

## **SOBRE LA UTILIZACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS EN LA PROVINCIA DE MENDOZA**

**Ricardo Bassotti<sup>a</sup> y Daniel Ambrosini<sup>b</sup>**

*<sup>a</sup>Facultad Regional San Rafael, Universidad Tecnológica Nacional  
Gral. Paz y Urquiza (5600) San Rafael, Mendoza. Fax: 54 2627 421078  
e-mail: rbassotti@frsr.utn.edu.ar, <http://www.frsr.utn.edu.ar>*

*<sup>b</sup>Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo  
Centro Universitario – Parque General San Martín (5500) Mendoza. Fax: 54 261 4380120  
e-mail: dambrosini@uncu.edu.ar, <http://fing.uncu.edu.ar/estructural/index.html>*

**Palabras Clave:** Disipación de energía, acciones sísmicas, amortiguadores de masa.

**Resumen.** Una de las soluciones alternativas para los problemas de seguridad estructural e incomodidad ante las vibraciones en edificios y puentes, es la utilización del concepto de control pasivo de vibraciones, en particular los amortiguadores de masa sintonizados (AMS). El AMS consiste en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso que, colocado en el sistema vibrante principal, atenúa las vibraciones no deseadas, cuando esta sintonizado con la frecuencia de la estructura principal.

Esta alternativa se presenta como una de las formas más eficaces y de bajo costo para el mejoramiento de la seguridad de estructuras existentes. Por ello, el diseño y aplicación eficiente de este tipo de amortiguadores sísmicos pasivos, tanto a estructuras construidas como en proyecto, constituye un “refuerzo estructural” en el sentido de disminución de la probabilidad de falla o colapso estructural.

La provincia de Mendoza, con un elevado riesgo sísmico, de acuerdo a sus características sismotectónicas, presenta terremotos de tipo “impulsivo” para los cuales se encuentra discutida la eficiencia de los Amortiguadores de Masa Sintonizados.

En este trabajo se estudian dos tipos estructurales típicos de la provincia de Mendoza sometidos a acelerogramas de registros de terremotos con epicentros locales y se estudia la eficiencia de los AMS en la reducción de los esfuerzos en la estructuras.

## 1 INTRODUCCIÓN

Los edificios modernos y las torres tienden a ser muy livianos y delgados, por lo tanto poseen un amortiguamiento natural muy pequeño, lo que las hace más propensas a las oscilaciones del viento y los sismos. Dichas oscilaciones pueden causar daño a la estructura, afectar su funcionalidad y/o causar incomodidad. Los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) son una clase de amortiguadores pasivos que se utilizan en torres y edificios para la reducción de vibraciones.

Den Hartog (1985) demostró que para sistemas de un grado de libertad no amortiguados, la amplitud de vibración del sistema excitado es nula cuando la frecuencia de excitación es igual a la frecuencia del AMS, indicando que toda la energía del sistema fue transferida al AMS.

La frecuencia natural del dispositivo se sintoniza cerca de la frecuencia natural del sistema principal provocando que el AMS vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del mismo.

Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son la relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura), relación de amortiguamiento y la relación de masa.

Una de las principales ventajas de los AMS es que pueden ser colocados en estructuras existentes con problemas de vibraciones excesivas que son perceptibles por las personas o para el mejoramiento de la seguridad sísmica en estructuras levemente dañadas o sanas.

Sadek et al. (1997) proponen un método para estimar los parámetros óptimos de AMS para su aplicación ante solicitaciones sísmicas. Chang (1999) propone para tres tipos de amortiguadores de masa fórmulas de diseño de sus parámetros para los casos de viento y sismo. Pinkaew et al. (2003) estudian la efectividad del uso de AMS en estructuras bajo acción sísmica.

El uso de múltiples AMS para el control de la respuesta estructural bajo acción sísmica ha sido estudiado por muchos investigadores. Park y Reed (2001) realizan un análisis para sistemas con AMS uniforme y linealmente distribuidos bajo excitación armónica y sísmica. Li y Liu (2003) analizan estructuras con múltiples AMS con excitación sísmica basado en la distribución uniforme de los parámetros del sistema. Li y Qu (2006) usando múltiples AMS analizan las propiedades óptimas de los mismos para reducir la respuesta traslacional y torsional de estructuras sometidas a aceleración de la base.

En este trabajo, se realiza un estudio numérico de la eficiencia de utilización de un AMS en la respuesta de dos edificios bajo acción en la base, para el caso particular de registros sísmicos de la ciudad de Mendoza.

## 2 MODELOS DESARROLLADOS

### 2.1 Modelo de estructura

Para modelar la estructura se utilizó una formulación de continuo partiendo de un esquema de análisis de estructuras de pared delgada y sección abierta en el dominio de la frecuencia Ambrosini (1991) (ver Figura 1).

El modelo físico de la estructura está constituido por las ecuaciones de la teoría de *Vlasov* modificadas con la incorporación de las deformaciones angulares inducidas por el esfuerzo de corte, sección variable en la dirección longitudinal e inercias rotacionales en los esfuerzos internos (Ambrosini et al., 1995). Se adopta una ley constitutiva viscoelástica lineal general, la cual permite introducir amortiguamiento a la estructura. Con estos elementos se llega a un

conjunto de tres ecuaciones diferenciales parciales de cuarto orden con tres incógnitas o, luego de realizar la transformada de Fourier para trabajar en el dominio de la frecuencia, un sistema equivalente en variables de estado de doce ecuaciones diferenciales parciales de primer orden con 12 incógnitas.

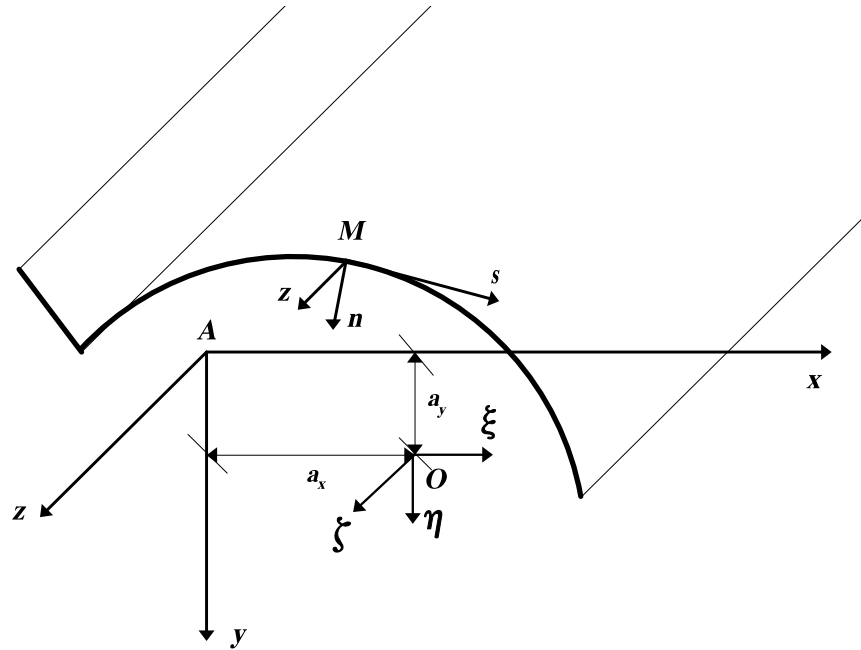


Figura 1: Modelo general de viga. Definición de variables

Si se adoptan como variables de estado los desplazamientos según los ejes  $x$  e  $y$ ,  $\xi$  y  $\eta$ , los giros de flexión respecto de esos ejes,  $\phi_x$  y  $\phi_y$ ; los esfuerzos de corte  $Q_x$  y  $Q_y$ ; los momentos flectores  $M_x$  y  $M_y$ ; el giro de torsión y su derivada espacial  $\theta$  y  $\theta'$ , el momento torsor total  $MT$  y el bimomento  $B$ ; se tiene:

$$v(z, \omega) = \{\eta, \phi_y, Q_y, M_x, \xi, \phi_x, Q_x, M_y, \theta, \theta', MT, B\}^T \quad (1)$$

Con  $v$  = vector de estado. El sistema es:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \mathbf{A}v + \mathbf{q} \quad (2)$$

Donde  $\mathbf{A}$  es la matriz del sistema y  $\mathbf{q}$  el vector de carga externa:

$$\mathbf{q}(z, \omega) = \{0, 0, -q_x, 0, 0, 0, -q_y, 0, 0, 0, -m_A, 0\}^T \quad (3)$$

$q_x$  y  $q_y$  son cargas externas por unidad de longitud y  $m_A$  el momento torsor externo por unidad de longitud. Debe aclararse que, por comodidad, se ha mantenido la notación de las deformaciones y esfuerzos generalizados en el dominio de la frecuencia, aunque estas funciones son dependientes de  $z$  y  $\omega$  y no de  $z$  y  $t$  como las variables originales. Si, para facilitar la solución numérica, se separan la parte real e imaginaria de todas las funciones y se incorpora la ley constitutiva viscoelástica, el sistema será de 24 ecuaciones con 24 incógnitas.

Obviamente, en aplicaciones numéricas se utiliza el algoritmo de la transformada rápida de

Fourier (FFT). Entonces, para cada frecuencia  $\omega$ , puede resolverse el problema definido por las ecuaciones (2) más la condiciones de contorno usando métodos de integración numérica estándares como así también técnicas para transformar un problema de valores de borde en dos puntos en un problema de valores iniciales. Si se repite este procedimiento para todo el conjunto de frecuencias  $\omega$ , se puede obtener la FFT de las componentes del vector de estado. Por último, puede realizarse la transformada inversa de las variables de interés para obtener las mismas en el dominio del tiempo.

## 2.2 Modelo de AMS

Si se considera un AMS en cada una de las direcciones principales del piso superior (ver Figura 2) y se plantean las ecuaciones de movimiento para carga sísmica, en el dominio del tiempo, se tiene:

$$m_x \ddot{x}(t) + c_x \dot{x}(t) + k_x x(t) = -m_x \ddot{\xi}(t) - m_x \ddot{\xi}_G(t) \quad (4)$$

$$m_y \ddot{y}(t) + c_y \dot{y}(t) + k_y y(t) = -m_y \ddot{\eta}(t) - m_y \ddot{\eta}_G(t)$$

Donde  $x$  e  $y$  son los desplazamientos relativo del AMS respecto a la estructura,  $m_x, c_x, k_x$  :  $m_y, c_y, k_y$  : masa, amortiguamiento y rigidez de amortiguador en la direcciones  $x$  e  $y$  respectivamente.  $\ddot{\xi}_g$  y  $\ddot{\eta}_g$  son las aceleraciones del terreno en la direcciones  $x$  e  $y$  respecto a un eje de referencia fijo.  $\ddot{\xi}$  y  $\ddot{\eta}$  son las aceleraciones relativas del último piso de la estructura respecto del terreno, en la direcciones  $x$  e  $y$ .

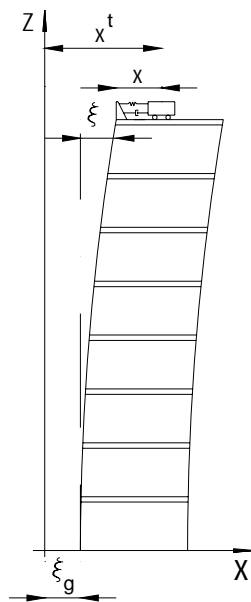


Figura 2: Coordenadas del modelo Estructura-AMS (Plano X-Z)

Se trabaja en el dominio de la frecuencia, por lo que se realiza la transformada de Fourier de (4) obteniendo:

$$\begin{aligned} -m_x \omega^2 x + ic_x \omega x + k_x x &= \omega^2 \xi m_x - m_x g_1 \\ -m_y \omega^2 y + ic_y \omega y + k_y y &= \omega^2 \eta m_y - m_y g_2 \end{aligned} \quad (5)$$

Donde se llama:  $\ddot{\xi}_g = g_1(\omega)$  y  $\ddot{\eta}_g = g_2(\omega)$ . Entonces:

$$\begin{aligned} x &= \frac{m_x(\omega^2 \xi - g_1)}{-m_x \omega^2 + ic_x \omega + k_x} \\ y &= \frac{m_y(\omega^2 \eta - g_2)}{-m_y \omega^2 + ic_y \omega + k_y} \end{aligned} \quad (6)$$

Separando la parte real de la imaginaria de las ecuaciones (6) se obtiene:

$$\begin{aligned} x_r &= \frac{\omega^2 m_x}{(k_x - m_x \omega^2)^2 + c_x^2 \omega^2} (\xi_r(k_x - m_x \omega^2) + \xi_i c_x \omega) - \frac{m_x (g_{1r}(k_x - m_x \omega^2) + g_{1i} c_x \omega)}{(k_x - m_x \omega^2)^2 + c_x^2 \omega^2} \\ x_i &= \frac{\omega^2 m_x}{(k_x - m_x \omega^2)^2 + c_x^2 \omega^2} (\xi_i(k_x - m_x \omega^2) - \xi_r c_x \omega) - \frac{m_x (g_{1i}(k_x - m_x \omega^2) - g_{1r} c_x \omega)}{(k_x - m_x \omega^2)^2 + c_x^2 \omega^2} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} y_r &= \frac{\omega^2 m_y}{(k_y - m_y \omega^2)^2 + c_y^2 \omega^2} (\eta_r(k_y - m_y \omega^2) + \eta_i c_y \omega) - \frac{m_y (g_{2r}(k_y - m_y \omega^2) + g_{2i} c_y \omega)}{(k_y - m_y \omega^2)^2 + c_y^2 \omega^2} \\ y_i &= \frac{\omega^2 m_y}{(k_y - m_y \omega^2)^2 + c_y^2 \omega^2} (\eta_i(k_y - m_y \omega^2) - \eta_r c_y \omega) - \frac{m_y (g_{2i}(k_y - m_y \omega^2) - g_{2r} c_y \omega)}{(k_y - m_y \omega^2)^2 + c_y^2 \omega^2} \end{aligned} \quad (8)$$

Las fuerzas en la dirección  $x$  e  $y$  y el momento torsor provocados por el amortiguador de masa sintonizado en el extremo superior de la estructura son:

$$\begin{aligned} f_x &= k_x x + c_x \dot{x} \\ f_y &= k_y y + c_y \dot{y} \\ M_t &= (d_x - a_x)(k_y y + c_y \dot{y}) - (d_y - a_y)(k_x x + c_x \dot{x}) \end{aligned} \quad (9)$$

siendo  $d_x$ ,  $d_y$  las coordenadas de ubicación del disipador en la planta de la estructura y  $a_x$ ,  $a_y$  las coordenadas del centro de corte. En el dominio de la frecuencia se obtiene:

$$\begin{aligned} f_x &= k_x x + ic_x \omega x \\ f_y &= k_y y + ic_y \omega y \\ M_t &= (d_x - a_x)(k_y y + ic_y \omega y) - (d_y - a_y)(k_x x + ic_x \omega x) \end{aligned} \quad (10)$$

Separando las partes real e imaginaria:

$$\begin{aligned}
 f_{xr} &= k_x x_r - c_x \omega x_i \\
 f_{xi} &= k_x x_i + c_x \omega x_r \\
 f_{yr} &= k_y y_r - c_y \omega y_i \\
 f_{yi} &= k_y y_i + c_y \omega y_r \\
 M_{ir} &= (d_x - a_x)(k_y y_r - c_y \omega y_i) - (d_y - a_y)(k_x x_r - c_x \omega x_i) \\
 M_{ii} &= (d_x - a_x)(k_y y_i + c_y \omega y_r) - (d_y - a_y)(k_x x_i + c_x \omega x_r)
 \end{aligned} \tag{11}$$

Combinando las ecuaciones (7), (8) y (11) se obtienen los valores, en el dominio de la frecuencia, de las fuerzas y momento torsor adicionados en la parte superior de la estructura como consecuencia de la incorporación de los AMS en las dos direcciones. Estas fuerzas y momento torsor son incorporadas a la formulación presentada en 2.1 como condiciones de contorno en la parte superior.

### 3 RESULTADOS NUMÉRICOS

Los modelos presentados en la sección 2 se incorporaron en un programa computacional, el cual ha sido debidamente validado con una serie de resultados de contraste y en este punto se presentan los resultados numéricos obtenidos con el mismo.

En primer lugar se hará una caracterización de los registros de sismos con los cuales se analizarán las estructuras propuestas.

#### 3.1 Sismos registrados en la ciudad de Mendoza

Para obtener la respuesta de las estructuras se utilizaron tres acelerogramas registrados en la ciudad de Mendoza (República Argentina) durante los años 1985, 2005 y 2006. La identificación y características elementales de los mismos se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Registros de sismos en la ciudad de Mendoza

Designación	Terremoto	$\Delta t$	Duración
A1	Mendoza 26/01/85	.009	12 seg
A2	Mendoza 23/08/05	.01	10 seg
A3	Mendoza 05/08/06	.01	20 seg

El acelerograma del sismo de 1985 se muestra en la Figura 3 y el espectro de respuesta en la Figura 4:

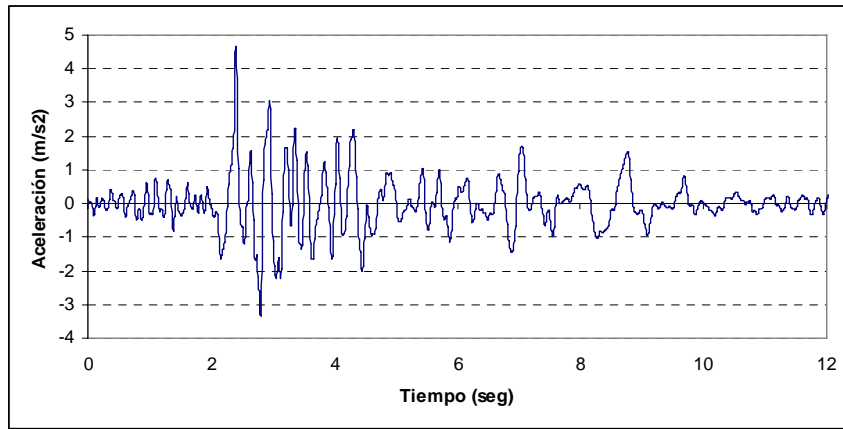


Figura 3: Acelerograma sismo de Mendoza – 26/01/85

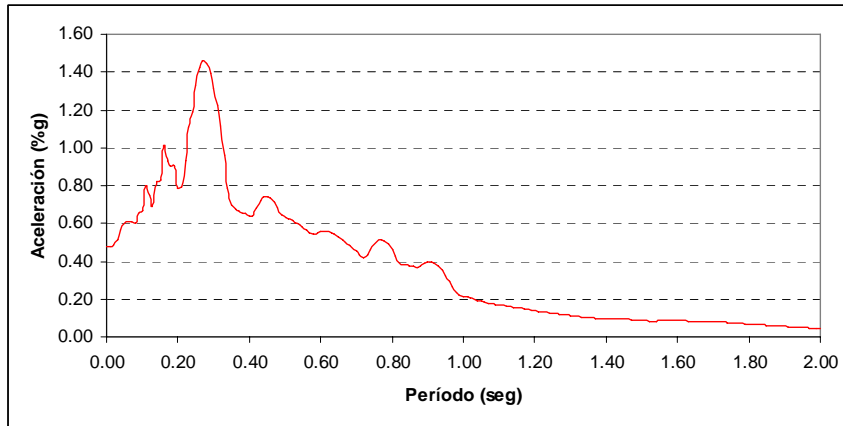


Figura 4: Espectro del acelerograma del sismo de Mendoza – Año 1985

El acelerograma del sismo de 2005 se muestra en la Figura 5 y el espectro de respuesta en la Figura 6:

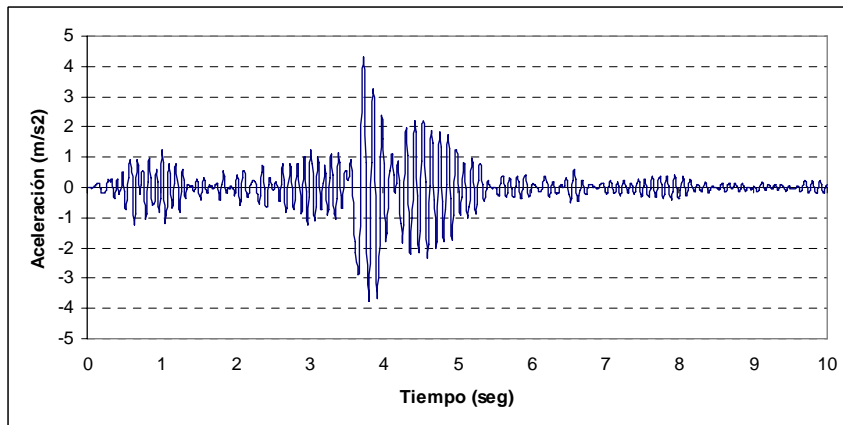


Figura 5: Acelerograma sismo de Mendoza – 23/08/05

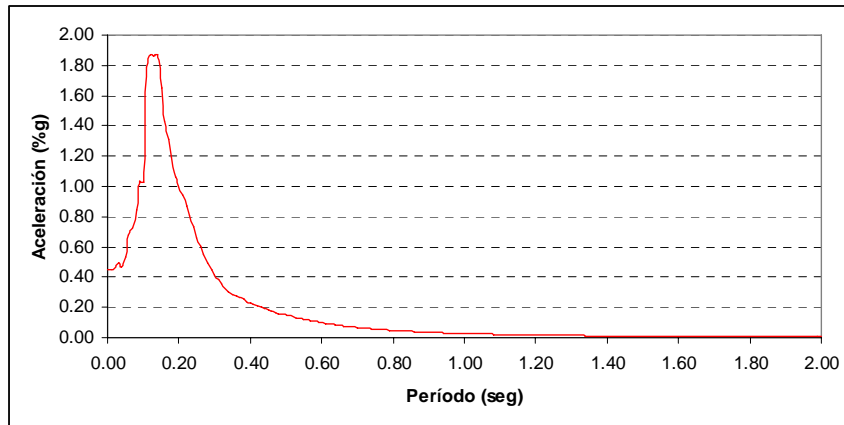


Figura 6: Espectro del acelerograma del sismo de Mendoza – Año 2005

El acelerograma del sismo de 2006 se muestra en la Figura 7 y el espectro de respuesta en la Figura 8:

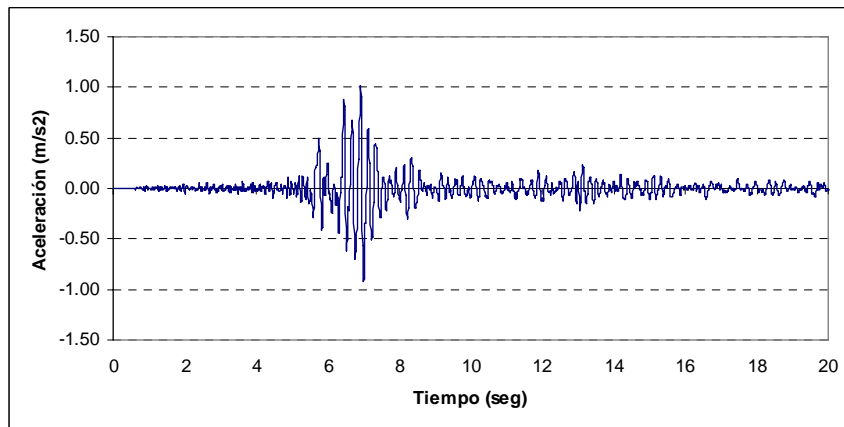


Figura 7: Acelerograma sismo de Mendoza – 05/08/06

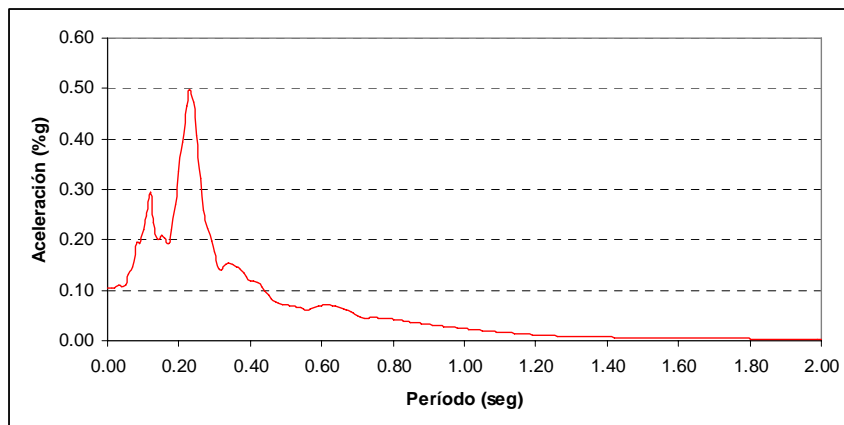


Figura 8: Espectro del acelerograma del sismo de Mendoza – Año 2006



### 3.2 Edificio con Núcleo y Tabiques

Como primer ejemplo y con el objetivo de estudiar la influencia de los AMS en la respuesta ante la excitación sísmica en la base con los acelerogramas indicados en 3.1, se analiza un edificio con núcleo y tabiques (Coull, 1973). Se presenta la planta tipo en Figura 9 y sus características en la Tabla 2.

Tabla 2: Características del edificio con Núcleo y Tabiques

Altura total del edificio	48 m
Número de pisos	20 pisos
Altura de piso	2.40 m
Espesor de losas	0.25 m
Masa total del edificio	11.663.119 kg

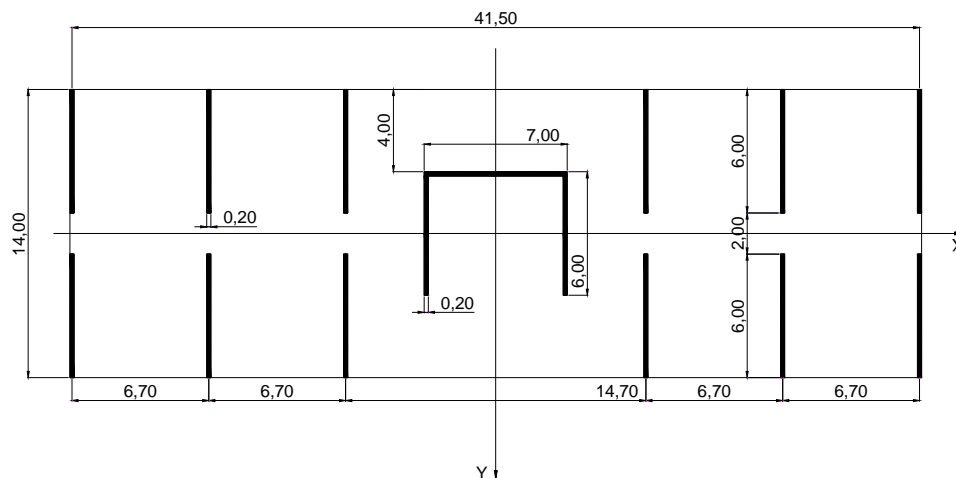


Figura 9: Planta tipo del edificio con Núcleo y Tabiques

Esta estructura es considerada de hormigón armado y las propiedades geométricas y mecánicas usadas para aplicar la teoría presentada en este trabajo son:

$$\begin{aligned}
 l &= 48.00 \text{ m} & F_T &= 18.1 \text{ m}^2 \\
 J_x &= 291.0 \text{ m}^4 & J_y &= 3300.0 \text{ m}^4 \\
 J_\phi &= 14385.4 \text{ m}^6 & J_d &= 0.242 \text{ m}^4 \\
 a_x &= 0 \text{ m} & a_y &= -3.0 \text{ m} \\
 E &= 2,352 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 & \rho &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 \nu &= 0.2
 \end{aligned}$$

Donde

$l$ = altura total de la estructura	$F_T$ = sección transversal
$J_x$ = momento inercia según $x$	$J_y$ = momento inercia según $y$
$J_\varphi$ = momento sectorial de inercia	$J_d$ = módulo de torsión
$a_x ; a_y$ = coordenadas del centro de corte	$\nu$ = módulo de Poisson
$E$ = módulo de elasticidad del material	$\rho_H$ = densidad del hormigón
$k'_x ; k'_y$ = Coeficientes de corte de Cowper	

En primer lugar, en Tabla 3 se presentan las frecuencias naturales de la estructura. Se observa que la flexión según el eje Y está desacoplada de la torsión y la flexión según el eje X está acoplada. También es importante destacar que la primera frecuencia es predominantemente torsional.

Tabla 3: Frecuencias de vibración. Edificio con Núcleo y Tabiques

Frecuencia	Modo	Frecuencias naturales	Períodos naturales
		Hz	seg
1	1 Torsional-Flexional X	0.770	1.299
2	1 Flexional Y	1.152	0.868
3	1 Flexotorsión X	1.376	0.727
4	2 Torsional-Flexional X	3.607	0.277
5	2 Flexotorsión X	4.320	0.231

Se aplica el sismo en la dirección Y, utilizando los acelerogramas que se presentaron en 3.1.

Se determinan los parámetros del AMS considerando una relación de frecuencias igual a uno y se adopta una masa del 1% de la masa total de la estructura.

Respecto del coeficiente de amortiguamiento, se realiza un estudio paramétrico para valores del 5, 10 y 15 por ciento del amortiguamiento crítico. Los valores utilizados en el análisis son:

Masa:  $m_{1\%} = 116.630 \text{ kg}$

Resorte:  $k = 6.097.200 \text{ N/m}$

Se aclara que estos parámetros surgen de considerar como frecuencia de sintonía la correspondiente al primer modo de vibración flexional según Y (1.152 Hz en Tabla 3). El AMS se ubica en el centro de masa de la estructura. En las Tablas 4, 5 y 6 se presentan los resultados obtenidos.

Las variables que se consideran son el desplazamiento máximo en el extremo superior de la estructura, el corte máximo en la base y el momento flector máximo en la base, todos según la dirección Y.

Tabla 4: Resultados. Edificio con Núcleo y Tabiques. Acelerograma Mendoza 1985

Variable	Resultados				Diferencias (%)		
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	10.76	9.11	9.15	9.26	-15.33	-14.96	-13.94
$Q_{max}$ (MN)	35.87	29.76	29.57	30.00	-17.03	-17.56	-16.36
$M_{max}$ (MNm)	929.34	834.12	844.51	843.15	-10.25	-9.13	-9.27

Tabla 5: Resultados. Edificio con Núcleo y Tabiques. Acelerograma Mendoza 2005

Variable	Resultados				Diferencias (%)		
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	1.41	1.38	1.38	1.38	-2.13	-2.13	-2.13
$Q_{max}$ (MN)	19.28	19.34	19.31	19.29	0.31	0.16	0.05
$M_{max}$ (MNm)	185.51	181.67	181.90	181.88	-2.07	-1.95	-1.96

Tabla 6: Resultados. Edificio con Núcleo y Tabiques. Acelerograma Mendoza 2006

Variable	Resultados				Diferencias (%)		
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	1.09	0.99	1.00	1.00	-9.17	-8.26	-8.26
$Q_{max}$ (MN)	10.49	9.81	9.87	9.92	-6.48	-5.91	-5.43
$M_{max}$ (MNm)	117.86	95.69	98.83	101.33	-18.81	-16.15	-14.03

Se observa en las tablas anteriores una reducción importante para los sismos de 1985 y 2006, siendo la más significativa la del sismo del año 1985, que se corresponde con los contenidos de frecuencia que se aprecian en la Figura 4, asociados a la frecuencia de sintonización (1,152 Hz o 0,868 seg). Para el caso del sismo de 2005 no se observan mejoras significativas con el uso del AMS

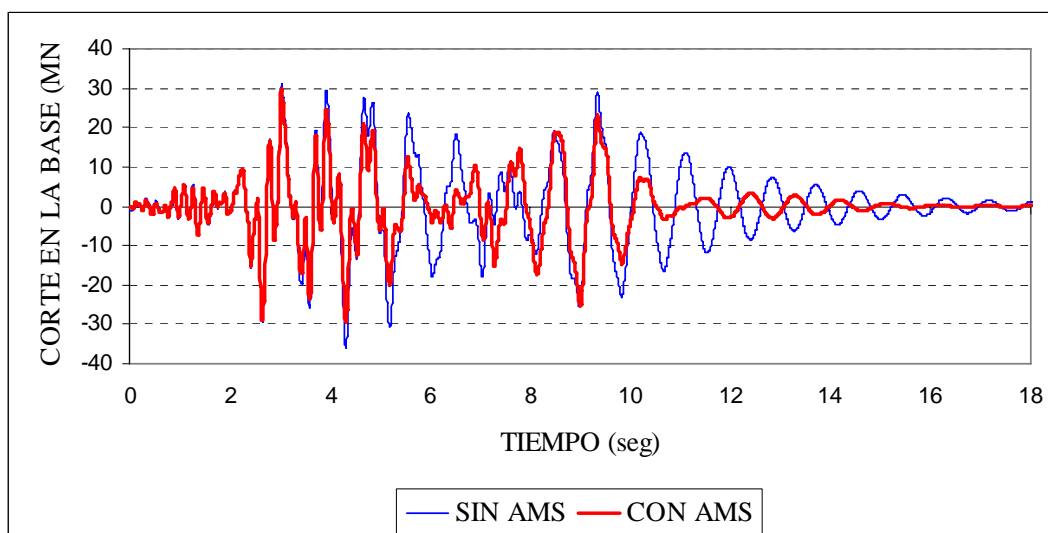


Figura 10: Edificio con Núcleo y Tabiques. Corte en la Base. Acelerograma Mendoza 1985

Se observa en la Figura 10 la representación del esfuerzo de corte en la base para el caso del sismo de 1985. Se aprecia que es necesario que transcurra un intervalo de tiempo para que el AMS comience a actuar modificando la respuesta y que una vez transcurrido este tiempo la reducción de la respuesta es mayor que para los valores máximos.

### 3.3 Edificio de Tres Niveles

Los edificios de baja altura son una tipología estructural muy común en toda la provincial de Mendoza. Como consecuencia de esta situación las frecuencias de los primeros modos de vibración son semejantes a las que se pueden apreciar en los registros de los terremotos incluidos en 3.1. Por tal motivo resulta de interés analizar la respuesta de este tipo de estructuras bajo la acción de sismos locales cuando se incorporan a las mismas dispositivos AMS.

Para realizar el análisis de esta tipología estructural se decide utilizar el programa comercial SAP 2000\_V10 (Computers and Structures Inc., 2006), ya que el programa computacional utilizado anteriormente para la estructura de Núcleo y Tabiques está basado en un modelo de viga que representa convenientemente a estructuras con continuidad en altura y comportamiento de flexión, antes que estructuras con comportamiento de corte, como la que se pretende analizar.

Se decide en primera instancia realizar un contraste utilizando los dos programas sobre una estructura que pueda ser bien representada por ambos, con excitación sísmica en la base teniendo en cuenta algunos de los acelerogramas indicados en 3.1.

El modelo a analizar se trata de un Núcleo Aislado cuyas características se detallan en la Tabla 7 y la sección transversal tipo en la Figura 11.

Tabla 7: Características del Núcleo Aislado

Altura total	30 m
Espesor de muros	0.15 m
Masa total del edificio	86.625 kg

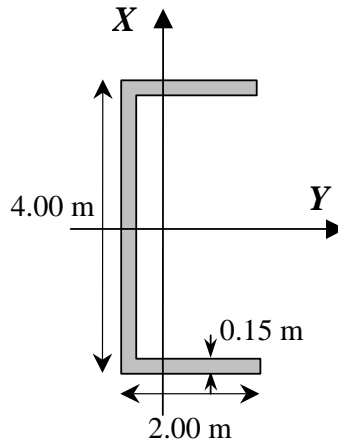


Figura 11: Sección transversal tipo. Núcleo Aislado

Esta estructura es considerada de hormigón armado y las propiedades geométricas y mecánicas usadas para aplicar la teoría presentada en 2.1. son las siguientes

$$\begin{array}{ll}
 H = 30.00 \text{ m} & F_T = 1.155 \text{ m}^2 \\
 J_x = 0.45 \text{ m}^4 & J_y = 2.85 \text{ m}^4 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -1.20 \text{ m} \\
 k'_x = 2000 & k'_y = 2000 \\
 J_\phi = 1.156 \text{ m}^6 & J_d = 0.009 \text{ m}^3 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -1.20 \text{ m} \\
 E = 3.50 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 & \rho_H = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad \nu = 0.2
 \end{array}$$

En primer lugar se presentan en Tabla 8 las frecuencias naturales obtenidas, sus períodos naturales asociados y la diferencia porcentual entre los valores obtenidos según la teoría de 2.1 y el programa SAP2000.

Tabla 8: Frecuencias y períodos naturales de vibración. Núcleo Aislado

Modo	Característica	Frecuencia Natural		Período Natural		Dif. %
		Teoría 2.1 Hz	SAP 2000 Hz	Teoría 2.1 s	SAP 2000 s	
1	Flexional Y	1.45	1.44	0.69	0.69	0.00
2	Torsional-Flexional X	1.54	1.49	0.65	0.67	3.00
3	Flexotorsión X	4.59	4.38	0.22	0.23	4.50

Se observa una gran correspondencia entre los resultados obtenidos con ambos programas.

Se determinan los parámetros del AMS considerando una relación de frecuencias igual a uno y se adopta una masa del 1% de la masa total de la estructura. Respecto del coeficiente de amortiguamiento, se utiliza un valor ya empleado en trabajos anteriores de 12.7 %.

Masa:	$m_{1\%} = 866.25 \text{ kg}$
Resorte:	$k = 71.900 \text{ N/m}$
Amortiguador:	$\xi_a = 12,7\%$

Debe aclararse que estos parámetros surgen de considerar como frecuencia de sintonía la correspondiente al primer modo de vibración flexional según Y (1.44 Hz en Tabla 8).

Los resultados del análisis se muestran a continuación en la Tabla 9 para el caso del sismo del año 1985 y en la Tabla 10 para el sismo del año 2005.

Tabla 9: Resultados Núcleo Aislado. Sismo de Mendoza 1985

Variable	TEORÍA 2.1			SAP 2000		
	Sin AMS	Con AMS	Dif. (%)	Sin AMS	Con AMS	Dif. (%)
$d_{\text{máx}}$ (cm)	8.65	7.61	-12.02	8.81	7.85	-10.90
$Q_{\text{máx}}$ (MN)	0.27	0.26	-3.70	0.22	0.21	-4.55
$M_{\text{máx}}$ (MNm)	5.35	4.65	-13.08	4.85	4.41	-9.07

Tabla 10: Resultados Núcleo Aislado. Sismo de Mendoza 2005

Variable	TEORÍA 2.1			SAP 2000		
	Sin AMS	Con AMS	Dif. (%)	Sin AMS	Con AMS	Dif. (%)
$d_{\text{máx}}$ (cm)	1.46	1.44	-1.37	1.49	1.47	-1.34
$Q_{\text{máx}}$ (MN)	0.31	0.30	-3.23	0.29	0.28	-3.45
$M_{\text{máx}}$ (MNm)	1.99	1.91	-4.02	1.98	1.94	-2.02

Se aprecia que los valores obtenidos con ambos programas tienen una buena correspondencia y se continúa con el análisis de un nuevo modelo con el programa comercial.

La estructura modelada se trata de un Edificio de Tres Niveles, con pórticos de hormigón en dos direcciones y losas de hormigón armado en cada uno de los niveles, cuya imagen en perspectiva se aprecia en la Figura 12 y sus características en la Tabla 11.

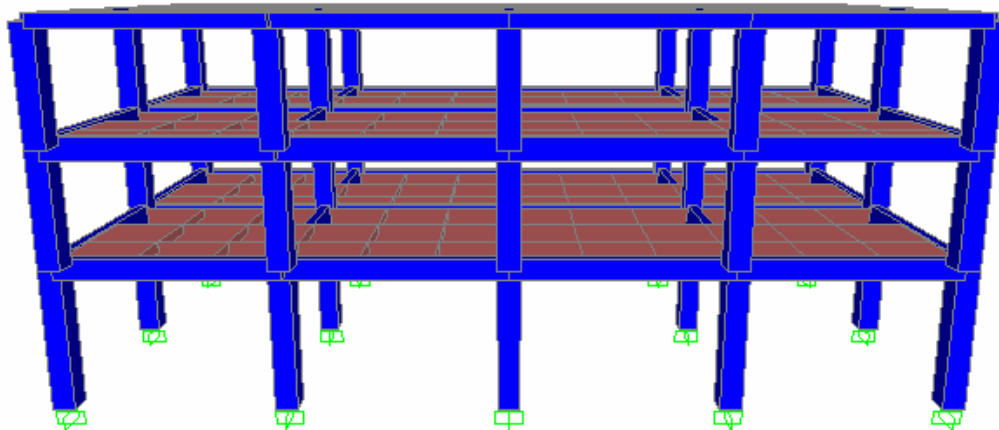


Figura 12: Perspectiva Edificio de Tres Niveles

Tabla 11: Características Edificio 3 Niveles

Altura total de la estructura	8.50 m
Número de pisos	3 pisos
Altura de piso	3.20 m (Planta Baja)
	2.65 m (1° y 2° Niveles)
Dimensiones en planta	19.80 m x 9.50 m
Espesor de losas	0.23 m
Masa total del edificio	471.400 kg

Se presentan en Tabla 12 las frecuencias naturales de la estructura. Se considera como dirección Y la que es paralela a la menor dimensión de la estructura y como dirección X a la dirección paralela a la mayor dimensión.

Tabla 12: Frecuencias de vibración. Edificio de Tres Niveles

Frecuencia	Modo	Frecuencias naturales	Períodos naturales
		Hz	seg
1	1 Flexional Y	3.413	0.293
2	1 Flexional X	3.472	0.288
3	1 Torsional	4.016	0.249
4	2 Flexional Y	10.822	0.092
5	2 Flexional X	10.884	0.091

Se determinan los parámetros del AMS considerando una relación de frecuencias igual a uno y considerando como frecuencia de sintonía la correspondiente al primer modo flexional según Y (3.413 Hz en la Tabla 12). Se adopta una masa del 1% de la masa total de la estructura. Respecto del coeficiente de amortiguamiento, se realiza un estudio paramétrico para valores del 5, 10 y 15 por ciento del amortiguamiento crítico. Los valores utilizados en el análisis fueron:

Masa:  $m_{1\%} = 4.700 \text{ kg}$

Resorte:  $k = 2.168.000 \text{ N/m}$

El AMS se ubica en el centro de masa de la estructura. En las Tablas 13, 14 y 15 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 13: Resultados. Edificio de Tres Niveles. Acelerograma Mendoza 1985

Variable	Resultados			Diferencias (%)			
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	3.72	3.21	3.28	3.33	-13.71	-11.83	-10.48
$Q_{max}$ (MN)	5.41	4.73	4.82	4.90	-12.57	-10.91	-9.43
$M_{max}$ (MNm)	35.16	30.37	31.02	31.53	-13.62	-11.77	-10.32

Tabla 14: Resultados. Edificio de Tres Niveles. Acelerograma Mendoza 2005

Variable	Resultados			Diferencias (%)			
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	1.23	1.21	1.21	1.21	-1.63	-1.63	-1.63
$Q_{max}$ (MN)	1.39	1.35	1.35	1.35	-2.88	-2.88	-2.88
$M_{max}$ (MNm)	11.26	11.09	11.07	11.06	-1.51	-1.69	-1.78



Tabla 15: Resultados. Edificio de Tres Niveles. Acelerograma Mendoza 2006

Variable	Resultados			Diferencias (%)			
	Sin AMS	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %	Con AMS 5 %	Con AMS 10 %	Con AMS 15 %
$d_{max}$ (cm)	0.53	0.48	0.49	0.49	-9.43	-7.55	-7.55
$Q_{max}$ (MN)	0.73	0.65	0.66	0.67	-10.96	-9.59	-8.22
$M_{max}$ (MNm)	4.92	4.47	4.54	4.58	-9.15	-7.72	-6.91

A modo ilustrativo, se presenta en la Figura 13 las respuestas obtenidas sin y con AMS ( $\xi = 5\%$ ), para el caso de corte en la base y acelerograma de Mendoza del año 1985.

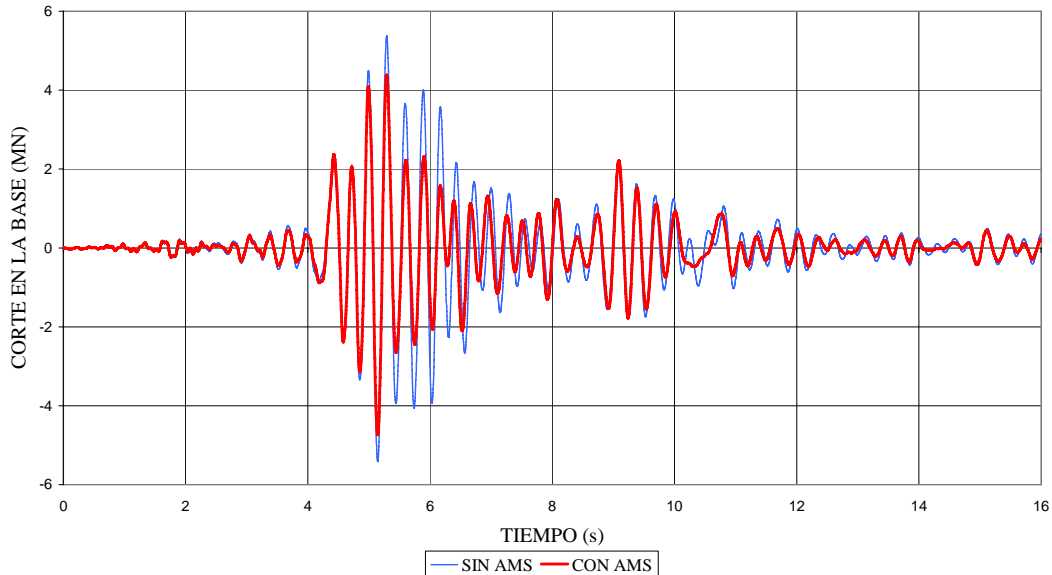


Figura 13: Edificio de Tres Niveles. Corte en la Base. Acelerograma Mendoza 1985

Como se puede apreciar en los resultados de la Tabla 13 la reducción del valor máximo absoluto por efecto del AMS para el caso del corte en la base, es del orden de 12,6 %. Sin embargo en el gráfico se observan valores de reducción mucho mayores para un tiempo posterior, como el comprendido en el intervalo entre los 5.5 y 6.5 seg donde las reducciones llegan al orden del 44 %, y aunque no sean los máximos, son valores de gran magnitud durante la respuesta. Esto es de esperarse ya que la frecuencia a la cual se sintoniza el AMS es similar a la del máximo contenido de frecuencias que se observa en el espectro de la Figura 4.

Como en el caso anterior del edificio de Núcleo y Tabiques, se aprecia que el AMS necesita un tiempo para que comience a actuar y su funcionamiento afecte la respuesta.

En las Figuras 14 y 15 se observa la representación gráfica de la respuesta del esfuerzo de corte en la base de la estructura, sin y con AMS ( $\xi = 5\%$ ) para los acelerogramas de Mendoza de los años 2005 y 2006.

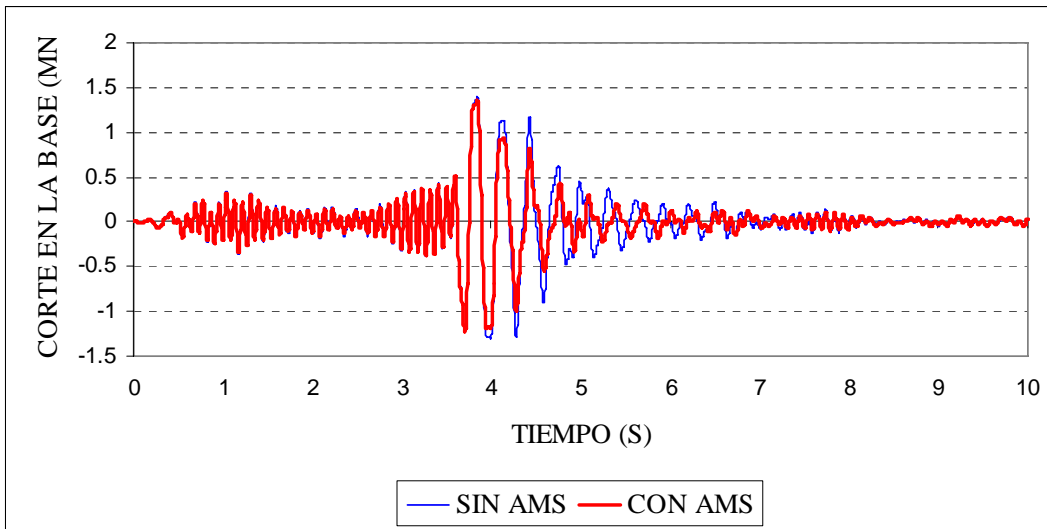


Figura 14: Edificio de Tres Niveles. Corte en la Base. Acelerograma Mendoza 2005

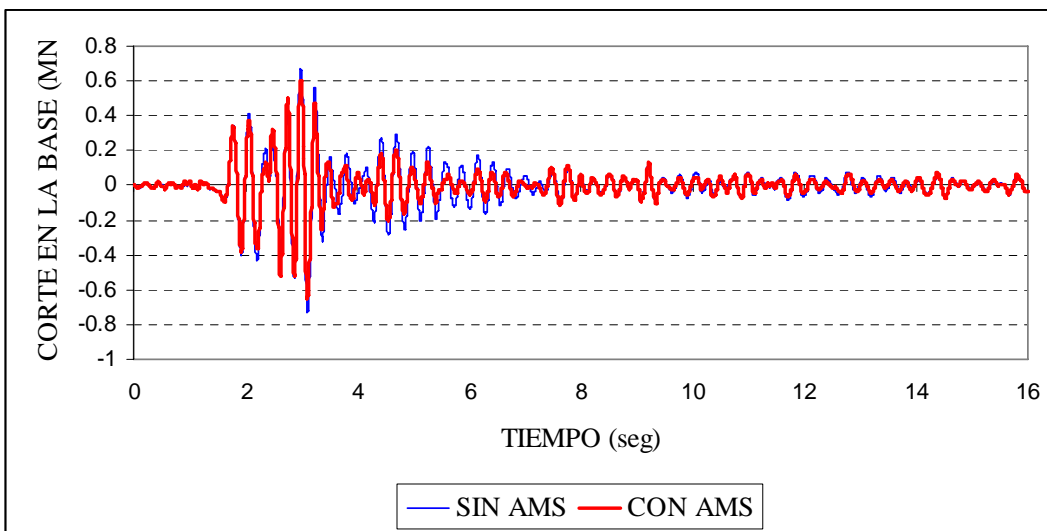


Figura 15: Edificio de Tres Niveles. Corte en la Base. Acelerograma Mendoza 2006

Se aprecia en ambas figuras, como en el caso anterior, una pequeña disminución de la respuesta máxima y no se observa una mejora tan marcada como en el caso de la Figura 13, una vez que el AMS actúa después de la máxima excitación. Esto es debido a que la frecuencia fundamental de la estructura no se encuentra en resonancia con los sismos correspondientes.

## 4 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un esquema de análisis para estructuras sismorresistentes con la incorporación del sistema de control pasivo de vibraciones denominado en la literatura amortiguador de masa sintonizado (AMS).

En cuanto al modelo físico de la estructura se utiliza un modelo general de vigas. La formulación inicial, basada en las hipótesis de Vlasov, fue modificada permitiendo la inclusión de deformaciones angulares inducidas por el esfuerzo de corte, sección variable en la dirección longitudinal e inercias rotacionales en las ecuaciones de movimiento. Se utiliza un método de integración numérica conjuntamente con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT) para trabajar en el dominio de la frecuencia. Además se formulan las ecuaciones de movimiento para los AMS y se describe su interacción con la estructura.

Con este esquema y teniendo en cuenta el objetivo fundamental del trabajo se estudió numéricamente la respuesta de dos estructuras bajo la acción de tres acelerogramas registrados en la ciudad de Mendoza de los años 1985, 2005 y 2006. Una de las estructuras se analizó utilizando un programa que tiene en cuenta el modelo general de viga. La restante, luego de validar los resultados previamente con una estructura de testeo, fue analizada con un programa comercial. Los resultados obtenidos permiten, en forma preliminar, obtener las siguientes conclusiones.

- Cuando la estructura está en resonancia o cerca de la misma con los contenidos de frecuencia del sismo considerado (caso de los sismos de 1985 y 2006), se observan reducciones en los valores máximos de la respuesta que pueden ser consideradas significativas en relación con el posible colapso estructural.
- Cuando la estructura no está en resonancia o cerca de la misma con los contenidos de frecuencia del sismo considerado (caso del sismo de 2005), no se observa una mejora sustancial con el uso del AMS. Sin embargo, en este caso, la estructura no estaría seriamente comprometida.
- Debido a la característica de los sismos registrados, que son de muy corta duración, el AMS no tiene una respuesta inmediata en el control de la respuesta. Luego de pasados los dos o tres primeros picos del sismo, el AMS trabajando en sintonía, logra reducciones en la respuesta muy importantes, del orden del 45%.
- Los mejores resultados se obtuvieron, en general, para el menor valor de amortiguamiento ( $\xi = 5\%$ ) de los empleados en el análisis.

Estas observaciones preliminares deben ser confirmadas por la realización de un conjunto de ejemplos adicionales, utilizando otros esquemas estructurales y otros registros que se puedan haber tomado o que se tomen a futuro.

## REFERENCIAS

- R.D. Ambrosini. Análisis Dinámico de Estructuras de Pared Delgada y Sección Abierta en el Dominio de la Frecuencia. *Tesis de Magister en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán*, 1991.
- R.D. Ambrosini, J.D. Riera y R.F. Danesi. Dynamic Analysis of Thin-Walled and Variable Open Section Beams with Shear Flexibility. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38(17):2867-2885, 1995.
- C.C. Chang. (1999), "Mass dampers and their optimal designs for building vibration control", *Engineering Structures*, 21:454-463, 1999.

- A. Coull. Interactions Between Coupled Shear Walls and Cantilever Cores in Three-Dimensional Regular Symmetrical Cross-Wall Structures, *Proc. ICE*, 2(55), 827-840, 1973.
- J.P. Den Hartog. *Mechanical Vibrations*, Dover, New York, 1985.
- C. Li y Y. Liu. Optimum multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration based on the uniform distribution of system parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:671-690, 2003.
- C. Li y W. Qu. Optimum properties of multiple tuned mass dampers for reduction of translational and torsional response of structures subject to ground acceleration. *Engineering Structures*, 28:472-494, 2006.
- T. Pinkaew, P. Lukkunaprasit, P. Chatupote. Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures. *Engineering Structures*, 25:39-46, 2003.
- J. Park y D. Reed. Analysis of uniformly and linearly distributed mass dampers under harmonic and earthquake excitation. *Engineering Structures*, 23:802-814, 2001.
- F. Sadek, B. Mohraz, A.W. Taylor, R.M. Chung. (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:617-635, 1997.
- SAP 2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, V 10. *Computers and Structures Inc.*, 2006.