Kilar y Koren [43] muestran los efectos torsionales de estructuras asimétricas aisladas.

## Descripción y modelación de las estructuras

### Estructura 1: Edificio de acero

En este ejemplo se estudia el comportamiento dinámico de un pórtico, con tres vanos y diez pisos de una estructura de acero, reportada por Bertero *et al.* [44]. Dicha estructura fue diseñada para una aceleración máxima del suelo de 0.5g según el código UBC (Uniform Building Code [45]) para la ciudad de California, EE.UU. La masa total por piso es de 47t, con un amortiguamiento crítico de 2% y, período fundamental, para vibraciones de pequeña amplitud, de  $T_1 = 1.67s$ . La tensión de fluencia del acero fue considerada igual a  $f_y = 2.48 \times 10^8$  Pa, con módulo de Young de  $E = 2 \times 10^{11}$  Pa. La Figura 1 muestra las características geométricas de la estructura.

Se construyó un modelo numérico de la estructura a fin de simular su comportamiento dinámico bajo excitación sísmica. Las vigas y columnas se modelaron con elementos de viga con 6 (seis) grados de libertad por nodo.

Una de las estrategias para mejorar el comportamiento dinámico del sistema se basa en la incorporación de un sistema de disipación de energía constituido por amortiguadores dispuestos en diagonales sobre el vano central como se muestra en la Figura 1. Los amortiguadores son representados en el modelo mediante elementos de viga con propiedades elasto-plásticas cuyos parámetros fueron calibrados de manera tal que, todos entran en fluencia simultáneamente cuando

la estructura, al deformarse de acuerdo al primer modo de vibración, alcanza una distorsión horizontal de piso de 0.1% y una fuerza lateral total igual al 30% del peso de la estructura. En la relación constitutiva de cada amortiguador se adoptó un endurecimiento de 1.25%. La distribución en altura de la capacidad de los amortiguadores se indica en la Tabla I.

Como segunda estrategia de protección fue estudiado el comportamiento estructural instalando un sistema compuesto por aisladores tipo LRB (lead-rubber bearings) cuyo comportamiento se ajusta a una ecuación constitutiva bilineal representados mediante elementos de viga con comportamiento elasto-plástico. La rigidez de cada aislador se definió mediante un análisis paramétrico de manera tal que, el modo fundamental de vibración de la estructura posea un periodo calculado a partir de un criterio óptimo propuesto. El criterio consistió en elegir el periodo fundamental de la estructura para el cual se produce el menor desplazamiento relativo máximo entre el décimo piso (techo) y el nivel inferior para un desplazamiento máximo del sistema de aislación admitido durante el evento sísmico. La Figura 2 muestra el desplazamiento relativo máximo mencionado y el desplazamiento máximo del sistema de aislación para el rango de periodos fundamentales estudiado. De los resultados obtenidos se adoptó un periodo fundamental (“elástico”) de la estructura aislada,  $T_a = 1.9s$ .

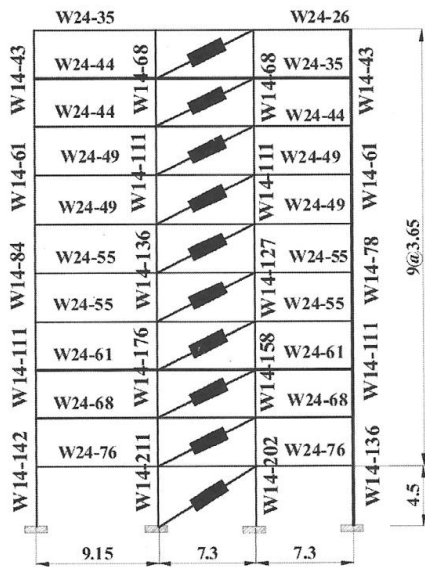


Figura 1. a) Geometría de la Estructura de acero y ubicación de amortiguadores.

Capacidad de amortiguadores	
Piso	Capacidad [kN]
1	200
2	190
3	185
4	175
5	162
6	144
7	123
8	97
9	67.4
10	35
Total:	13.80

\*corresponde al 30% del peso de la estructura.

Tabla I. Distribución de la capacidad de amortiguadores en altura.

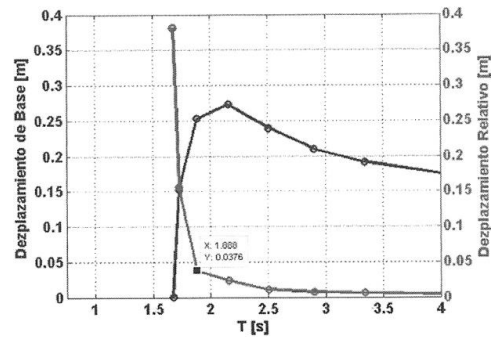


Figura 2. Desplazamiento máximo relativo entre el techo y el nivel inferior.

— Desplazamiento máximo del sistema de aislación sísmica.  
 — Ambos en función del periodo fundamental de la estructura.

**Estructura 2: Contenedor esférico de líquido.**

Como segundo ejemplo, se presenta el estudio de un contenedor esférico cuyo contenido de líquido es de 70% de su volumen (Figura 3). El mismo está compuesto básicamente por una esfera de 12,4m de diámetro, formada por chapas de acero soldadas de 25.4mm de espesor. El volumen interior total es de aproximadamente 1000m<sup>3</sup> (masa total en la prueba hidráulica 1000t) y almacena propileno de densidad 0,5t/m<sup>3</sup> por lo que, cuando se encuentra totalmente llena tiene una masa de líquido de 500t. Dicha esfera está recubierta de material aislante y es soportada por 6 patas cilíndricas de acero igualmente espaciadas sobre una circunferencia de diámetro 12.096m; el diámetro exterior de cada pata es de 0.786m

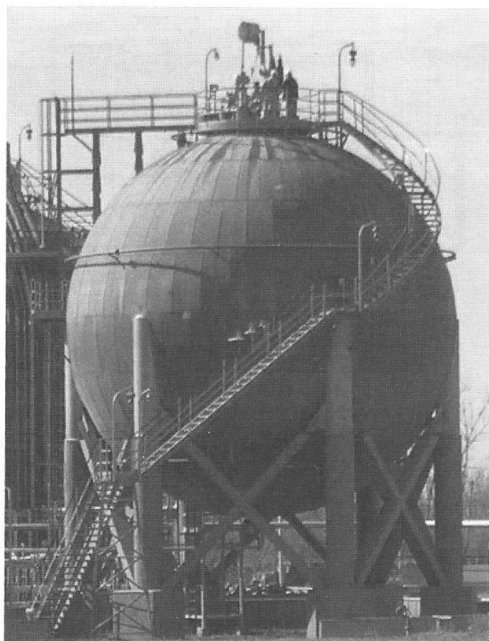


Figura 3. Contenedor esférico analizado.

y 12,0mm de espesor. Las mismas se encuentran empotradas en la fundación y unidas a la esfera en su parte superior y entre sí mediante una viga PNI 450. La rigidez lateral es provista principalmente por pares de riostras en forma de "X" que vinculan patas adyacentes y están construidas por placas de acero de 300x25,4mm. Cabe mencionar que la estructura soporte se encuentra recubierta por hormigón ignífugo.

Con el objetivo de llevar a cabo el análisis dinámico, se construyó un modelo de Elementos Finitos de la estructura tomando en cuenta la interacción del fluido con la estructura. Las vigas se modelaron con elementos de viga con 6 (seis) grados de libertad por nodo. Para considerar el comportamiento no lineal con rigidez nula a compresión debido al pandeo a pequeña carga y elasto-plasticidad a tracción, las riostras se representaron mediante dos elementos de barra en serie con propiedades adecuadas. La esfera se modeló con elementos de cáscara con 6 (seis) grados de libertad por nodo que incluyen efectos membranales, flexionales y de corte. Las columnas se modelaron con elementos tipo "pipe" con 6 (seis) grados de libertad por nodo y se consideraron empotradas en la base. El líquido, admitido sin viscosidad e irrotacional, fue representado con elementos hexaédricos de 3 grados de libertad por

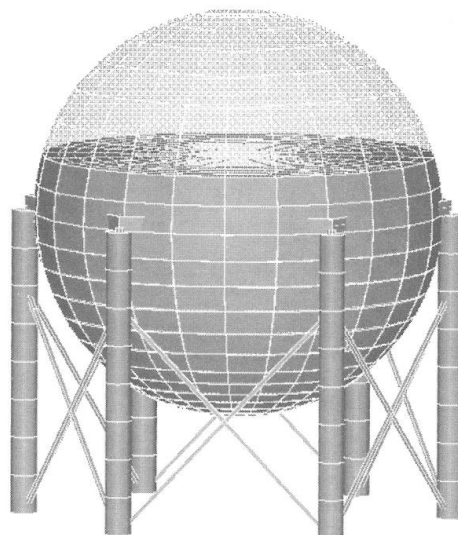


Figura 4. Modelo de EF. Contenido de líquido 70%.

nodo, los cuales permiten representar efectos de aceleración como "sloshing". Para satisfacer las condiciones de continuidad en la interfase entre el líquido y la cáscara, los nodos "coincidentes" son acoplados en la dirección normal a la interfase, permitiendo el desplazamiento tangencial. La Figura 4 muestra el modelo utilizado en el análisis.

El sistema de disipación de energía consistió en reemplazar las riostras convencionales que soportan esfuerzos exclusivamente de tracción por amortiguadores que disipan energía a través de ciclos estables en tracción y compresión. En el modelo numérico, los amortiguadores fueron representados mediante elementos de viga con propiedades elasto-plásticas cuya capacidad fue definida bajo la premisa de mantener la rigidez lateral del sistema convencional admitiendo un desplazamiento de fluencia de 2mm. El endurecimiento adoptado en la ecuación constitutiva fue de 1.25% como se recomienda en Catellano *et al.* [26].

El sistema de aislación sísmica fue compuesto por elementos tipo LRB (lead-rubber bearings) con ecuación constitutiva bilineal representados mediante elementos de viga con comportamiento elasto-plástico. Similarmente al ejemplo anterior, la rigidez de cada aislador se definió mediante un análisis paramétrico de manera tal que, el modo fundamental de vibración

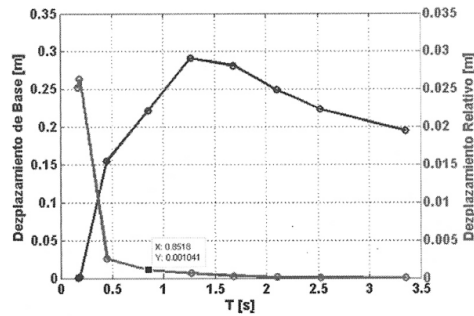


Figura 5. —●— Desplazamiento máximo relativo entre el centro de masa y el pie de columna.  
—▲— Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sísmica.

de la estructura posea un periodo determinado a partir de un criterio propuesto. El criterio adoptado consistió en elegir el periodo fundamental de la estructura para el cual se produce el menor desplazamiento relativo máximo entre el extremo superior y el pie de columna para un desplazamiento máximo del sistema de aislamiento admitido durante el evento sísmico. La Figura 5 muestra el desplazamiento relativo máximo mencionado y el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento para el rango de periodos fundamentales estudiado. Para llevar a cabo el análisis dinámico se adoptó un periodo fundamental (“elástico”) de la estructura aislada,  $T_a = 0.85s$ .

### Excitación sísmica

En el estudio se adoptó como excitación, el sismo de Kobe, JMA, NS, Japón de 1995, escalado a una aceleración pico de  $5m/s^2$  para la estructura 1 y de  $5.4m/s^2$  para la estructura 2. El acelerograma y su espectro de pseudo-aceleración para un amortiguamiento del 5% se muestra en la Figura 6a y 6b, respectivamente.

### Resultados del estudio numérico

Inicialmente, a fin de obtener los modos y frecuencias naturales de los sistemas estructurales estudiados, se resolvió el problema de valores y vectores característicos correspondientes a cada estructura.

Con el objetivo de investigar la eficiencia de los sistemas de protección sísmica, la respuesta dinámica de la estructura provista con el sistema de disipación de energía en un caso y aislada en otro, es comparada con la obtenida en condiciones originales (sistema convencional). La respuesta estructural en términos de desplazamiento fue ob-

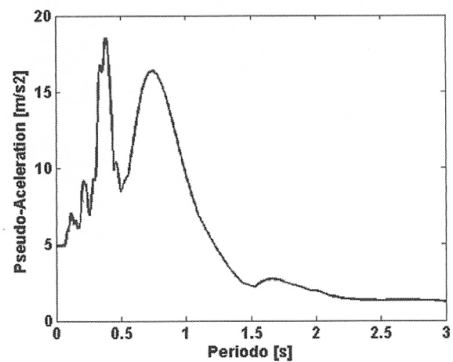
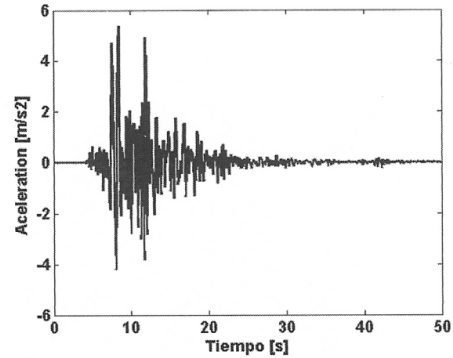


Figura 6. a) Acelerograma de Kobe, JMA, NS, Japón de 1995. b) Espectro de respuesta.

tenida, mediante integración numérica directa en el dominio del tiempo, para cada caso analizado.

### Estructura 1

Los modos de vibración y los periodos fundamentales para cada condición estudiada considerando la rigidez pre-fluencia son listados en la Tabla II. Los resultados corresponden a condiciones de empotramiento en la base. La Figura 7a muestra el modo fundamental de vibración de la estructura en su estado original. El modo fundamental de la estructura provista del sistema de disipación de energía es similar al anterior ya que

Estructura 1: Pórtico de acero		
Períodos fundamentales [s] (sistema elástico)		
Condiciones Originales	Con sistema de disipación	Con sistema de aislamiento
1.67	1.04	1.9

Tabla II. Periodo del modo fundamental de vibración. Estructura 1.

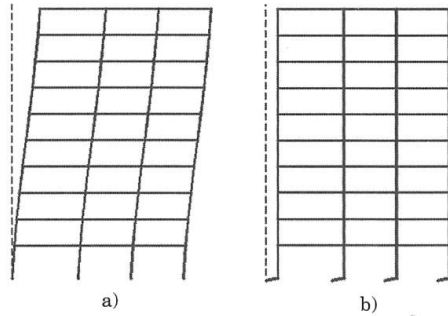


Figura 7. Modo de vibración fundamental.  
a) Estado original y con disipación de energía,  
b) con aislación sísmica.

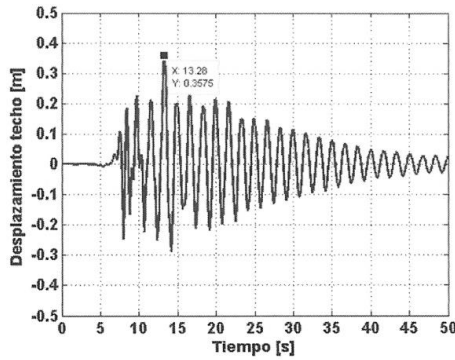


Figura 8. Desplazamiento horizontal del techo de la estructura en condiciones originales.

como se mencionó, la rigidez de los amortiguadores se eligieron de manera tal de conservar la forma modal fundamental. En la Figura 7b se presenta el modo fundamental de la estructura sustentada por el sistema de aislación sísmica. En ella se observa que las deformaciones se concentran en el sistema de aislación sísmica.

Al incorporar el sistema de disipación de energía se observa que el desplazamiento horizontal máximo del techo se reduce de 0.3575 m para el caso convencional (Figura 8) a 0.1953 m (Figura 9). El ciclo de histéresis del disipador ubicado en el primer piso de muestra en la Figura 10.

Similarmente, en la Figura 11 se muestra que el desplazamiento relativo máximo entre el techo y el nivel inferior es de 0.04m cuando se instala el sistema de aislación sísmica. El desplazamiento máximo del sistema de aislación alcanza 0.25m.

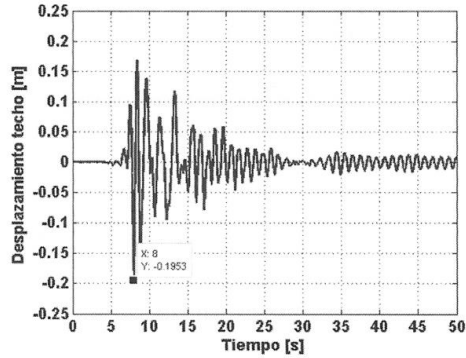


Figura 9. Desplazamiento horizontal del techo de la estructura provista del sistema de disipación de energía.

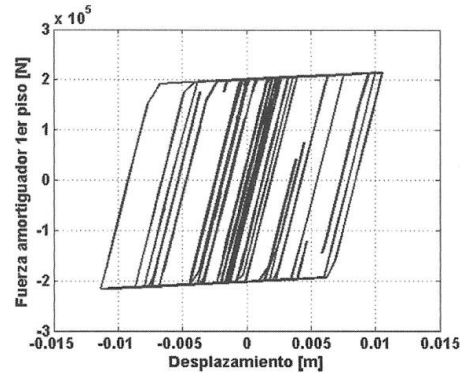


Figura 10. Ciclo histéresis del disipador del primer piso durante el evento sísmico.

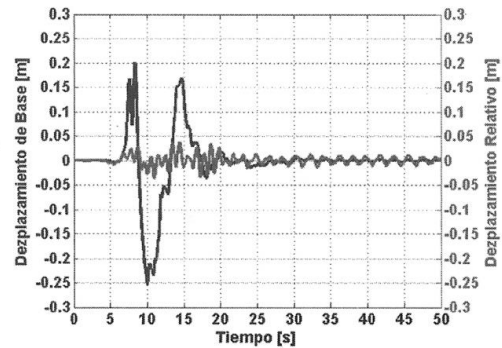


Figura 11. Desplazamiento horizontal del techo de la estructura sustentada por el sistema de aislación sísmica.

Estructura 2: Contenedor esférico		
Períodos fundamentales [s] (sistema elástico)		
Condiciones Originales	Con sistema de disipación	Con sistema de aislación
0.163 (0.2123*)	0.165	0.85

\*considera la rigidez equivalente debido al pandeo de las riostras en compresión.

Tabla II. Período del modo fundamental de vibración. Estructura 2.

*Estructura 2*

De la misma manera que para la estructura 1, los periodos de los modos de vibración fundamentales son listados en la Tabla III. Se admitieron para la estructura, condiciones de empotramiento en la base. En el análisis dinámico de este caso, las riostras diagonales se admitieron sin rigidez a compresión debido a que el pandeo ocurre para una carga relativamente pequeña. En la Tabla III se presentan ambos resultados: a) caso de pequeños desplazamientos (sin considerar pandeo de las riostras) teniendo en cuenta la rigidez completa en tracción y compresión de las riostras y b) considerando solo la mitad de la rigidez lateral (rigidez equivalente) a fin de obtener una estimación de las frecuencias naturales del sistema admitiendo el pandeo de las riostras comprimidas.

En la Figura 12a se muestra el modo fundamental de vibración de la estructura en su estado original (sin considerar pandeo de las riostras). El modo fundamental de la estructura provista del sistema de disipación de energía es similar al anterior ya que como se mencionó, la rigidez pre-fluencia de los amortiguadores se eligió de manera tal de conservar la misma rigidez lateral del sistema original. En la Figura 12b se

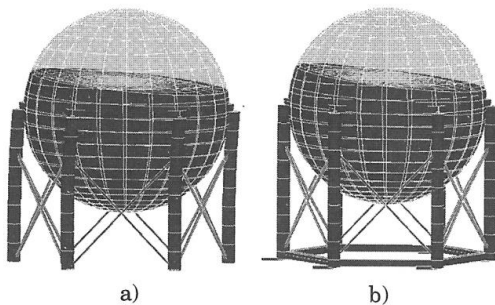


Figura 12. Modo de vibración fundamental. a) Estado original y con disipación de energía, b) con aislación sísmica.

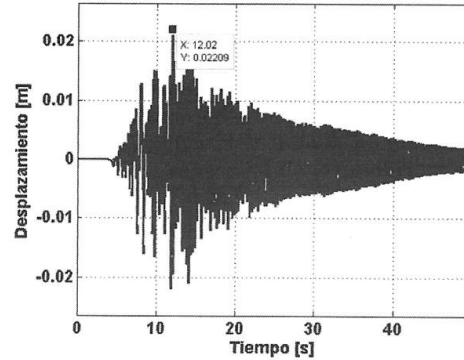


Figura 13. Desplazamiento horizontal del extremo superior de las columnas de la esfera en condiciones originales.

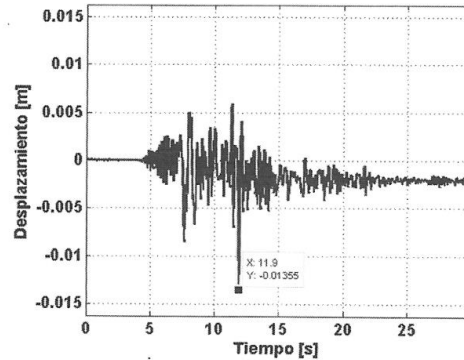


Figura 14. Desplazamiento horizontal del extremo superior de las columnas de la esfera provista del sistema de disipación de energía.

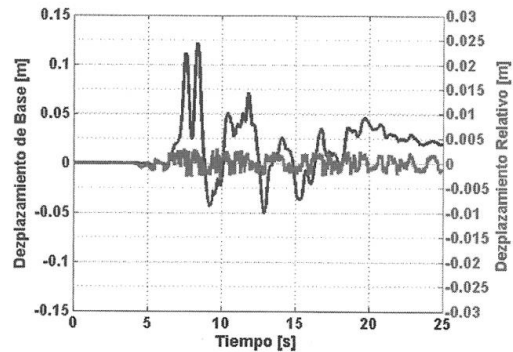


Figura 15. Ciclo histórico de uno de los disipadores ubicado en un plano paralelo a la dirección de la excitación.



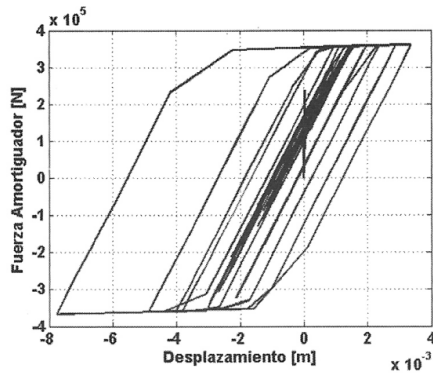


Figura 16. Desplazamiento horizontal del extremo superior de las columnas de la esfera provista del sistema de aislación sísmica.

presenta el modo fundamental de la estructura sustentada por el sistema de aislación sísmica.

Con el objetivo de investigar la eficiencia de los sistemas de protección sísmica, la respuesta dinámica de la estructura provista con el sistema de disipación de energía en un caso y con aislación sísmica en otro, es comparada con la obtenida en el estado original.

En la Figura 13 se presenta la variación en el tiempo del desplazamiento horizontal del extremo superior de una columna de la esfera durante la acción sísmica para el estado original de la estructura estudiada. La Figura 14 muestra el desplazamiento horizontal máximo del extremo superior de una columna de la estructura provista del sistema de disipación de energía. Se puede observar que el desplazamiento máximo se reduce aproximadamente 40% respecto del caso original. El ciclo de histéresis de uno de los disipadores, ubicado en un punto paralelo a la dirección de excitación se muestra en la Figura 15. Similarmente, en la Figura 16 se observa que cuando se instala el sistema de aislación sísmica, el desplazamiento relativo horizontal máximo entre ambos extremos de la columna se reduce al 15% del obtenido originalmente.

## Conclusiones

Con el objeto de mejorar el comportamiento sísmico de dos estructuras con tipologías diferentes y diseñadas convencionalmente, se implementaron dos nuevas tecnologías de protección sísmica, un sistema de disipación de energía externa y un sistema de aislación sísmica. Se determinaron las respuestas dinámicas para una estructura tipo pórtico de acero con tres vanos y diez pisos y para un contenedor esférico de líquido con y sin sistemas de protección.

Entre los dos sistemas innovadores de protección sísmica estudiados se confirmó, por simulación numérica, que la aislación sísmica es el más eficiente en términos de reducción de desplazamientos en ambas estructuras estudiadas, alcanzando valores de reducción del orden de 6 veces. Sin embargo, aunque la aislación sísmica es relativamente fácil de instalar en estructuras nuevas, su implementación en estructuras existentes es mucho más difícil y onerosa que el sistema de disipación de energía. Con este último sistema se alcanzaron reducciones en desplazamientos del orden del 40%.

Si bien en este trabajo se utilizó solo un registro sísmico, para diseñar sistemas de protección, es recomendable realizar un estudio más amplio que incluya varios registros que representen las condiciones particulares de la zona de emplazamiento de la estructura.

## Agradecimientos

El autor agradece el soporte financiero de CONICET y Universidad Nacional de Cuyo.

## Referencias

- [1] T.T. Soong & G.F. Dargush. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. John Wiley & Sons, 1997.
- [2] J.M. Kelly, *Soil Dynam. Earthquake Engrg.* **5**, 202 (1986).
- [3] J.M. Kelly, R.I. Skinner & A.J. Heine, *Bull. N.Z. Soc. Earthquake Engrg.*, **5**, 63 (1972).
- [4] R.J. Skinner, J.M. Kelly & A.J. Heine, *Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, **3**, 287 (1975).
- [5] R.J. Skinner, R.G. Tyler, A.J. Heine & W.H. Robinson, *Bull. N.Z. Soc. Earthquake Engrg.*, **13**, 22 (1980).
- [6] D.M. Bergman & S.C. Goel, Report No UMCE 87-10, The Univ. of Michigan, Ann Arbor, MI (1987).
- [7] A. Wittaker, V. Bertero, J. Alonso, & C. Thompson, Report No UCB/EERC-89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA. (1989).
- [8] A.S. Wittaker, V.V. Bertero, C.L. Thompson, & L.J. Alonso, *Earthquake Spectra*, **7**, 563 (1991).
- [9] G.F. Dargush & T.T. Soong, *Earthquake Spectra*, **11**, 545 (1995).
- [10] C.S. Tsai & K.C. Tsai, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, **121**, 1075 (1995).
- [11] W.H. Robinson & Greenbank, *Earthquake Engrg. Struct. Dynamic*, **4**, 251 (1976).
- [12] M.D. Monti & W.H. Robinson, *Proc. of the Eleventh WCEE*, Acapulco, Mexico (1996).
- [13] O. Curadelli & J.D. Riera, *Mech. Engrg. Sci.* **221**, 159 (2007).
- [14] O. Curadelli & J.D. Riera, *Eng. Struct.* **26**, 1931 (2004).

- [15] O. Curadelli, *Eng. Struct.* (en revisión) (2010).
- [16] I.D. Aiken & J.M. Kelly, Report no. UCB/EERC'90/03, EERC, Univ. of California at Berkeley (1990).
- [17] I.D.Aiken, *et al.*, *Earthquake Spectra*, **9**, 335 (1993).
- [18] R. Levy, E. Marianchik, A. Rutenberg & F. Segal, *Engrg. Struct.* **23**, 250 (2001).
- [19] I.H. Mualla & B. Belev, *Eng. Struct.* **24**, 365 (2002).
- [20] B. Wu, J. Zhang, M.S. Williams & J. Ou, *Eng. Struct.* **27**, 1258 (2005).
- [21] S.T. De la Cruz, F. Lopez-Almansa & S. Oller, *Comput. Struct.* **85**, 30 (2007).
- [22] K.W. Min, J. Kimb & S.H. Lee, *Eng. Struct.* **26**, 83 (2004).
- [23] X.Y. Wang, Y.Q. Nib, J.M. Kob & Z.Q. Chen, *Eng. Struct.* **27**, 792 (2005).
- [24] Hwang Jenn-Shin, Tsai Chun-Hsiang, Wang Shiang-Jung & Huang Yin-Nan, *Eng. Struct.* **28**, 1816 (2006).
- [25] J. Mark, D. Thambiratnam & N. Perera, *Eng. Struct.* **26**, 1939 (2004).
- [26] M.G. Castellano, A. Poggianti & P. Summers, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland, 3-8 September Paper Number: 1001 (2006).
- [27] R.I. Skinner, W.H. Robinson & G.H. McVerry, *An Introduction to Seismic Isolation*. John Wiley & Sons, Chichester (1993).
- [28] J.M. Kelly, *Earthquake-Resistant Design With Rubber*. Springer, New York (1993).
- [29] F. Naeim & J.M. Nelly, *Design of Seismic Isolated Structures*. John Wiley & Sons, Chichester (1999).
- [30] R.S. Jangid & T.K. Datta, *Struct. Buildings*, **110**, 186 (1995).
- [31] Celebi/Mehmet, *The Structural Design of Tall Buildings*, **5**, 95 (1996).
- [32] T.K. Crandall, S. Lee & J.H. Williams, *ASME J. Appl. Mech.* **41**, 1094 (1974).
- [33] N. Mostaghel & M. Khodaverdian, *Earthquake Engrg. Struct. Dynam.* **15**, 379 (1987).
- [34] L. Su, G. Ahmadi & I.G. Tadjbakhsh, *Probab. Engrg. Mechan.* **5**, 35 (1990).
- [35] M.C. Constantinou & A.S. Papageorgiou, *Probab. Engrg. Mechan.* **5**, 27 (1990).
- [36] B.C. Lin, I.G. Tadjbakhsh, A.S. Papageorgiou & G. Ahmadi, *ASCE J. Engrg. Mech.* **116**, 446 (1990).
- [37] R.S. Jangid & J.M. Kelly, *Earthquake Engrg. Struct. Dynam.* **30**, 691 (2001).
- [38] R.S. Jangid, *Eng. Struct.* **29**, 2503 (2007).
- [39] Y.M. Wu & B. Samali, *Eng. Struct.* **24**, 1203 (2002).
- [40] C.S. Tsai, Po-Ching Lu, Wen-Shin Chen, Tsu-Cheng Chiang, Chen-Tsung Yang & Yung-Chang Lin, *Eng. Struct.* **30**, 2321 (2008).
- [41] C.C. Spyarakos, I.A. Koutromanos & C.A. Maniatakis, *Soil Dynam. Earthquake Engrg.* **29**, 658 (2009).
- [42] C.C. Spyarakos, C.A. Maniatakis & I.A. Koutromanos, *Eng. Struct.* **31**, 729 (2009).
- [43] V. Kilar & D. Koren, *Eng. Struct.* **31**, 910 (2009).
- [44] V. Bertero, S. Mahin & R. Herrera, *Earthquake Engrg. Struct. Dynam.* **6**, 31 (1978).
- [45] U.B.C. Uniform Building Code. vol. 1-3, 1997.

Manuscrito recibido el 15 de abril de 2010.

Aceptado el 15 de julio de 2010.