

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS FRENTE A SISMOS DE FALLA CERCANA

Martín Domizio^{a,b}, Daniel Ambrosini^{a,b}, y Oscar Curadelli^{a,b}

^a*Maestría en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo Centro Universitario - Parque Gral. San Martín - 5500 Mendoza, mndomizio@conicet.gov.ar*
<http://fing.uncu.edu.ar/academico/posgrados/estructural/maestria-en-ingenieria-estructural>

^bCONICET

Palabras Claves: Amortiguadores de Masa Sintonizada, Sismo de Falla Cercana, Colapso, Análisis Dinámico no Lineal.

Resumen. Los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) son dispositivos utilizados en el control de vibraciones desde comienzos del siglo XX. Sin embargo, su implementación en estructuras civiles para el control de la respuesta frente a la acción sísmica es más reciente. Si bien ya se ha demostrado su eficiencia en sismos de larga duración, está en discusión la conveniencia de su utilización en sismos de corta duración. En este contexto, se plantea el estudio de este tipo de dispositivos, no como alternativa frente a la aislación sísmica, que es claramente superior, sino como una mejora en la seguridad estructural de edificios existentes.

En diferentes eventos sísmicos se han obtenido registros en las proximidades de las fallas que presentan un carácter impulsivo y se denominan comúnmente sismos de falla cercana. En el presente trabajo se estudia la capacidad de los AMS para controlar la respuesta de estructuras que incursionan en rango inelástico, y alcanzan eventualmente el colapso, frente a la acción de este tipo de sismos.

Se presentan en este trabajo los resultados de una serie de análisis dinámicos no lineales realizados sobre el modelo numérico de un edificio de 4 niveles sometido a la acción de sismos de falla cercana. La estructura del edificio está conformada por pórticos metálicos en las dos direcciones y en el último nivel se adiciona un AMS con distintos valores de masa, evaluando su desempeño al comparar la respuesta de la estructura con y sin el dispositivo de control.

1 INTRODUCCIÓN

El uso de amortiguadores de masa sintonizados (AMS) se encuentra dentro de las estrategias empleadas en el control de vibraciones en estructuras civiles. Estos dispositivos cuentan en su versión más simple con una masa conectada a la estructura principal mediante un resorte. Debido al desplazamiento relativo que existe entre la masa móvil y la estructura principal se produce una transferencia de energía hacia el dispositivo, siendo máxima cuando la frecuencia de oscilación del AMS se aproxima a la frecuencia del modo que se desea controlar en la estructura.

El dispositivo original fue propuesto por [Frahm \(1909\)](#), y resulta útil en la reducción de las vibraciones ocasionadas por cargas armónicas de larga duración y frecuencias muy próximas a las frecuencias de resonancia de la estructura a proteger. Sin embargo, su eficacia en el control de vibraciones se ve reducida cuando actúan sobre la estructura otro tipo de cargas. La incorporación de un amortiguador viscoso en paralelo con el resorte del AMS fue estudiada inicialmente por Den Hartog ([Ormondroyd y Den Hartog, 1928](#)). Esta incorporación permite que el dispositivo sea capaz de controlar la respuesta estructural frente a acciones con un mayor contenido en frecuencia, aumentando su robustez frente a la variabilidad de la carga. Para aumentar el ancho de banda de frecuencias en la cual el dispositivo es efectivo, se han propuesto y estudiado diversas alternativas a la configuración clásica utilizando múltiples AMS, tanto en paralelo ([Iwanami y Seto, 1984](#); [Xu e Igusa, 1992](#), [Li & Ni, 2007](#)) como en serie ([Li y Zhu, 2006](#); [Zuo 2009](#)).

El comportamiento del dispositivo queda definido por la cantidad de masa asignada, la frecuencia a la cual se sintoniza y el amortiguamiento empleado. La determinación de los valores óptimos de estos parámetros en función de diferentes objetivos (disminución de desplazamientos máximos, distorsiones de piso, corte basal, etc.) y para distintos tipos de excitación (armónica, ruido blanco, etc.) ha sido estudiada por varios autores ([Warburton, 1982](#); [Fujino y Abe, 1993](#); [Bekdaş y Nigdeli, 2011](#)).

Otro factor que resulta influyente sobre el desempeño del AMS es la variación de las propiedades dinámicas, tanto en la estructura principal como en el dispositivo, respecto de los valores determinados en la etapa de diseño. Este efecto es conocido como desintonizado, y se puede observar en estructuras que incursionan en rango inelástico o sufren algún tipo de daño, con la consecuente disminución de su frecuencia fundamental. El efecto del desintonizado sobre el rendimiento de los AMS fue estudiado por [Rana y Soong \(1998\)](#), y diversos autores han realizados estudios sobre la optimización de parámetros del AMS con el objetivo de disminuir la sensibilidad frente a esta variación de propiedades estructurales ([Marano et al., 2010](#); [Zhang et al., 2011](#)).

La eficiencia de los AMS frente a acciones sísmicas ha sido estudiada por numerosos autores ([Sladek & Klingner, 1983](#); [Villaverde, 1994](#); [Bernal, 1996](#); [Pinkaw et al., 2003](#); [Matta y Destefano, 2009](#)) y ha mostrado ser dependiente del contenido en frecuencia (tanto por el ancho de banda como por la influencia sobre los modos más altos de vibrar) y duración de la acción, así como del grado de incursión en rango no lineal por parte de la estructura. También se han realizado estudios específicos sobre la

optimización de parámetros para este tipo de acciones (Sadek et al., 1997; Hoang et al., 2008; Chakraborty y Roy, 2011; Miranda, 2013).

En particular, los registros sísmicos de falla cercana poseen una corta duración significativa, con unos pocos pulsos de gran amplitud y baja frecuencia. Este carácter impulsivo plantea un interrogante sobre el desempeño del AMS, el cual posee un escaso tiempo para transferir energía desde la estructura principal. Un análisis sobre la eficiencia de los AMS en estructuras lineales de uno y múltiples grados de libertad sometidas a sismos de falla cercana fue realizado por Matta (2011). En este estudio se muestra como el AMS reduce un orden del 25% los desplazamientos máximos cuando la frecuencia fundamental es próxima a la frecuencia dominante de la excitación, asignando al dispositivo una masa que representa un 10% de la masa de la estructura principal. En un trabajo posterior del mismo autor (Matta, 2013), donde se buscan valores de parámetros óptimos de AMS para reducir la respuesta de la estructura frente a cargas tipo pulso, se concluye que tanto la frecuencia a la cual se sintoniza el dispositivo como su amortiguamiento deben ser significativamente más bajos que los valores óptimos determinados para cargas armónicas. Sin embargo, estos trabajos tienen la gran limitación de la hipótesis de linealidad física que generalmente no se cumple en los terremotos de importancia para la seguridad estructural.

En el presente trabajo se propone el uso de AMS, no como alternativa frente a la aislación sísmica, que es claramente superior, sino como una mejora en la seguridad estructural de edificios existentes. En este contexto, se analiza el desempeño de los AMS implementados en una estructura de múltiples grados de libertad sujeta a la acción de una serie de registros sísmicos de falla cercana. En particular se investiga la capacidad para evitar el colapso por parte del dispositivo, encontrando para cada registro el valor de aceleración máxima del suelo que produce el colapso estructural. Se compara luego este valor obtenido para la estructura sin control con las aceleraciones que producen el colapso de la estructura con la inclusión del AMS y distintas masas asignadas, y se elaboran las conclusiones.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y EL MODELO NUMÉRICO

La estructura empleada en este trabajo corresponde a la de un edificio de 4 niveles, cuyo sistema resistente a acciones tanto horizontales como verticales está materializado por pórticos metálicos dispuestos en las dos direcciones principales. Las secciones de los elementos estructurales del modelo se detallan en la Tabla 1, y su disposición geométrica se muestra en la Figura 1.

Piso	Sección del Elemento			
	VM1	VM2	VM3	CM
1	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	H-390x200x10x16	RHS - 300x300x9
2	H-396x199x7x11	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	RHS - 300x300x9
3	H-350x175x7x11	H-350x175x7x11	H-340x175x9x14	RHS - 300x300x9
4	H-346x174x6x9	H-346x174x6x9	H-346x174x6x9	RHS - 300x300x9

Tabla 1: Secciones de elementos estructurales metálicos del edificio de 4 niveles.

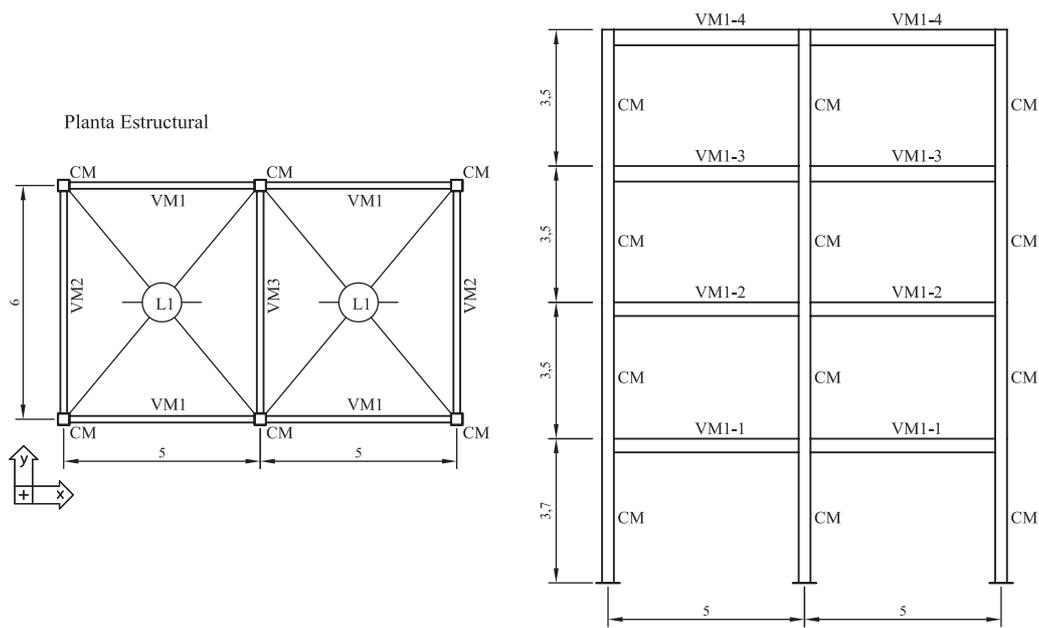


Figura 1: Esquema estructural del edificio de 4 niveles.

La estructura fue ensayada experimentalmente en escala real en la mesa vibratoria del laboratorio E-Defense en el año 2007 (Suita et al., 2008), dentro del marco de un concurso de predicción de la respuesta frente a acciones sísmicas. El modelo experimental alcanzó el colapso estructural cuando se empleó el registro de la estación Takatori del sismo de Kobe de 1995, debido a la formación de un mecanismo de piso, con pandeo local de la sección tubular cuadrada en ambos extremos de cada columna, como se observa en la Figura 2.

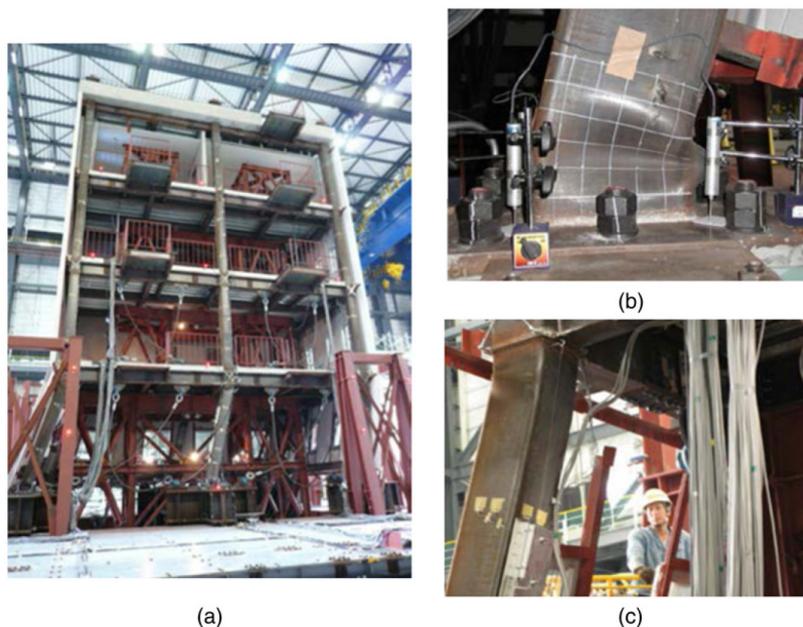


Figura 2: Ensayo de edificio analizado: a) deformación final de la estructura, b) pandeo local en base de columna, c) pandeo local en extremo superior de columna (Lignos et al., 2013).

El modelo numérico de la estructura fue realizado con el software [ANSYS \(2010\)](#), empleando elementos de placa de 4 nodos y 6 grados de libertad por nodo, siendo aptos para casos donde se tienen grandes deformaciones tanto dentro como fuera del plano del elemento. Para modelar el resorte y el amortiguador del AMS se utilizaron elementos unidimensionales, mientras que la masa se modeló con un único elemento puntual.

Por condiciones de simetría estructural y de carga respecto del mismo eje, se modeló la mitad la estructura, como se observa en la [Figura 3](#), realizando un mallado con elementos de 30 cm de lado en las losas, 15 cm en las vigas, 10 cm en los tramos de columna y 1,25 cm sobre las zonas donde se produce el pandeo local de las columnas. El número total de nodos del modelo es de 35.237.

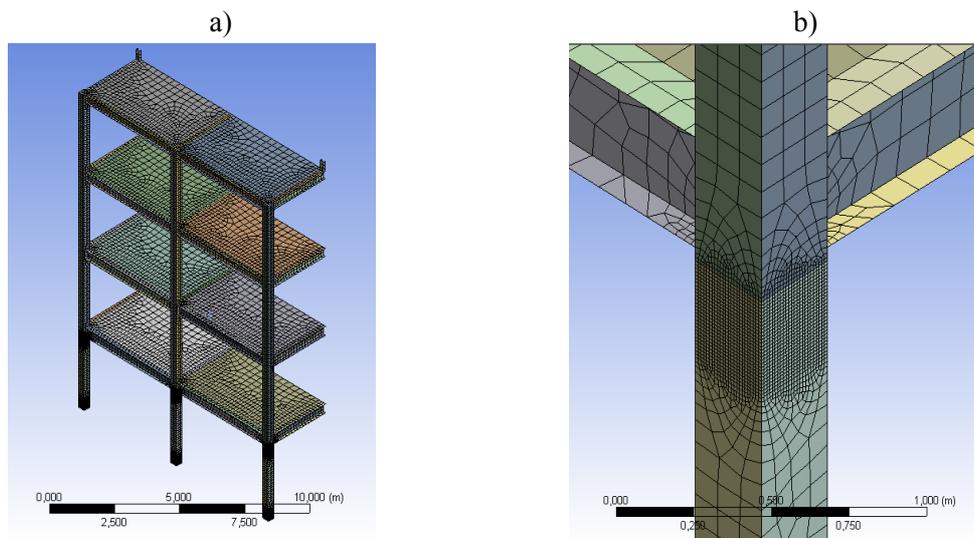


Figura 3: Detalle de la malla de EF de: a) estructura completa b) extremo superior de columnas.

El modelo de material elegido para representar el comportamiento del acero es un modelo de plasticidad bilineal con endurecimiento cinemático. Los parámetros que definen este modelo de material son el módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, tensión de fluencia y rigidez post-fluencia. Los valores adoptados para estos parámetros son aquellos indicados en la tesis de [Pavan \(2008\)](#), y se muestran en la [Tabla 2](#). La relación tensión-deformación obtenidas a través de ensayos del acero de columnas y vigas, se muestran en la [Figura 4](#). Sobre esta curva experimental se superpone la relación tensión-deformación definida para modelo de material, que adopta valores de módulos secantes, con la consecuente diferencia entre los módulos de elasticidad de vigas y columnas.

Elemento	Coefficiente de Poisson (adim.)	Módulo de Elasticidad (GPa)	Tensión de Fluencia (Mpa)	Rigidez Post-fluencia (GPa)
Vigas	0,3	200	310	6
Columnas	0,3	90	330	2

Tabla 2: Valores de parámetros empleados en modelos de material no lineales.

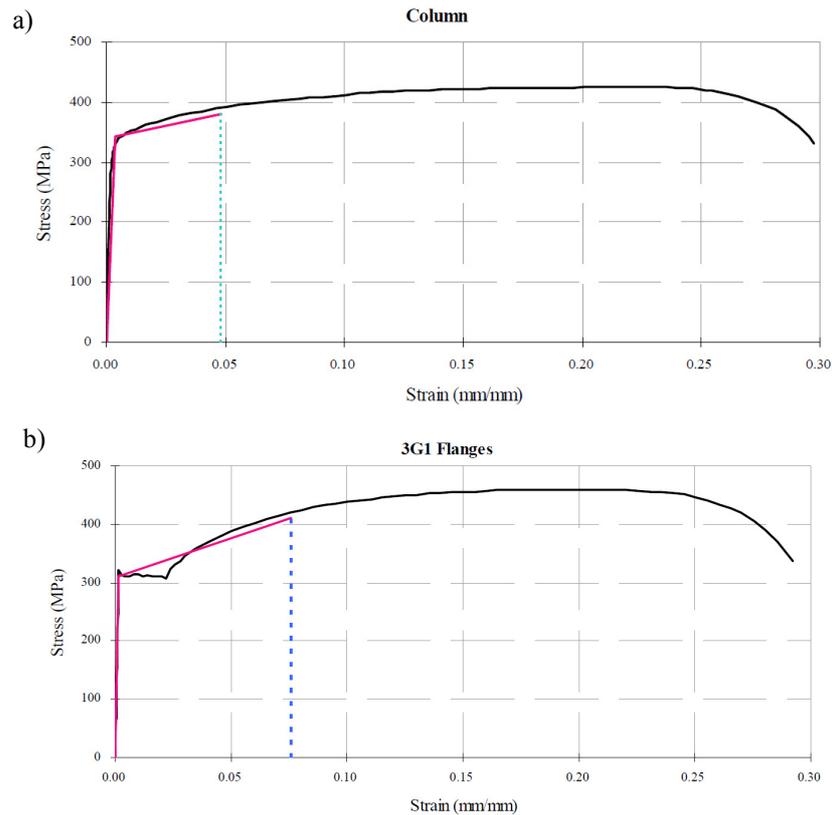


Figura 4: Relación tensión deformación en: a) columnas b) vigas (Pavan, 2008).

La masa total, una vez adicionadas las cargas gravitatorias no estructurales, es de 48 toneladas por piso. El amortiguamiento inherente de la estructura fue definido como proporcional a la rigidez, con un valor del 2,5% del amortiguamiento crítico para el primer modo de vibración, el cual resultó ser de 0,8Hz de acuerdo a un análisis modal realizado. La acción se definió como una aceleración aplicada directamente sobre las masas inerciales, con vínculos fijos en la base de cada una de las columnas.

El mecanismo de colapso del modelo numérico observado en los análisis realizados es coincidente con el del modelo experimental, con plastificación y pandeo local en ambos extremos de las columnas del primer nivel, como puede observar en la Figura 5.

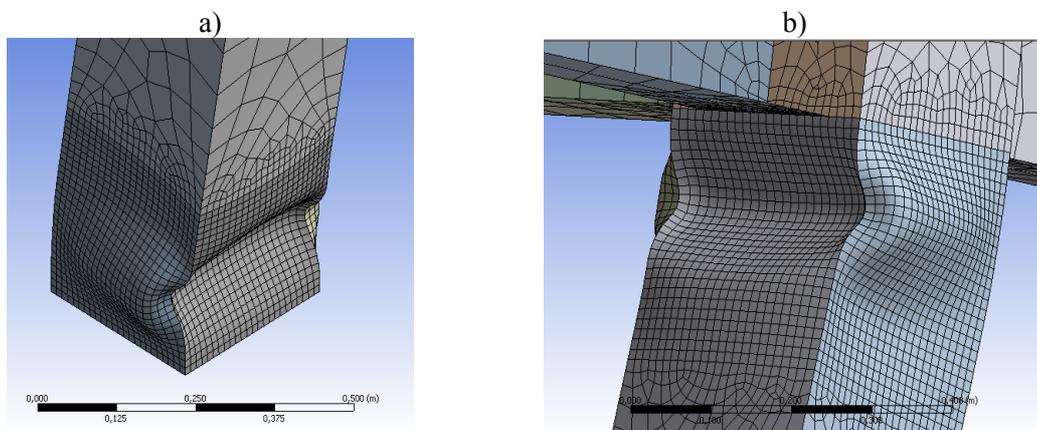


Figura 5: Pandeo local previo al colapso estructural en: a) extremo inferior de columna, b) extremo superior de columna.

En el presente trabajo se emplearon 4 valores de masa diferentes en el AMS, con parámetros definidos por las siguientes expresiones

$$\alpha_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu}, \quad (1)$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}}, \quad (2)$$

donde μ es la relación entre la masa del AMS y la masa modal de la estructura, α_{opt} la relación óptima entre la frecuencia de oscilación del AMS y la frecuencia fundamental de la estructura y ζ_{opt} es la relación de amortiguamiento óptima para el AMS. Estas expresiones fueron establecidas por Warburton (1982) al plantear como objetivo de la optimización el disminuir los desplazamientos de la estructura principal, considerada sin amortiguamiento inherente y de un grado de libertad, cuando se somete a fuerzas armónicas aplicadas en la base. La masa considerada del sistema es la masa modal que se obtiene al normalizar el autovector del modo fundamental con un desplazamiento unitario en la posición donde se emplaza el dispositivo, de acuerdo a lo descrito por Warburton y Ayorinde (1980).

Los valores adoptados para los parámetros del dispositivo de control se resumen en la Tabla 3. Debe aclararse que los valores de 10 y 20% de masa del AMS se adoptaron a los fines de realizar un estudio completo, aunque los mismos no tengan significado práctico.

Relación de masa μ (adim.)	Parámetros óptimos	
	α_{opt} (adim.)	ζ_{opt} (adim.)
0,010	0,988	0,061
0,025	0,969	0,096
0,050	0,940	0,135
0,100	0,886	0,189
0,200	0,791	0,264

Tabla 3: Valores de sintonía y amortiguamiento empleados.

3 DESCRIPCIÓN DE LAS ACCIONES EMPLEADAS

En el presente estudio se utilizaron 4 registros sísmicos de falla cercana. Los detalles de estos registros se resumen en la Tabla 4. Los espectros de respuesta, definidos para un amortiguamiento del 2,5%, se muestran en la Figura 6, donde se grafica también el periodo fundamental de la estructura.

Evento	Año	Magnitud de Momento	Estación	Distancia a la Superficie de Falla (km)	Duración Significativa (s)	Aceleración Pico del Suelo (m/s ²)	Fuente
Mendoza, Argentina	1985	6,3	--	--	6,6	4,68	--
Kobe, Japón (1)	1995	6,9	KJMA	1,0	7,8	8,06	(1)
Cape Mendocino, EE.UU (1)	1992	7,0	Petrolia	8,2	16,0	6,50	(1)
Chi Chi, Taiwan (1)	1999	7,6	CHY080	2,7	6,3	8,85	(1)

Fuente:

(1)

PEER Ground Motion Database - <http://peer.berkeley.edu>

Tabla 4: Registros sísmicos de falla cercana empleados

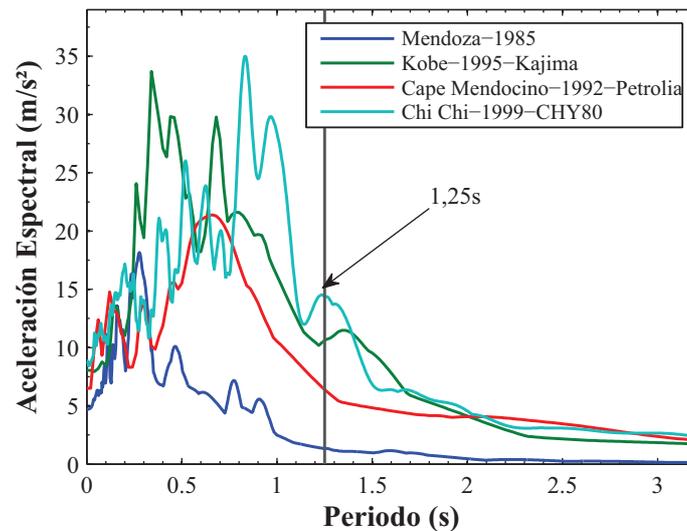


Figura 6: Espectros de respuesta de aceleraciones de los registros sísmicos empleados.

4 ANÁLISIS DE ACELERACIONES DE COLAPSO

Para evaluar la efectividad del AMS al momento de evitar el colapso estructural se realizó un análisis donde se modificó la amplitud de la acción sísmica hasta encontrar la mínima amplitud con la cual se produce este evento.

La amplitud de cada registro sísmico se caracterizó por la aceleración máxima del suelo (peak ground acceleration o PGA). El proceso con el cual se obtuvo la mínima PGA que ocasiona el colapso estructural posee dos etapas. En la primera etapa se modificó la amplitud de la acción hasta hallar un rango en el que la estructura no colapse con la PGA del límite inferior, y sí lo haga cuando se utiliza la PGA del límite superior de este rango. Una vez encontrado el rango se utilizó el método de la bisección, donde el rango inicial se subdividió en cada iteración, evaluando la ocurrencia del colapso. Un ejemplo del proceso por el cual se encontró cada una de las PGA de colapso se observa en la Figura 7 y se presenta en la Tabla 5. En la figura se muestran los desplazamientos del primer piso de la estructura sin la incorporación del AMS cuando se emplea el registro de Kobe 1995 – estación Kajima con distintas amplitudes.

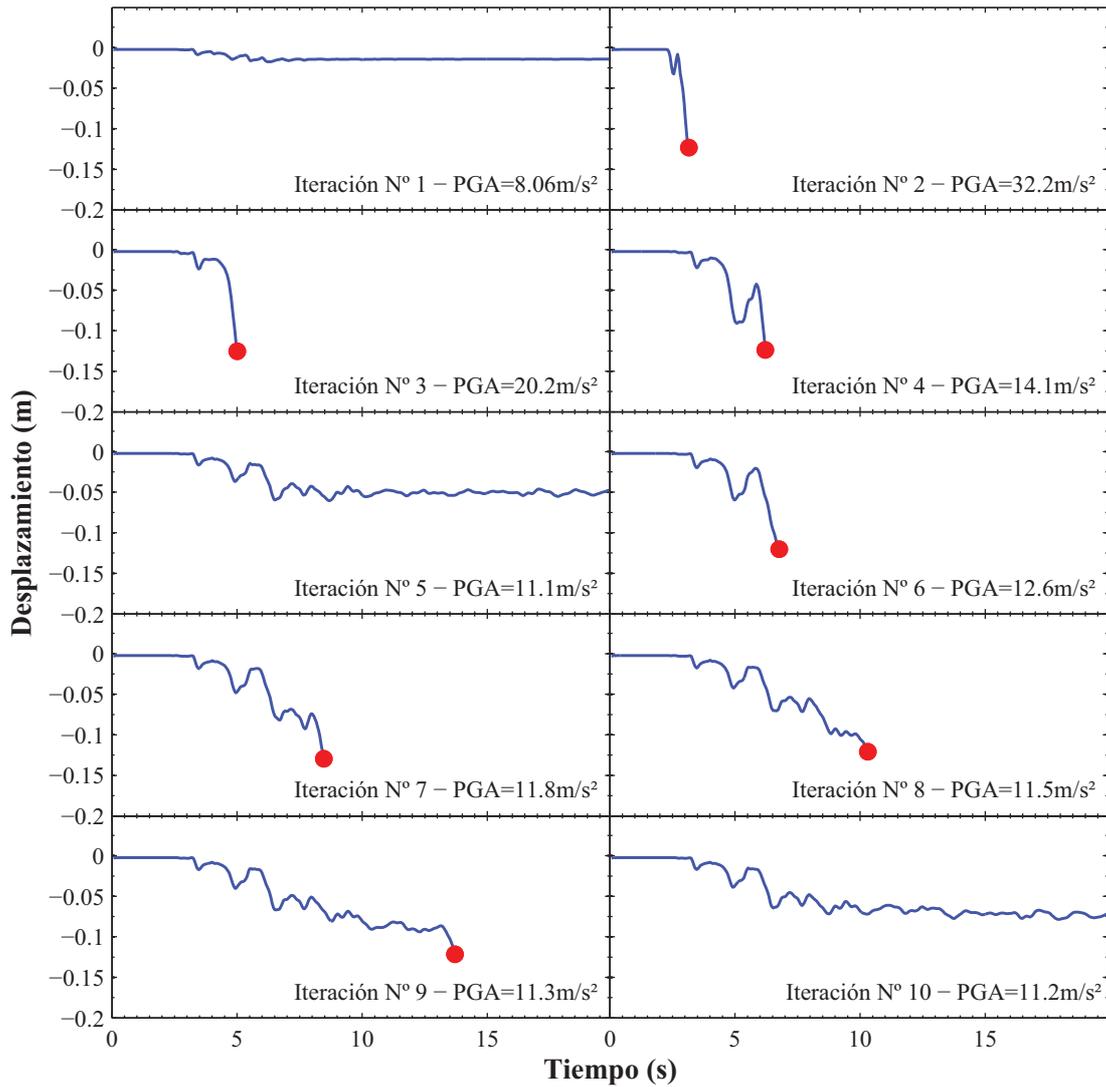


Figura 7: Desplazamientos de la estructura sin AMS. Sismo de Kobe 1995 (estación Kajima).

Etapa	N° de Iteración	Aceleración Pico del Suelo - PGA (m/s ²)			Resultado de la Iteración
		Límite Superior Sin Colapso	Límite Inferior Con Colapso	Empleada en la Iteración Actual	
Busqueda de rango inicial	1	---	---	8,06	no colapsó
	2	8,06	---	32,20	colapsó
Método de la bisección	3	8,06	32,20	20,20	colapsó
	4	8,06	20,20	14,10	colapsó
	5	8,06	14,10	11,10	no colapsó
	6	11,10	14,10	12,60	colapsó
	7	11,10	12,60	11,80	colapsó
	8	11,10	11,80	11,50	colapsó
	9	11,10	11,50	11,30	colapsó
	10	11,10	11,30	11,20	no colapsó

Tabla 5: Determinación de la menor amplitud de excitación que produce el colapso de la estructura sin AMS frente al sismo de Kobe de 1995 (estación Kajima).

En la [Tabla 6](#) se presentan las PGA que producen el colapso de la estructura, sin la adición del AMS, frente a cada uno de los registros empleados. Se observa en la tabla que la PGA de colapso del sismo de Mendoza de 1985 es significativamente mayor que la de los otros registros, y esto se debe al contenido en frecuencia de la acción, ya que la aceleración máxima del registro se da en un pulso con una frecuencia mucho mayor a la del modo fundamental de la estructura analizada.

Evento	Año	Estación	Aceleración Pico del Suelo - PGA (m/s ²)	
			Límite Superior Sin Colapso	Límite Inferior Con Colapso
Mendoza,	1985	--	47,24	47,38
Kobe, Japón	1995	KJMA	11,17	11,27
Cape Mendocino,	1992	Petrolia	11,45	11,52
Chi Chi,	1999	CHY080	9,79	9,89

Tabla 6: Rangos de mínimas aceleraciones pico de suelo que producen el colapso de la estructura sin AMS.

Las PGA de colapso para cada uno de los casos en los que se incorporó el AMS con los distintos valores de masa, se muestra en la [Figura 8](#), donde los resultados se presentan en forma relativa a la PGA de colapso de la estructura sin control

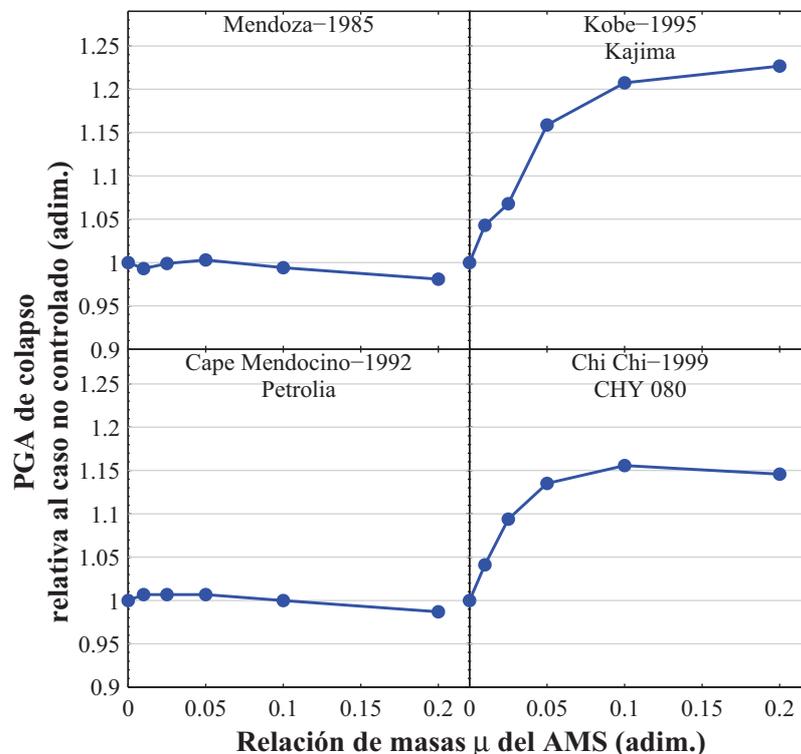


Figura 8: Mínimas aceleraciones pico de suelo que producen el colapso de la estructura cuando se emplean registros de falla cercana.

En los resultados se observan dos desempeños diferentes por parte del dispositivo. En los casos en los que se emplearon los registros del sismo de Kobe 1995 y del sismo de Chi Chi 1999 el AMS logró aumentar hasta un 20% el valor de la PGA que produce el colapso, mientras que en los dos casos restantes su inclusión no tuvo prácticamente efecto. Este comportamiento puede explicarse a partir de la relación que existe entre el contenido en frecuencia de los distintos registros y la frecuencia fundamental de la estructura, y por ende del AMS. O sea que, en los casos de los sismos de Mendoza y Cape Mendocino, el AMS no logra aumentar la aceleración de colapso, pero debido a que el contenido de frecuencias de dichos sismos se encuentra alejado de la frecuencia fundamental de la estructura, dicho colapso no se producirá en un caso real.

El ancho de banda en el que el AMS logra reducir la respuesta en frecuencia de la estructura principal se conoce como banda de supresión, y se representa en la [Figura 9](#), donde se superpone la respuesta en frecuencia de la estructura original, con la respuesta en frecuencia de la estructura con los distintos AMS.

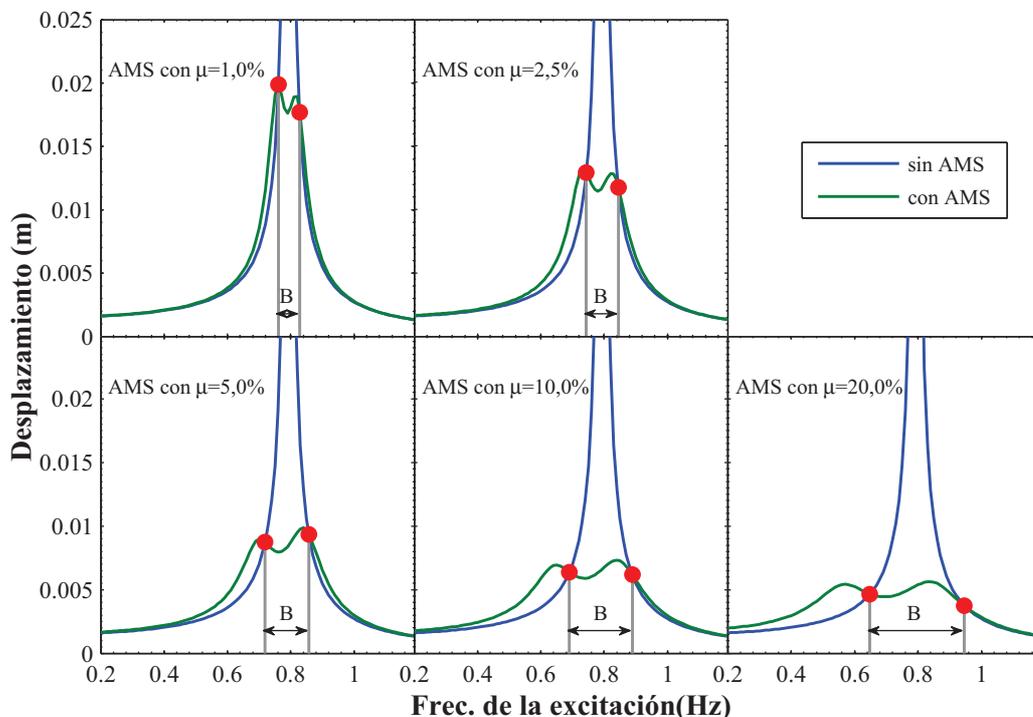


Figura 9: Respuesta en frecuencia de estructura principal y ancho de banda suprimida por el AMS.

En la [Figura 10](#) se muestra la amplitud de la transformada de Fourier de los 4 registros sísmicos empleados y la fracción del área total que queda comprendida en la banda suprimida por el AMS con una relación de masa del 20%.

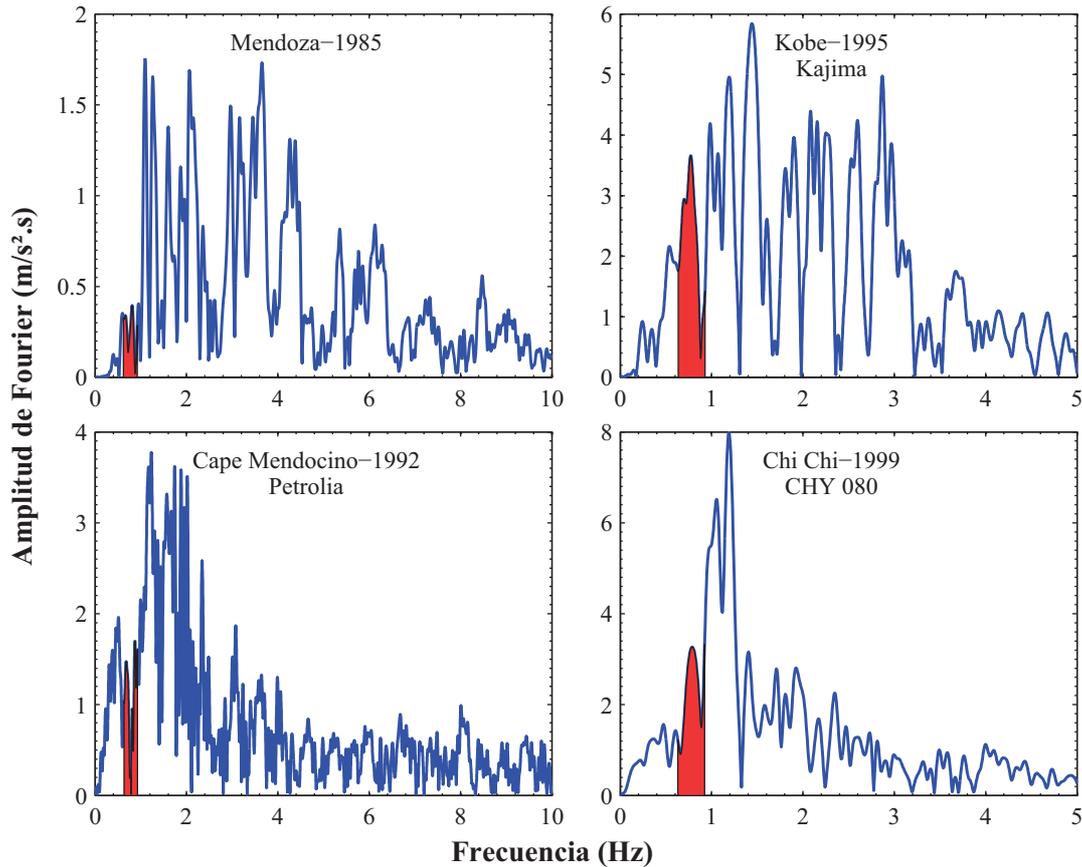


Figura 10: Amplitud de la transformada de Fourier de los registros sísmicos empleados.

El contenido en frecuencia dentro de la banda suprimida para el resto de las relaciones de masa asignadas a los AMS se resume en la [Tabla 7](#).

Relación de masas μ (adim.)	Banda Suprimida		Fracción de área de la transformada de Fourier del registro dentro de la banda suprimida por el AMS			
	Frecuencia Inferior (Hz)	Frecuencia Superior (Hz)	Mendoza 1985	Kobe 1995 (Kajima)	Cape Mendocino 1992 (Cape Mendocino)	Chi Chi 1999 (CHY080)
1,0%	0,76	0,83	0,42%	2,10%	0,35%	2,58%
2,5%	0,74	0,84	0,55%	2,94%	0,48%	3,43%
5,0%	0,71	0,86	0,70%	4,02%	0,93%	4,86%
10,0%	0,68	0,88	0,93%	5,02%	1,78%	5,75%
20,0%	0,64	0,93	1,36%	6,29%	3,03%	7,44%

Tabla 7: Contenido en frecuencia de los registros sísmicos dentro de la banda suprimida.

El beneficio que representa la incorporación del AMS en función del contenido en frecuencia de cada registro sísmico dentro de la banda suprimida se muestra en la [Figura 11](#). Se observa aquí como la reducción de la respuesta en la estructura principal es mayor en cuanto mayor es la similitud entre las frecuencias dominantes de la acción y la frecuencia del modo controlado por el AMS, como así cuanto mayor es el ancho de la banda suprimida.

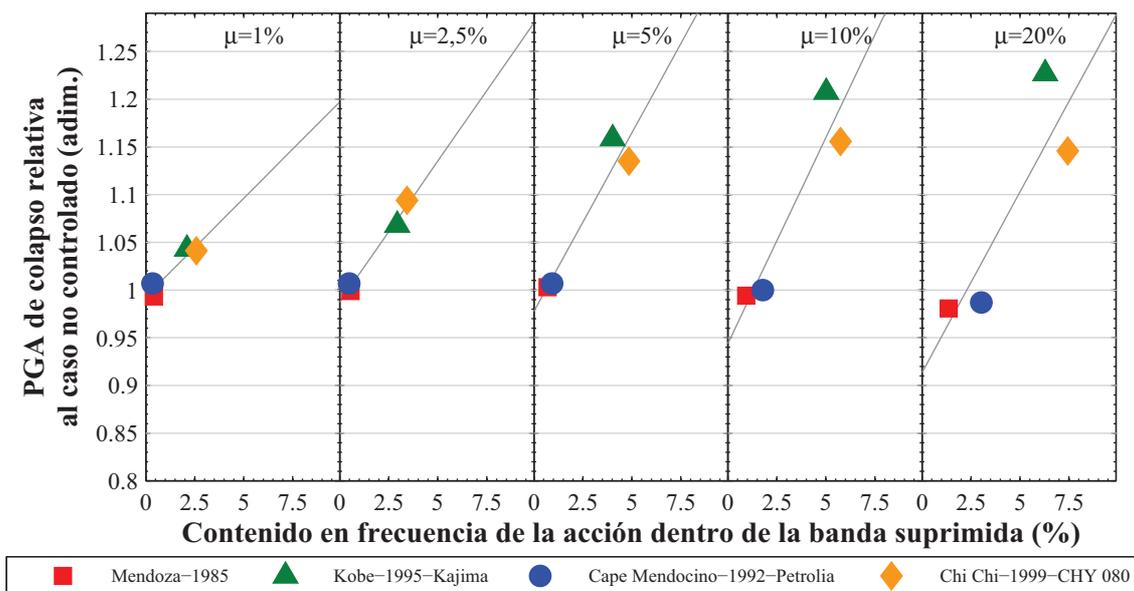


Figura 11: Desempeño de los AMS en función del contenido en frecuencia de la acción dentro de la banda suprimida.

5 CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo se puede inferir que la inclusión de los AMS resulta eficaz para reducir la probabilidad de colapso estructural frente a sismos de falla cercana cuando la frecuencia dominante de la acción es próxima a la del modo fundamental de la estructura, alcanzando en el ejemplo analizado hasta un 15% de incremento en la aceleración de colapso de los registros sísmicos respecto del caso sin control para una relación de masas del 5%.

En los casos en los que el contenido en frecuencia de la acción sísmica difiere de la frecuencia del modo fundamental, la incorporación del AMS no mostró ser efectiva para el objetivo planteado, siendo al mismo tiempo los registros que presentan menor probabilidad de producir el colapso estructural.

6 AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo económico de CONICET y SECTyP (Universidad Nacional de Cuyo).

7 REFERENCIAS

- ANSYS, I., Theory reference. 2010.
- Bekdaş, G., y Nigdeli, S. M., Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search. *Engineering Structures*, 33: 2716–2723, 2011.
- Bernal, D., Influence of ground motion characteristics on the effectiveness of tuned mass dampers. *11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- Chakraborty, S., y Roy, B. K., Reliability based optimum design of Tuned Mass Damper in seismic vibration control of structures with bounded uncertain parameters. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 26: 215–221, 2011.
- Frahm, H., Device for Damped Vibrations of Bodies, 1909.

- Fujino, Y., y Abé, M., Design formulas for tuned mass dampers based on A perturbation technique. *Earthquake Engineering y Structural Dynamics*, 22: 833–854, 1993.
- Hoang, N., Fujino, Y., y Warnitchai, P., Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas. *Engineering Structures*, 30: 707–715, 2008.
- Iwanami, K., y Seto, K., An Optimum Design Method for the Dual Dynamic Damper and its Effectiveness. *Bulletin of JSME*, 27: 1965–1973, 1984.
- Li, C., y Zhu, B., Estimating double tuned mass dampers for structures under ground acceleration using a novel optimum criterion. *Journal of Sound and Vibration*, 298: 280–297, 2006.
- Li, H.-N., y Ni, X.-L., Optimization of non-uniformly distributed multiple tuned mass damper. *Journal of Sound and Vibration*, 308: 80–97, 2007.
- Lignos, D. G., Hikino, T., Matsuoka, Y., y Nakashima, M., Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests. *Journal of Structural Engineering*, 139: 120–132, 2013.
- Marano, G. C., Greco, R., y Sgobba, S., A comparison between different robust optimum design approaches: Application to tuned mass dampers. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 25: 108–118, 2010.
- Matta, E., y Destefano, a, Seismic performance of pendulum and translational roof-garden TMDs. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23: 908–921, 2009.
- Matta, E., Effectiveness of Tuned Mass Dampers against Ground Motion Pulses. *Journal of Structural Engineering*, 139: 188–198, 2013.
- Matta, E., Performance of tuned mass dampers against near-field earthquakes. *Structural Engineering and Mechanics*, 39: 621–642, 2011.
- Miranda, J. C., A method for tuning tuned mass dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42: 1103–1110, 2013.
- Ormondroyd, J., y Den Hartog, J. P., The Theory of the Dynamic Vibration Absorber. *Trans. ASME*, 9–22, 1928.
- Pavan, A., *BLIND PREDICTION OF A FULL-SCALE 3D STEEL FRAME TESTED UNDER DYNAMIC CONDITIONS* 2008.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., y Chatupote, P., Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures. *Engineering Structures*, 25: 39–46, 2003.
- Rana, R., y Soong, T. T., Parametric study and simplified design of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, 20: 193–204, 1998.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A., y CHung, R., A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 617–635, 1997.
- Sladek, J., y Klingner, R., Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response. *Journal of Structural Engineering*, 109: 2004–2009, 1983.
- Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y., y Sato, E., Results of Recent E-Defense Tests on Full-Scale Steel Buildings : Part 1 – Collapse Experiments on 4-Story Moment Frames. Proc. Structures Congress 2008, ASCE 2008.
- Villaverde, R., Seismic control of structures with damped resonant appendages. Proc. First World Conf. on Struct. Control, 1994.
- Warburton, G. B., y Ayorinde, E. O., Optimum Absorber Parameters for Simple Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8: 197–217, 1980.
- Warburton, G. B., Optimal Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10:

381–402, 1982.

Xu, K., e Igusa, T., Dynamic Characteristics of Multiple Substructures with Closely Spaced Frequencies. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21: 1059–1070, 1992.

Zhang, H., Shi, Y., y Saadat, A., Robust non-fragile dynamic vibration absorbers with uncertain factors. *Journal of Sound and Vibration*, 330: 559–566, 2011.

Zuo, L., Effective and Robust Vibration Control Using Series Multiple Tuned-Mass Dampers. *Journal of Vibration and Acoustics*, 131: 031003, 2009.