

# RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CHILENOS CON APOYOS AISLANTES

Mauricio Sarrazin<sup>1</sup>, M. O. Moroni<sup>1</sup>, D. Romo<sup>1</sup>, J. Quintana<sup>1</sup> y P. Soto<sup>1</sup>

RESUMEN: La mayoría de los puentes importantes construidos en los últimos años y la vía elevada del metro de Santiago incluyen algún tipo de aislación sísmica y en varios de ellos se han instalado redes locales de acelerómetros con el fin de monitorear su respuesta frente a terremotos. En este trabajo se analizan los registros, tanto de vibraciones ambientales como de sismos, obtenidos a la fecha en el puente Marga-Marga de Viña del Mar, en el tramo elevado de la Línea 5 del metro de Santiago y en el puente Amolanas, ubicado en el kilómetro 308 de la carretera Panamericana Norte. Además, se presentan modelos de elementos finitos que reproducen las características dinámicas obtenidas experimentalmente.

## INTRODUCCIÓN

Dentro de los proyectos de investigación del grupo de Sistemas de Protección Sísmica de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, se encuentra el programa de instrumentación y seguimiento de puentes con sistemas de aislación sísmica y disipadores de energía. En la actualidad están instrumentados dos puentes y un tramo del viaducto del tren metropolitano de Santiago. El primer puente instrumentado, que es destacable por su envergadura y porque fue el primer puente diseñado con aisladores sísmicos en el país, es el puente Marga Marga, ubicado en la carretera Rodelillo - El Salto, en Viña del Mar. Por su parte el puente Amolanas, ubicado en el kilómetro 308 de la carretera Panamericana Norte, también tiene características peculiares como la gran altura de una de sus ceapas, y la inclusión de aisladores de fricción entre la viga y las ceapas y los estribos, y disipadores de energía viscoelásticos en los estribos.

En este trabajo se analizan los registros, tanto de vibraciones ambientales como de sismos, obtenidos a la fecha en los puentes instrumentados y se presentan modelos de elementos finitos que pretenden reproducir las características dinámicas obtenidas experimentalmente.

## EL PUENTE MARGA-MARGA

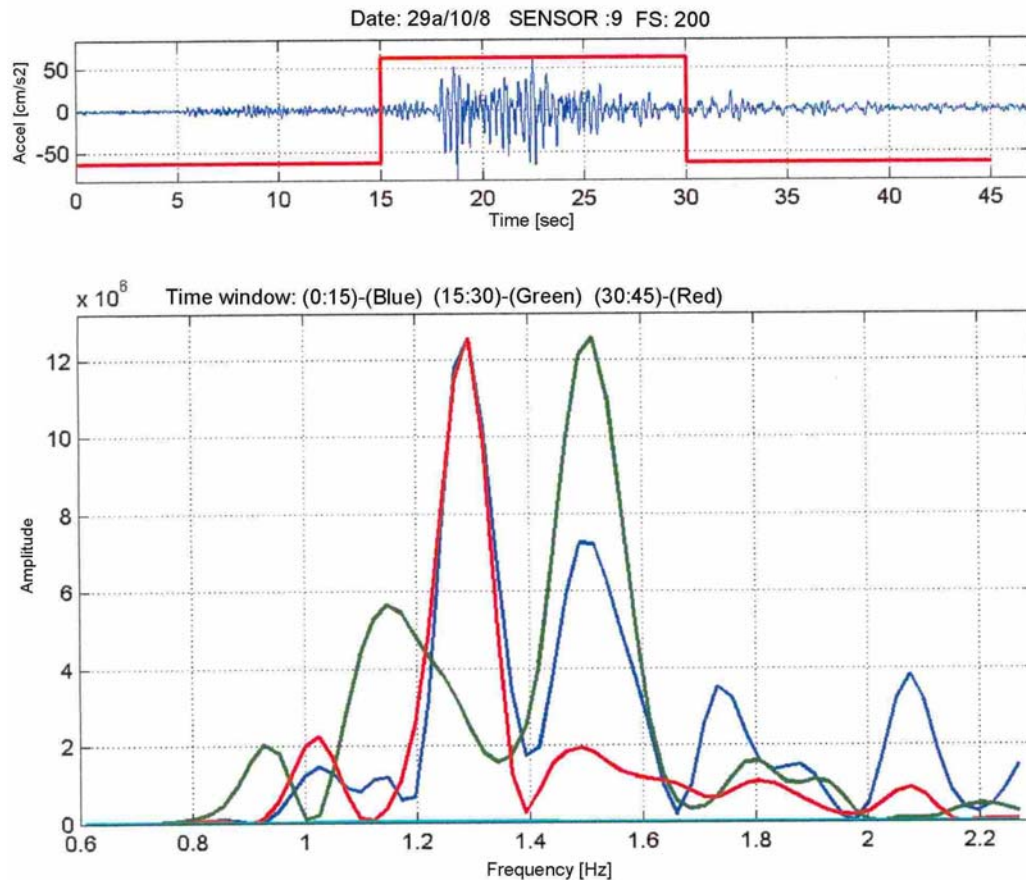
El puente Marga Marga fue el primer puente diseñado con aisladores sísmicos en el país. Se encuentra ubicado en la carretera Rodelillo - El Salto, sobre el estero del mismo nombre. La descripción del puente se encuentra en Boroschek et al. (1997). El puente se encuentra instrumentado con una red local de 21 sensores de aceleración del tipo fuerza balanceada, 18 de ellos ubicados en diferentes puntos de la estructura, conectados a una central de control y registro marca Kinemetric, modelo Mt. Whitney, y 3 sensores ubicados en roca a pocos metros del extremo sur del puente, dentro de un foso de 3 m de profundidad, conectados a una unidad ETNA. Estos tres últimos sensores tienen por función registrar el movimiento del sismo en el afloramiento rocoso en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí y en dirección vertical, (Daroca, 1998).

Esta red local ha permitido registrar la respuesta para varios sismos, en particular el del 29 de octubre de 1998, que tuvo una aceleración máxima en la roca de 0.023g. Sin embargo, ninguno de estos movimientos es suficientemente fuerte como para producir deformaciones sustanciales en los aisladores. La deformación máxima de ellos en la pila central, para el sismo del 29-10-98, fue de 2.8 mm en la dirección transversal y 1.5 mm en la longitudinal, lo cual representa deformaciones angulares de 1.2 % y 0.7 %, respectivamente. Los sensores que mostraron la mayor aceleración máxima instantánea fueron los obtenidos en la superestructura en la dirección transversal, cerca de los estribos. Estas aceleraciones parecen corresponder a vibraciones de alta frecuencia producidas por impacto entre la superestructura y los soportes laterales. Éstos consisten simplemente en placas de acero deslizando contra acero. Comparando el movimiento en la dirección transversal en el extremo superior de la pila con el correspondiente en la superestructura, se observa una disminución en las aceleraciones de un 40 a 70 %.

---

<sup>1</sup> Depto. de Ingeniería Civil, División Estructuras y Construcción, Universidad de Chile, Santiago, Chile

El análisis de los registros de ese sismo, así como registros de micro vibraciones ambientales realizadas con sismómetros portátiles, han servido para identificar las propiedades dinámicas del puente. Se determinaron las frecuencias y modos naturales de vibrar por métodos no paramétricos, lográndose identificar hasta cinco modos. Hubo una buena correlación entre los valores obtenidos con los diferentes registros y los modelos teóricos, (Sarrazin et al, 2001). Un objetivo de ese estudio fue determinar la no linealidad de la respuesta con la magnitud de las vibraciones. Una evidencia de ello es la diferencia en las frecuencias naturales obtenidas con micro vibraciones, comparada con las frecuencias obtenidas de los registros de terremotos, siendo mucho mayores estos últimos. Se verificó que aunque los terremotos eran pequeños, las frecuencias disminuían en un 10 %. Lo mismo se puede comprobar dividiendo el terremoto en tres partes: Antes, durante y después del movimiento fuerte. La Figura 1 muestra los resultados del sensor 9 (transversal, sobre la losa, al centro del puente) para el terremoto del 29-10-98. El espectro de Fourier indica claramente que para la parte de movimiento fuerte del registro la frecuencia natural es mucho menor (0.92 Hz contra 1.2 Hz).



**Figura 1: Variaciones de frecuencias durante sismo del 29/10/98**

El 24 de julio del 2001 ocurrió un evento de magnitud 5.1, cuyo epicentro estuvo frente a la costa a 53 Km de profundidad. Los registros de aceleración se encuentran en el Anexo A. En los últimos tres sensores, denominados de campo libre, las aceleraciones máximas fueron 0.2g, 0.05g y 0.12g en las direcciones longitudinal, vertical y transversal, mientras que en los primeros tres, ubicados al pie de la cepa N°4, las aceleraciones máximas fueron 0.06g, 0.02g y 0.07g respectivamente, lo que pudiera indicar algún efecto de amplificación en la parte alta dada la topografía del lugar, tal como se observó durante el sismo de marzo de 1985, o bien un efecto de interacción con el puente. Al comparar las aceleraciones máximas en el tope de la cepa N°4 con lo registrado en el tablero, se observa el efecto positivo de la aislación. Sólo llama la atención los valores registrados en los sensores 11 y 17, que corresponden a las aceleraciones en la dirección transversal del tablero en ambos extremos; hay que hacer notar que en esos lugares el tablero está impedido de moverse y que en el extremo norte la viga del lado oriente se encuentra actualmente enterrada en escombros.

## VIADUCTO DE LA LÍNEA 5 DEL METRO DE SANTIAGO

La línea 5 del Metro de Santiago tiene un tramo elevado en forma de viaducto de 5810 metros de longitud, que incluye las estaciones: Rodrigo de Araya, Carlos Valdovinos, Camino Agrícola, San Joaquín, Pedrero y Mirador (Quintana, 2002).

Estructuralmente, el viaducto está formado por losas de hormigón postensadas, de 30 centímetros de espesor con largos que van de 27 a 36 metros y anchos de 6.3 a 7.5 metros. Las losas están soportadas por dos vigas exteriores de hormigón pretensado, de 1.80 metros de altura, que se unen a la losa por su talón inferior mediante postensado transversal. Una sección típica se encuentra en la Figura 2.

Las vigas están simplemente apoyadas a través de placas de neopreno reforzadas, de sección 30 x 60 cm y 5.2 cm de espesor (Figura 3), en los extremos de capiteles de hormigón armado soportados por una columna central hueca del mismo material, de 30 centímetros de espesor. En las estaciones las columnas aumentan su sección, como se aprecia en la Figura 4.

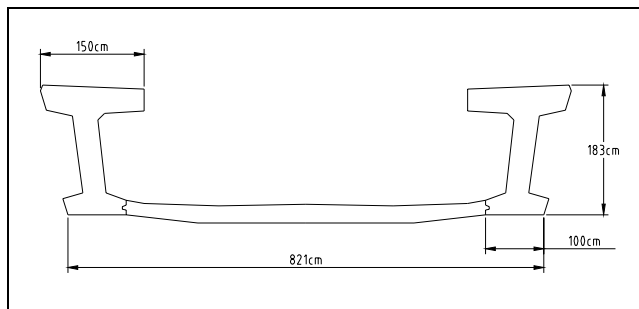


Figura 2: Sección vigas – losa.

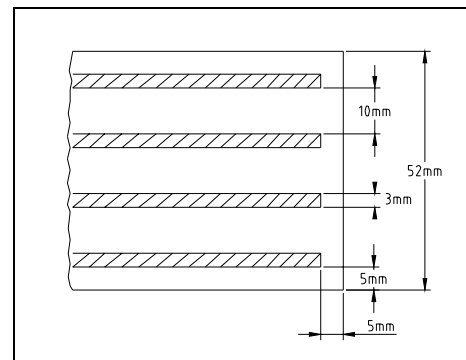


Figura 3: Detalle placa de neopreno reforzada.

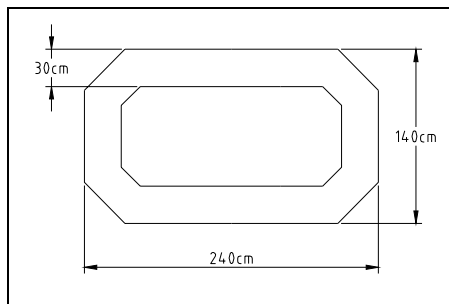
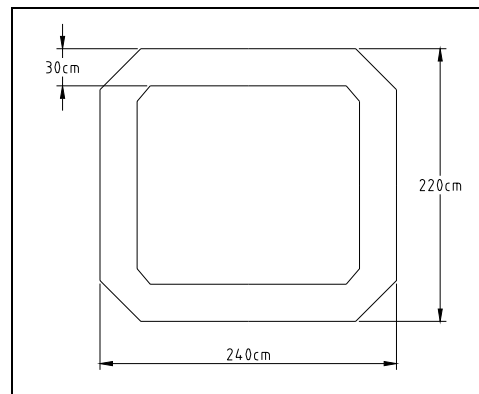


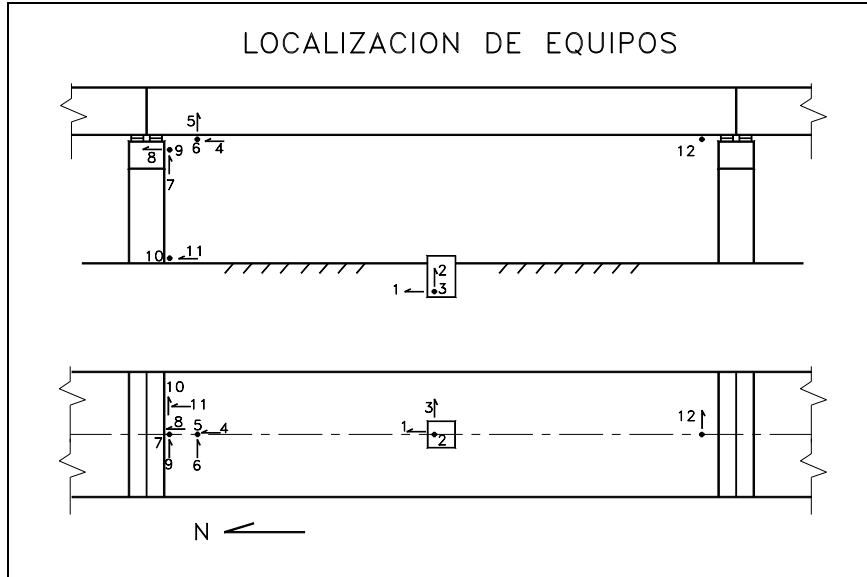
Figura 4: a) Columna inter-estación



b) Columna estación

Las columnas se conectan monolíticamente a sus fundaciones, las cuales consisten en un paralelepípedo recto de hormigón armado, de profundidad variable entre 7 y 12 metros, hueco, relleno interiormente con suelo de la excavación debidamente compactado.

La instrumentación instalada en la Línea 5 del Metro consiste en una red local de acelerómetros para movimiento fuerte del tipo fuerza balanceada. Los sensores se encuentran ubicados en uno de los tramos del viaducto, al Sur de la estación Mirador. Se colocaron tres acelerógrafos uniaxiales FBA-11 y tres acelerógrafos triaxiales FBA-23, de Kinematics. De esta forma se cuenta con doce canales de registro permanente. Estos acelerógrafos están conectados a una unidad de registro denominada K2, la cual se encuentra ubicada en el interior de la estación Mirador.



**Figura 5: Localización de equipos.**

Entre los años 1998 y 2001 se registraron 22 sismos, la mayoría de ellos de poca intensidad. El sismo de mayor importancia que afectó al lugar fue el del 1º de agosto de 1999, cuyas características pueden verse en la Tabla 1. Las aceleraciones máximas instantáneas en el instrumento puesto en el foso (superficie "libre") fueron: N-S: 0.119g; Vertical: 0.046g; E-O: 0.144g y las deformaciones de los apoyos elastoméricos, para los sismos de mayor intensidad, se encuentran en la Tabla 2.

Además, se hicieron registros de microvibraciones ambientales durante el paso del metro (17-10-1997) y sin el metro (22-8-1998). Esta gran cantidad de información fue procesada para determinar las características dinámicas reales de la estructura, en particular, las frecuencias propias de vibración. Para el caso de los sismos más intensos (29-07-1998 y 1-08-1999) se realizó adicionalmente un análisis de los registros por segmentos de distinta amplitud, con el fin de obtener la variación no lineal de la respuesta en función de la intensidad de las aceleraciones.

**Tabla 1: Características del registro sísmico del 1/8/99**

Latitud	Longitud	Hora Local	Profundidad (km)	Magnitud Richter	Duración Registro (seg)	Duración mov. Fuerte (seg)
33°07.8'S	70°21.5'W	21:06:39.8	98	5.1	65.0	3.28

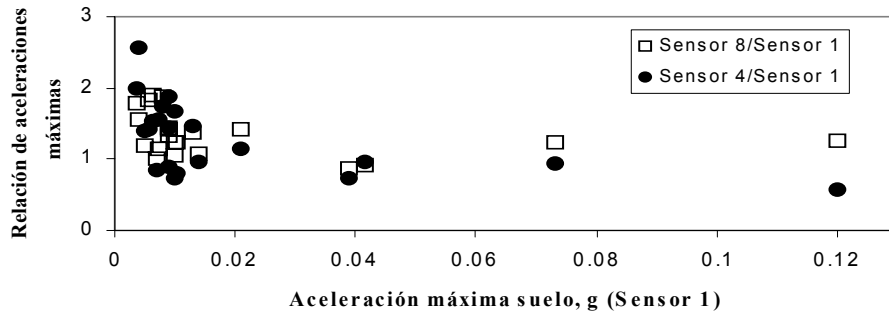
**Tabla 2: Deformaciones máximas en los apoyos elastoméricos, Metro de Santiago.**

Movimiento sísmico	Deformación Longitudinal (mm)	Deformación Vertical (mm)	Deformación Transversal (mm)
29-07-1998	0.41 (1.03%)	0.33 (0.81%)	0.58 (1.45%)
1-08-1999	3.56 (8.91%)	0.71 (1.76%)	4.85 (12.1%)

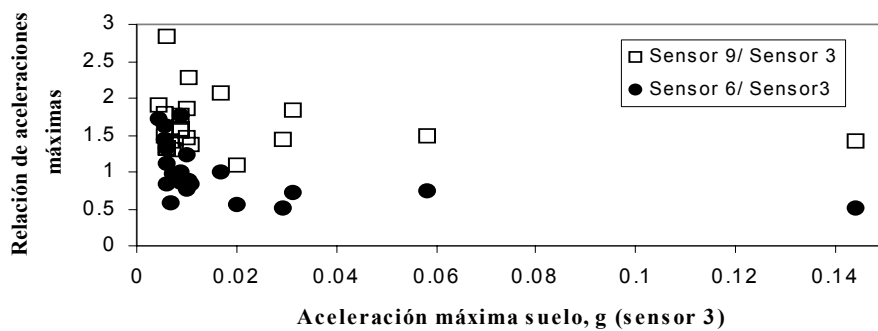
El sismo del 1-08-1999 es el de mayor interés, por su intensidad. Los registros de aceleración obtenidos en los diferentes sensores durante este sismo se encuentran dibujados en el Anexo A.

Es de interés observar el comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos a través de la amplificación (o reducción) de la señal en puntos de ella, para diferentes niveles de intensidad. Los resultados que se muestran a continuación indican que existe una fuerte no-linealidad de la respuesta con la aceleración máxima del sismo, siendo

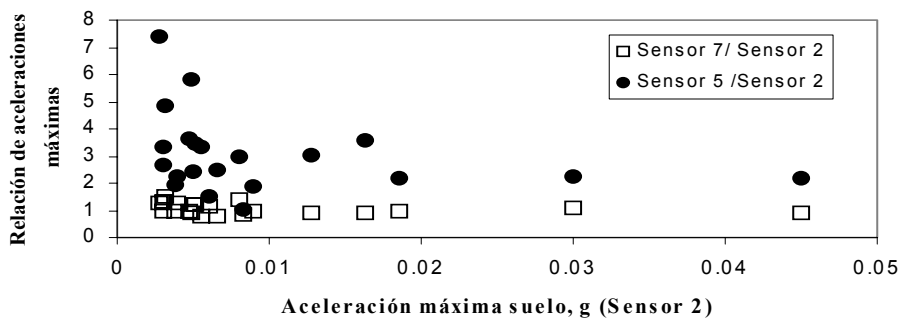
este efecto favorable en cuanto a la acción de los apoyos de goma en la reducción de la respuesta. En las Figuras 6 a 8 se puede apreciar este efecto para el movimiento longitudinal, transversal y vertical, respectivamente. En todos los casos, la comparación es entre los registros de los sensores ubicados en la parte superior de la pila y en la viga - en la dirección correspondiente - y los registros en las mismas direcciones en el "campo libre". La Figura 6 presenta las razones entre la aceleración máxima en dirección longitudinal de los sensores 8 (en la parte superior de la pila) y 4 (en la viga) y el sensor 1 (campo libre en esa dirección). La Figura 7 se refiere al mismo tipo de información, pero en la dirección transversal. Por último, la Figura 8 corresponde a los mismos puntos en sentido vertical.



**Figura 6: Relaciones de aceleraciones máximas longitudinales**



**Figura 7: Relaciones de aceleraciones máximas transversales**



**Figura 8: Relaciones de aceleraciones máximas verticales**

En la Figura 6 se aprecia una amplificación, para pequeñas aceleraciones del suelo, tanto en el extremo superior de la columna como en la viga (factor > 1). Sin embargo para niveles de excitación mayores se observa una tendencia a la reducción de las aceleraciones en la viga, tanto longitudinal como transversalmente, con un factor de amplificación

que disminuye conforme aumenta la aceleración máxima del suelo. Esto indica que los apoyos de neopreno reducen las aceleraciones desde el suelo hacia la viga, pero sólo para niveles de excitación mayores a 0.02 g, lo cual podría deberse en parte a algún tipo de restricción al desplazamiento que sería significativo para pequeñas aceleraciones.

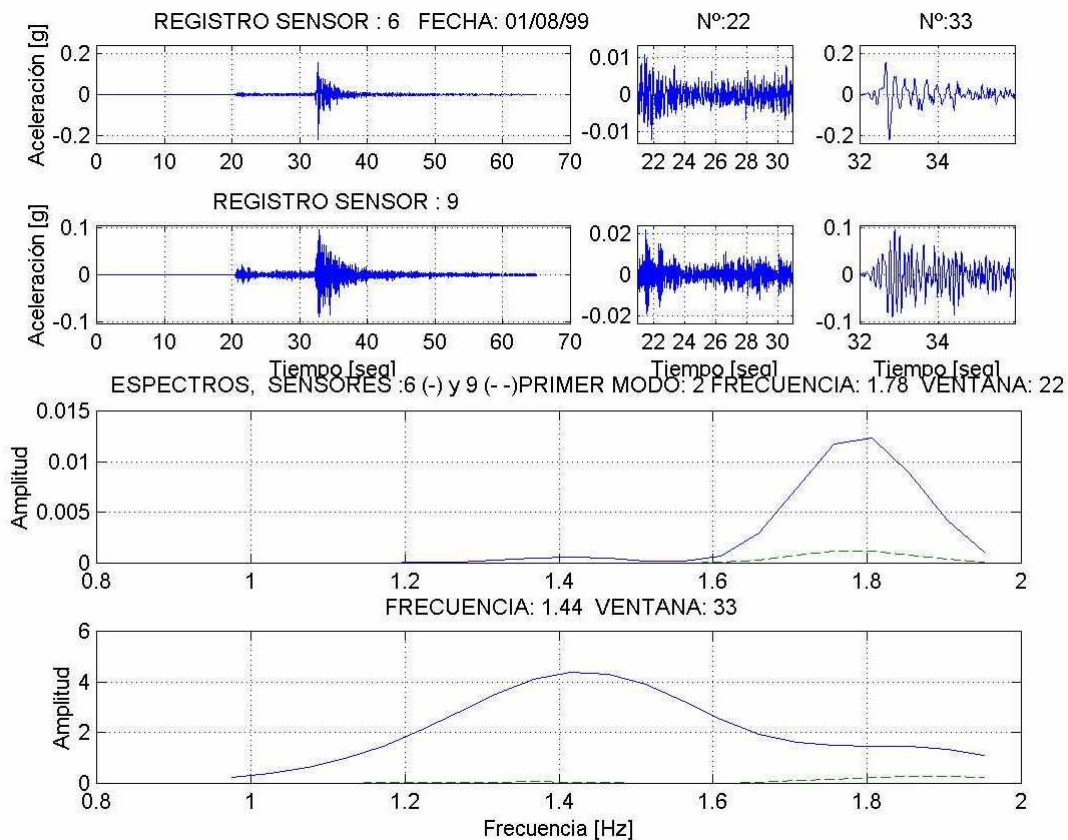
En la dirección transversal (Figura 7) se observa una reducción de las aceleraciones en la viga para excitaciones menores (0.01 g) que lo que ocurre en la dirección longitudinal. En el extremo superior de la columna existe una amplificación presente para todo nivel de excitación del suelo.

Verticalmente se observa una amplificación de la señal, comportamiento característico de los sistemas de aislación de goma, que es mayor para aceleraciones del suelo menores a 0.01 g y tiende a mantenerse constante, alrededor de 2.5, para aceleraciones mayores a ésta (Figura 8).

Las frecuencias predominantes, correspondientes a los modos naturales de vibrar, se determinaron mediante métodos no paramétricos, analizando las señales en el dominio de las frecuencias y considerando las funciones de correlación entre ellas. Este proceso se desarrolló para diferentes segmentos de los registros sísmicos, que corresponden a diferentes amplitudes de vibración, con el fin de estudiar la dependencia con la intensidad. Considerando sólo los sismos del 29-07-98 y 01-08-99, se obtuvieron las variaciones que se presentan en la Tabla 3.

Los valores de la Tabla 3 indican un efecto muy importante de la amplitud de la vibración sobre las frecuencias fundamentales. Esto significa que la rigidez de la estructura es fuertemente dependiente de la magnitud de la vibración.

La Figura 9 muestra el cambio en la frecuencia fundamental en diferentes segmentos del sismo del 01-08-99.



**Figura 9: Cambio de frecuencia con la amplitud**

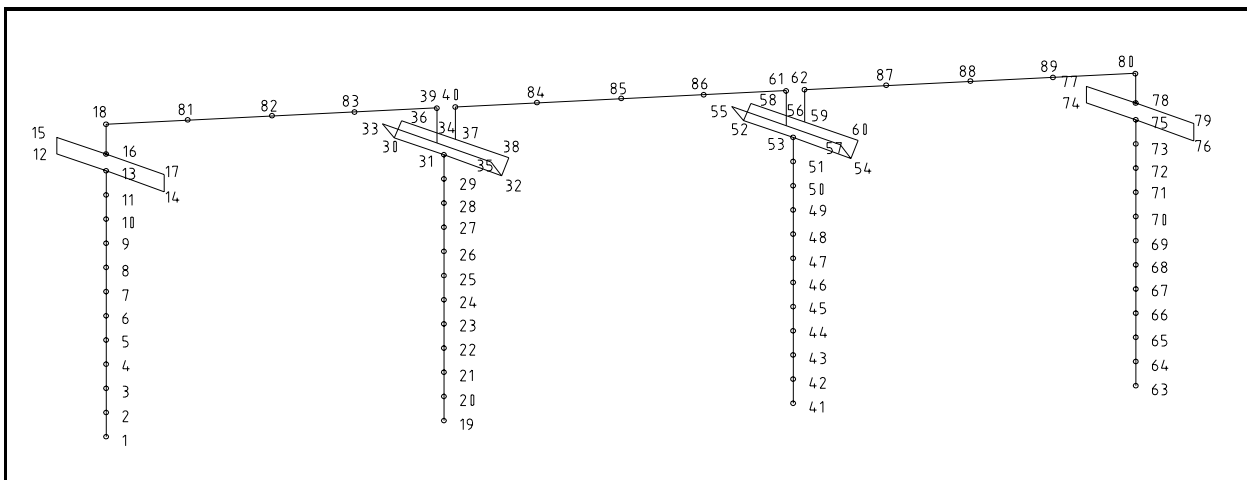
Un aspecto importante de esta investigación ha sido el desarrollo de un modelo analítico que pueda representar fielmente la respuesta del viaducto ante un movimiento sísmico, con el fin de poder emplear modelos similares en el diseño de obras futuras. El modelo puede ser utilizado también para verificar la respuesta del viaducto ante sismos sintéticos representando condiciones extremas a que puede estar sometida la obra. El modelo utilizado comprende 3 tramos contiguos del viaducto, correspondiendo el del medio al tramo instrumentado. Fue desarrollado para el programa SAP2000 usando elementos uniaxiales rectos tridimensionales para modelar la estructura. En el caso de los apoyos elastoméricos, se emplearon elementos no lineales del tipo Nlink-Isolator1, los cuales se fundamentan en un

comportamiento histerético similar al propuesto por Park, Wen y Ang (1986). El sistema de nodos y barras empleado se puede apreciar en la Figura 10.

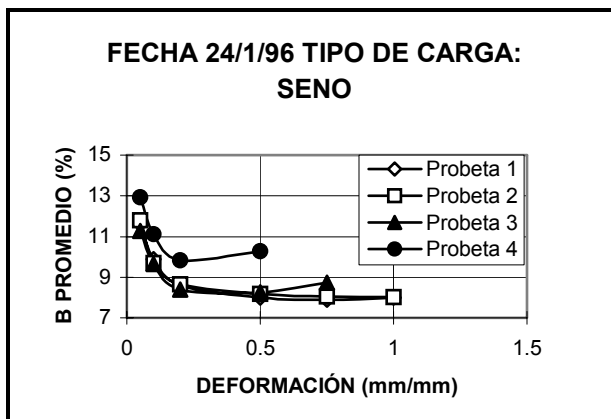
Las propiedades del neopreno de los apoyos fueron medidas por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Se comprobó en esos ensayos una fuerte dependencia con la amplitud de la deformación, tanto para el módulo de rigidez  $G$  como para el amortiguamiento. Estos valores se encuentran en las Figuras 11 y 12. El ajuste de las rigideces  $k_1$  y  $k_2$  del modelo con los valores experimentales se encuentra en la Figura 13. Para ajustar el modelo a las frecuencias principales de vibrar se modificó también el módulo de elasticidad del hormigón, la rigidez del suelo y el amortiguamiento interno. Las Figuras 14 y 15 representan las respuestas de aceleraciones en los sensores 4, 6, 8, 9, 10 y 11 y su comparación con los resultados teóricos.

**Tabla 3: Rango de variación de las frecuencias para diferentes amplitudes del movimiento**

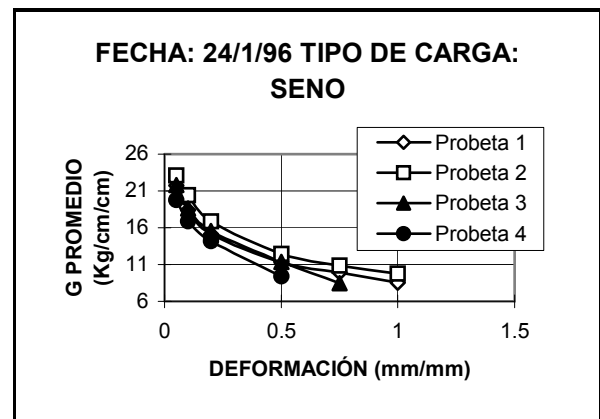
Modo N°	Dirección Asociada	Sismo			
		29/07/98		01/8/99	
		Frecuencia (Hz)		Frecuencia (Hz)	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
1	Longitudinal	1.9	2.59	1.49	1.9
2	Transversal	1.71	2.44	1.44	1.78
3	Vertical	2.78	3.12	2.64	2.85



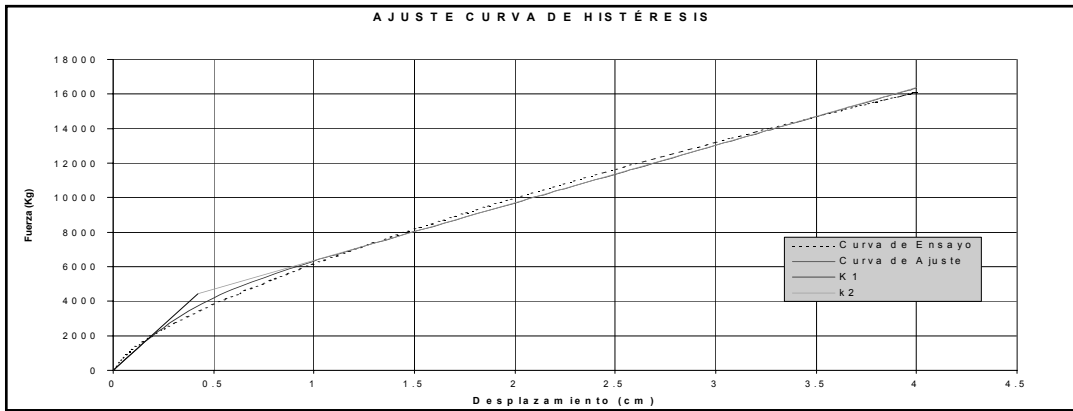
**Figura 10: Diagrama del modelo tridimensional del viaducto del Metro.**



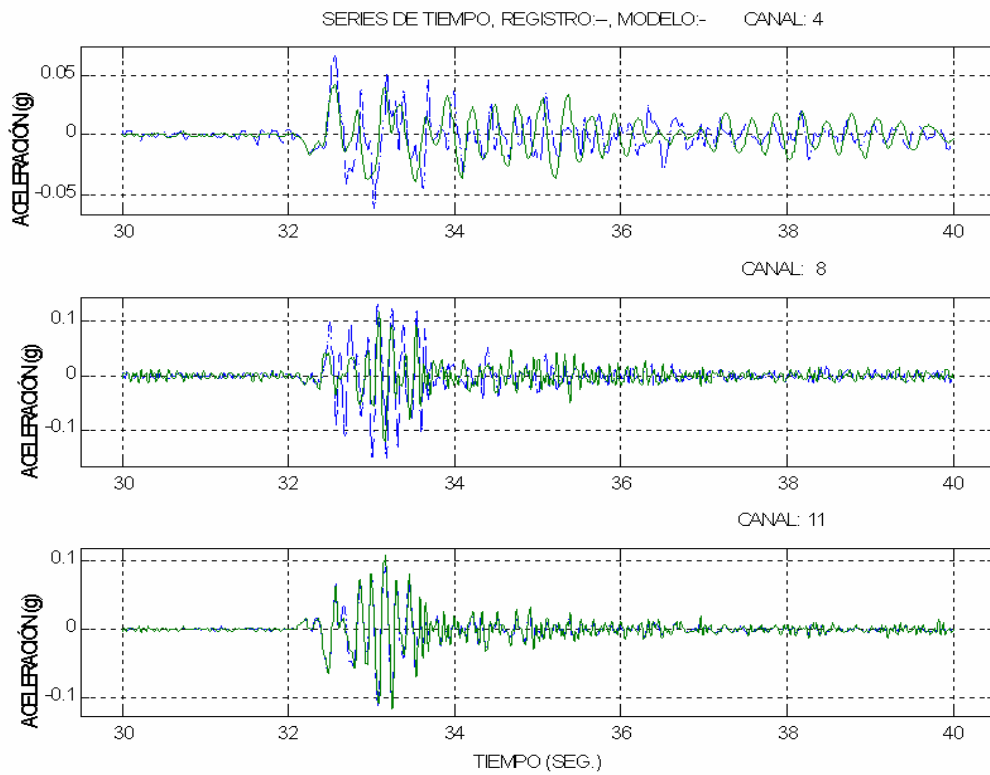
**Figura 11: % amortiguamiento crítico**



**Figura 12: Módulo de corte, G**

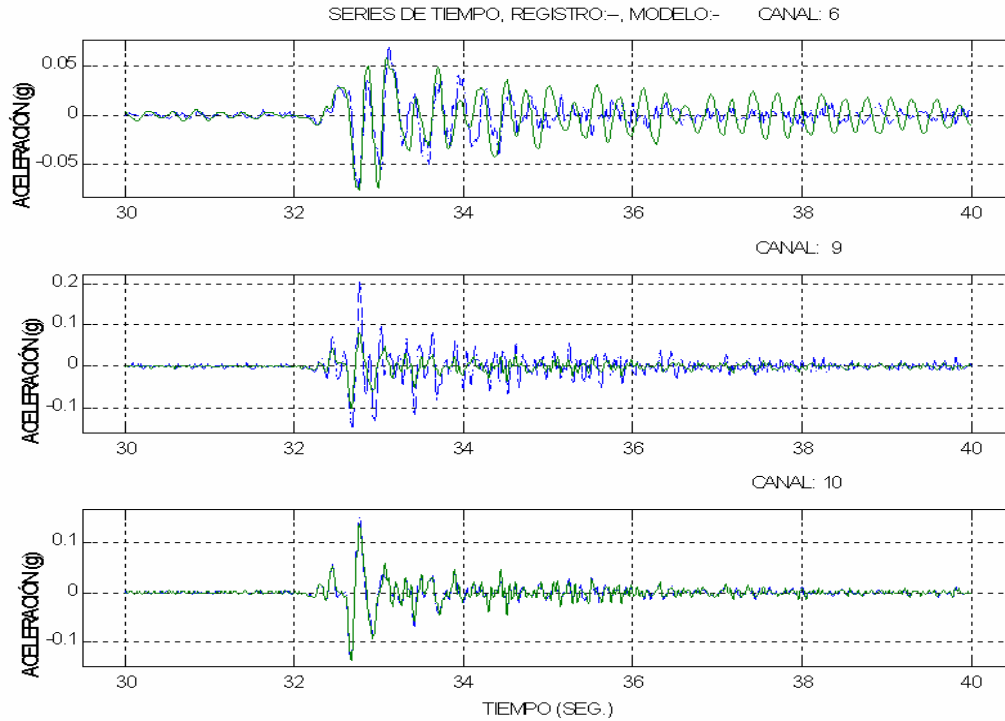


**Figura 13: Ajuste de la curva de histéresis**



**Figura 14: Comparación entre respuestas experimental y teórica, longitudinal**

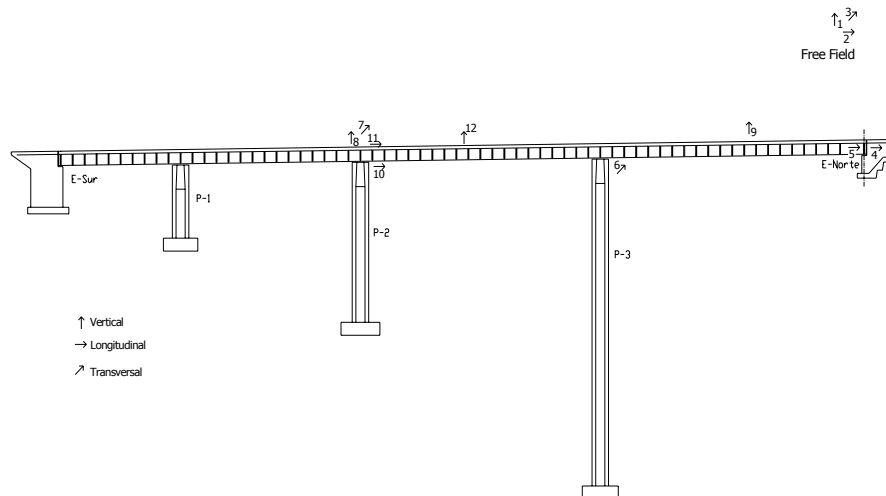




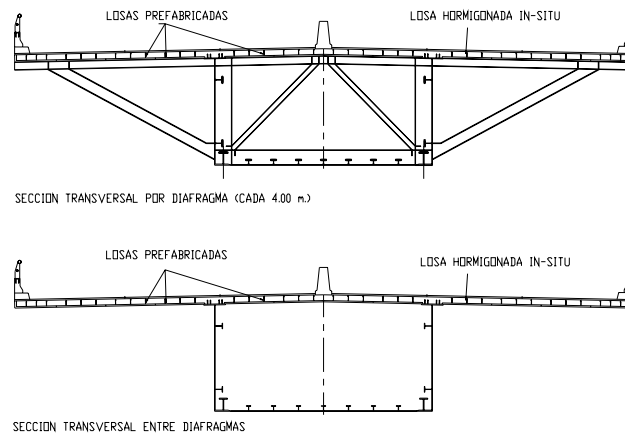
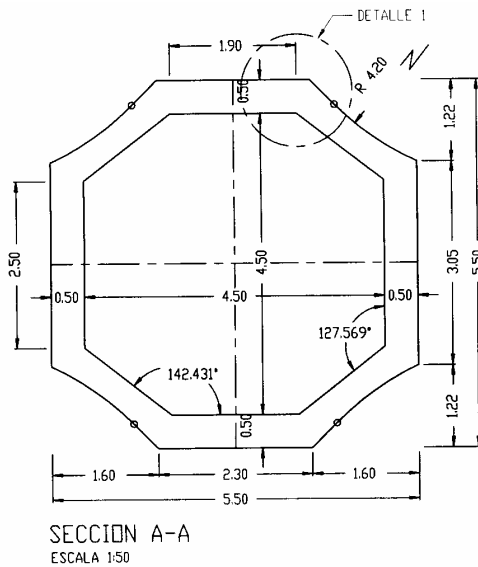
**Figura 15: Comparación entre respuestas experimental y teórica, transversal**

### EL PUENTE AMOLANAS

El puente carretero Amolanas se encuentra ubicado en el kilómetro 308 de la carretera Panamericana Norte. Sus características generales y la instrumentación de monitoreo permanente instalada en él se encuentran descritos en otro trabajo (Leiva et al., 2002). La ubicación de los acelerómetros se puede ver en la Figura 16.



**Figura 16: Red de monitoreo, puente Amolanas**



**Figura 17: Secciones de las pilas y la viga**

Las características de las pilas y de la viga metálica se pueden apreciar en la Figura 17. La viga del tablero del puente se encuentra soportada en apoyos deslizantes en dirección longitudinal y fijos en dirección transversal, excepto en la pila más alta, la número 3, en que el apoyo es fijo en ambas direcciones. El movimiento sísmico longitudinal es controlado por dos parejas de disipadores viscosos colocados entre los tableros y los estribos. En el análisis sísmico se emplearon registros sintéticos especialmente preparados para el lugar. La obtención de la respuesta en el tiempo es necesaria por la alta no linealidad del sistema dinámico: roce entre la viga, las pilas y los estribos, y disipadores viscosos no lineales en los estribos. Estos últimos tienen la siguiente característica fuerza - velocidad:

donde:

$$F = 3000V^{0.15} \pm 15\%$$

$F$  = fuerza transmitida [kN]  
 $V$  = velocidad [m/seg]

Antes de la instalación de los acelerómetros de monitoreo permanente, se realizaron mediciones mediante sensores de aceleración FBA-11 y sismómetros Ranger SS-1 (Gárate, 2001), con el fin de determinar las características dinámicas del puente en el rango de las microvibraciones, en particular, los períodos y modos propios de vibrar y los amortiguamientos correspondientes. Estos últimos se estimaron a partir de los registros con el método del ancho de banda, (Tanaka et al. 1966). Los resultados obtenidos se encuentran en las Tablas 4 y 5. Considerando además las funciones de fase, es posible obtener también las formas modales de vibrar. Éstas se comparan en la Figura 18 con los valores teóricos proporcionado por un modelo analítico desarrollado con elementos finitos.

### Registro de sismos en la red permanente.

Como ya se mencionó, el puente Amolanas tiene actualmente una red permanente de acelerómetros, la cual se activa para un cierto nivel de aceleraciones. La puesta en funcionamiento de la red es de fecha reciente (diciembre de 2001). Con ella se realizó una serie de mediciones de micro vibraciones el 12-12-2001, cuyo análisis ratifica los resultados obtenidos en las mediciones con equipos móviles realizadas anteriormente. Las características dinámicas del puente obtenidas mediante micro vibraciones corresponden a movimientos muy pequeños, lo cual no permite obtener conclusiones para deformaciones grandes, como las que ocurrirían durante un sismo destructivo. Si el movimiento es muy pequeño, los apoyos deslizantes no alcanzan a moverse y los disipadores viscosos no lineales no tienen mayor efecto. Es muy importante, entonces, poder registrar movimientos de cierta intensidad que hagan trabajar a los mecanismos no lineales (fricción en los apoyos y no linealidad en los disipadores). A pesar del corto tiempo en que la red ha estado en funcionamiento, ya se han obtenido tres registros de sismos de pequeña intensidad en el lugar. El registro más interesante de estos temblores, para los diferentes canales, se encuentran en el Anexo A. Sin embargo, estos

sismos son aún muy pequeños como para permitir obtener conclusiones sobre la respuesta del sistema para sismos intensos y poder hacer así un correcto modelamiento del puente para los sismos de diseño.

**Tabla 4. Resultados obtenidos con acelerómetros FBA-11**

<b>RESULTADOS OBTENIDOS PARA LOS ACELERÓMETROS FBA-11</b>			
<b>MODO</b>	<b>FRECUENCIA</b>	<b>PERÍODO</b>	<b>DIRECCIÓN ASOCIADA</b>
	[Hz]	[seg]	
1	0.6834	1.4633	Transversal -Vertical
2	1.3180	0.7587	Longitudinal - Vertical
3	1.6598	0.6025	Transversal
4	2.0503	0.4877	Transversal -Vertical -Longitudinal
5	2.9534	0.3386	Longitudinal
6	3.1731	0.3151	Transversal -Vertical
7	3.3439	0.2991	Transversal -Vertical -Longitudinal
8	3.5148	0.2845	Transversal -Vertical
9	4.3691	0.2289	Transversal -Vertical -Longitudinal

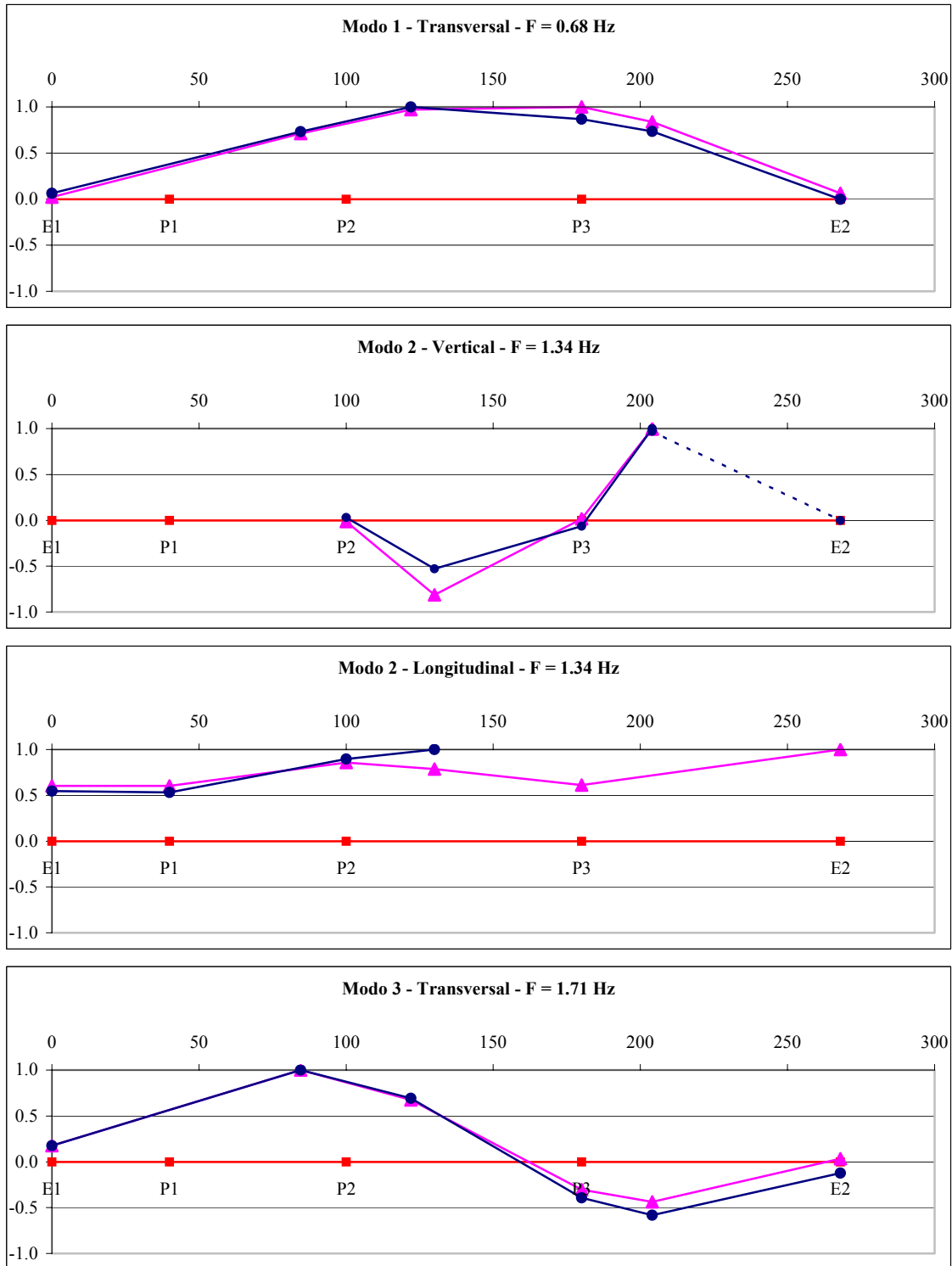
**Tabla 5. Resultados obtenidos con sismómetros SS-1**

<b>RESULTADOS OBTENIDOS PARA LOS SISMÓMETROS SS-1</b>			
<b>MODO</b>	<b>FRECUENCIA</b>	<b>PERÍODO</b>	<b>DIRECCIÓN ASOCIADA</b>
	[Hz]	[seg]	
1	0.6834	1.4633	Transversal
2	1.3424	0.7449	Longitudinal- Vertical
3	1.7086	0.5853	Transversal
4	2.0503	0.4877	Transversal-Vertical-Longitudinal
5	2.9534	0.3386	Longitudinal
6	3.1975	0.3127	Transversal - Vertical
7	3.3683	0.2969	Vertical-Longitudinal
8	3.5148	0.2845	Transversal
9	4.1738	0.2382	Longitudinal
10	4.3691	0.2289	Transversal-Vertical-Longitudinal

## **CONCLUSIONES**

En los puentes construidos en Chile en los últimos años se ha generalizado el uso de dispositivos de protección sísmica, y sin embargo la exactitud de los modelos usados en sus diseños no ha sido verificada. El Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, con el apoyo del Ministerio de Obras Públicas y Consejo Nacional de Investigaciones y Tecnología de Chile, ha realizado un gran esfuerzo instrumentando con acelerómetros varias de esas estructuras con el fin de verificar en terreno su comportamiento sísmico. A pesar de que los registros sísmicos obtenidos a la fecha han sido sólo de intensidad moderada, se puede concluir lo siguiente:

- Los aisladores sísmicos tienen comportamiento no-lineal que se manifiesta en el corrimiento de las frecuencias calculadas para los sismos de distinta magnitud y durante la ocurrencia misma de los sismos, al ir variando su intensidad con el tiempo.
- Existe una disminución de las aceleraciones máximas horizontales y una amplificación de las aceleraciones máximas verticales.



**Figura 19: Comparación formas modales obtenidas teórica y experimentalmente.**

- Los modelos que se calibran para microvibraciones, deben recalibrarse para los sismos de diferentes intensidades, haciendo difícil pronosticar el comportamiento de estas estructuras para sismos mayores sin tener registros reales que los avalen.

## AGRADECIMIENTOS

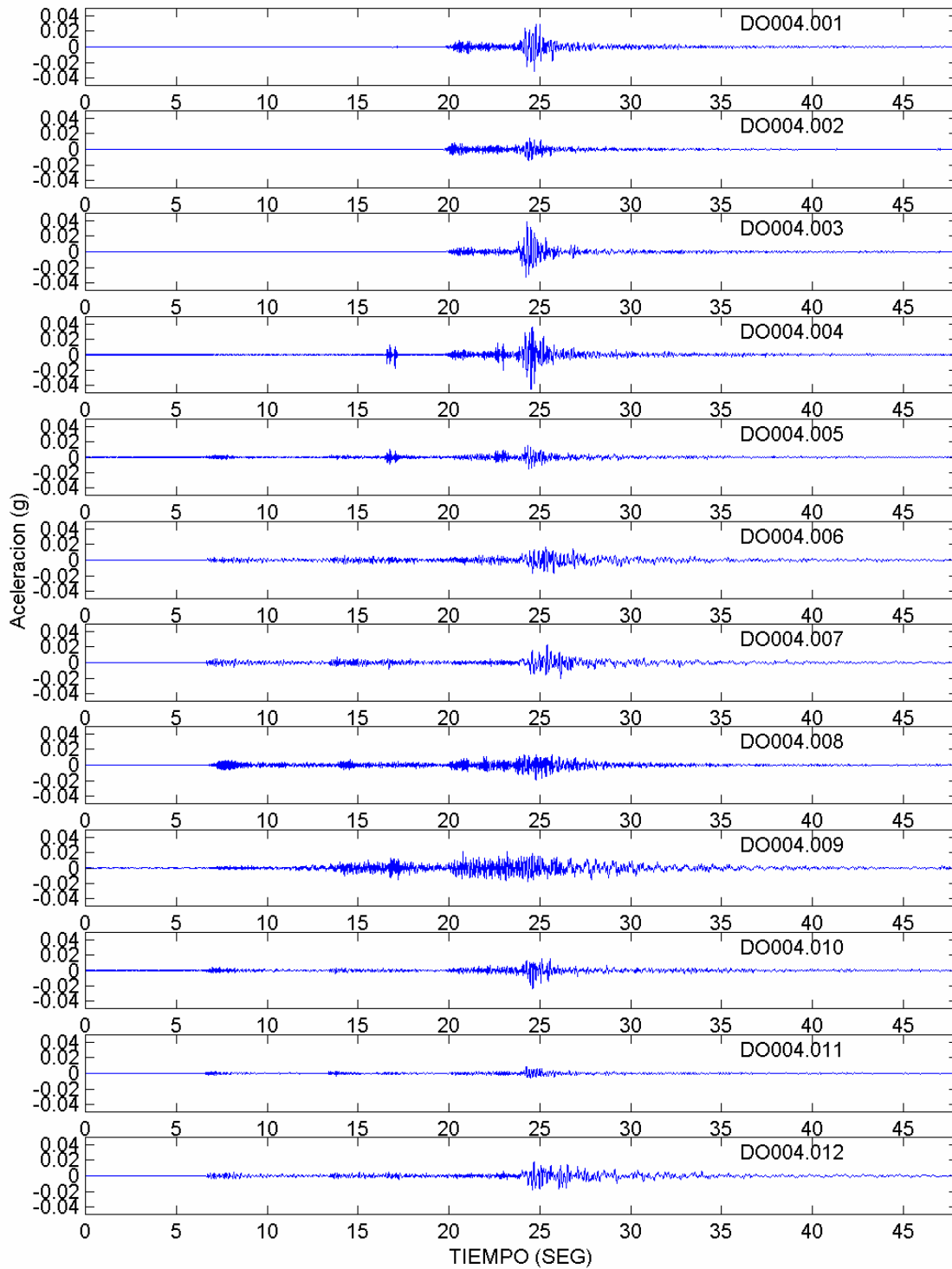
Los autores agradecen el apoyo financiero de la Universidad de Chile, del Ministerio de Obras Públicas a través del programa de Innovación Tecnológica, de FONDECYT (proyecto N° 1011025) y de las empresas SACYR y ALCHISA.

## REFERENCIAS

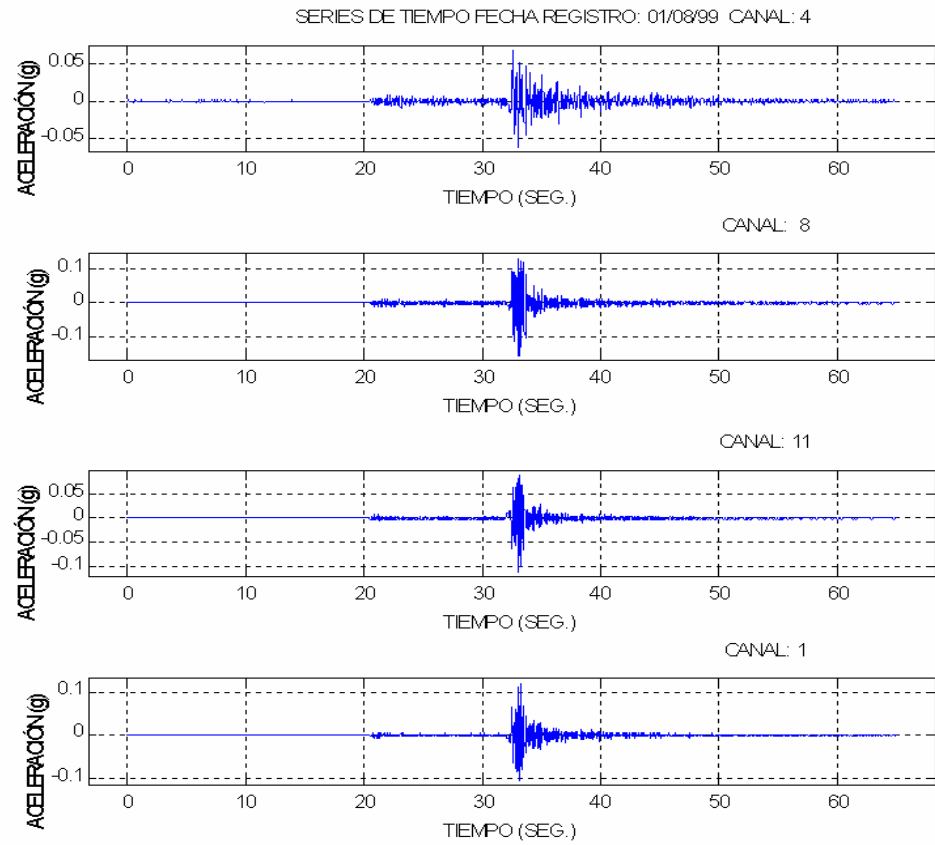
- Boroschek, R., Moroni, M., Sarrazin, M., Segovia, E., Soto, P. (1997), “Determinación de las propiedades dinámicas del Puente Marga-Marga”, *Proc. VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, pp 565-574.
- Daroca, S. (1998). “Instalación de una red de acelerógrafos en el Puente Marga-Marga”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago Chile.
- Gárate, D. (2001). “Análisis de microvibraciones del Puente Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
- Sarrazin, M., Moroni, O., Soto, P., Boroschek R.(2001). “Applications on seismic isolation and energy dissipation in bridges in Chile and Venezuela”, *Proc 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures*, Assisi, Italia.
- Park, Y., Wen, Y., Ang A. (1986). “Random Vibration of Hysteretic System under Bi-directional Ground Motions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 14.
- Quintana, J. (2002). “Análisis de la Línea Elevada 5 del Metro a partir de registros sísmicos”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Leiva, S., Moroni, M., Sarrazin, M., Soto, P. (2002). “Instrumentación del Puente Amolanas”, *Proc. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Chile.
- Tanaka, T., Yoshizawa, S., Osawa, Y., Morishita, T. (1966). “Period and damping of vibration in actual building modes”, *Bulletin of the Seismological Society of America.*, 56, pp 793-813.

# ANEXO A

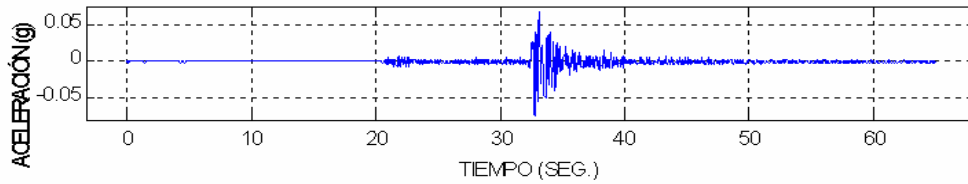
## REGISTRO DEL SISMO DEL 23-12-2001, PUENTE AMOLANAS



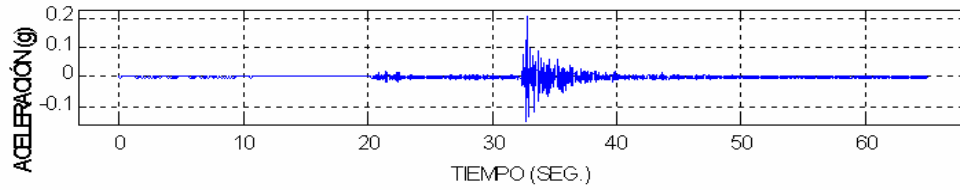
# REGISTROS DEL SISMO DEL 01-08-99, VIADUCTO METRO SANTIAGO



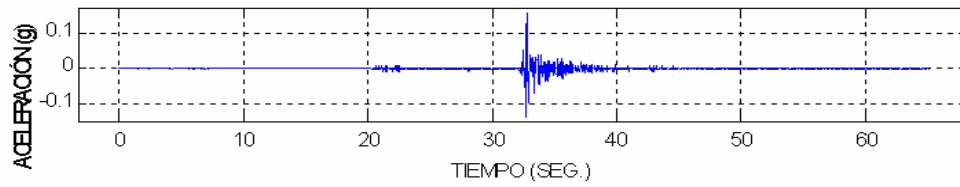
SERIES DE TIEMPO FECHA REGISTRO: 01/08/99 CANAL: 6



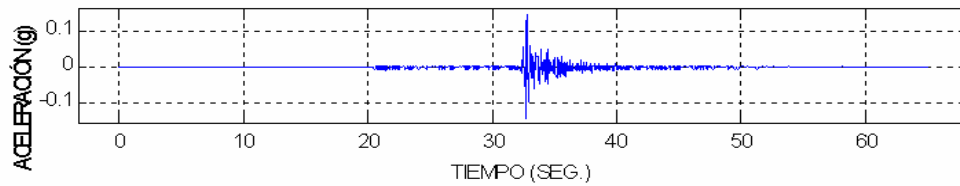
CANAL: 9



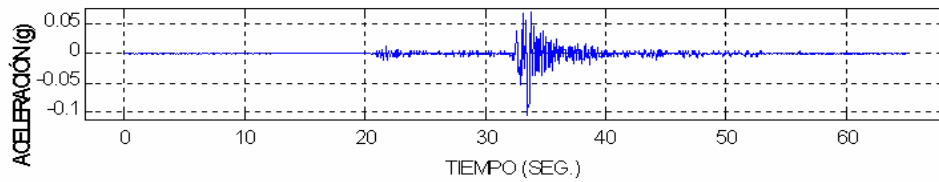
CANAL: 10



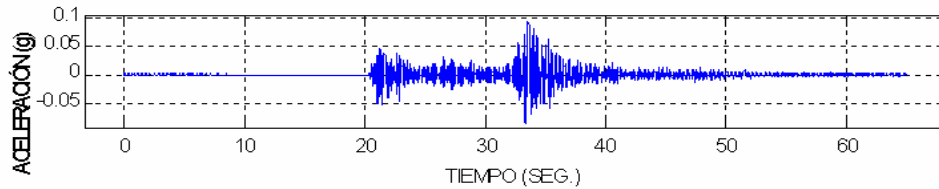
CANAL: 3



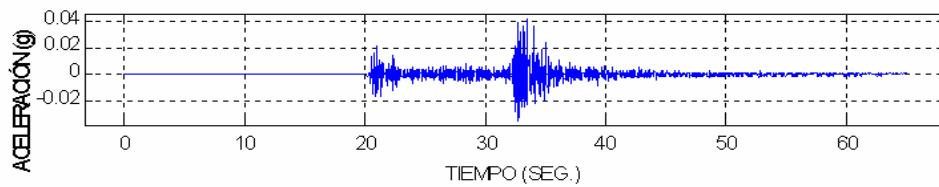
SERIES DE TIEMPO FECHA REGISTRO: 01/08/99 CANAL: 12



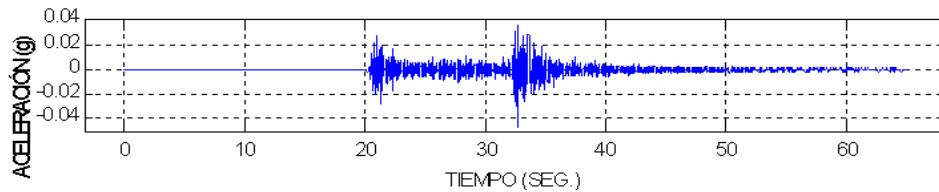
CANAL: 5



CANAL: 7



CANAL: 2



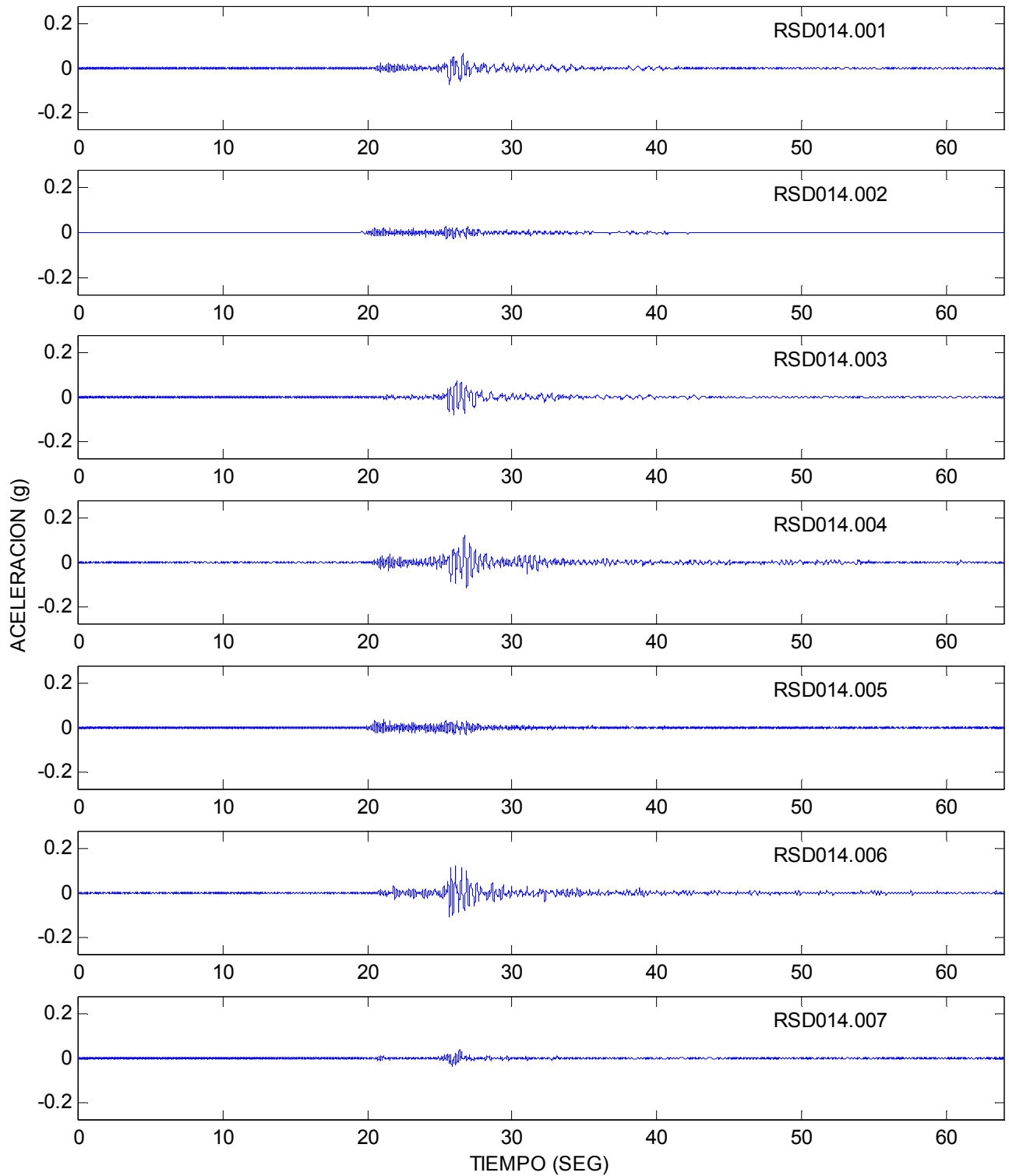


UNIVERSIDAD DE CHILE

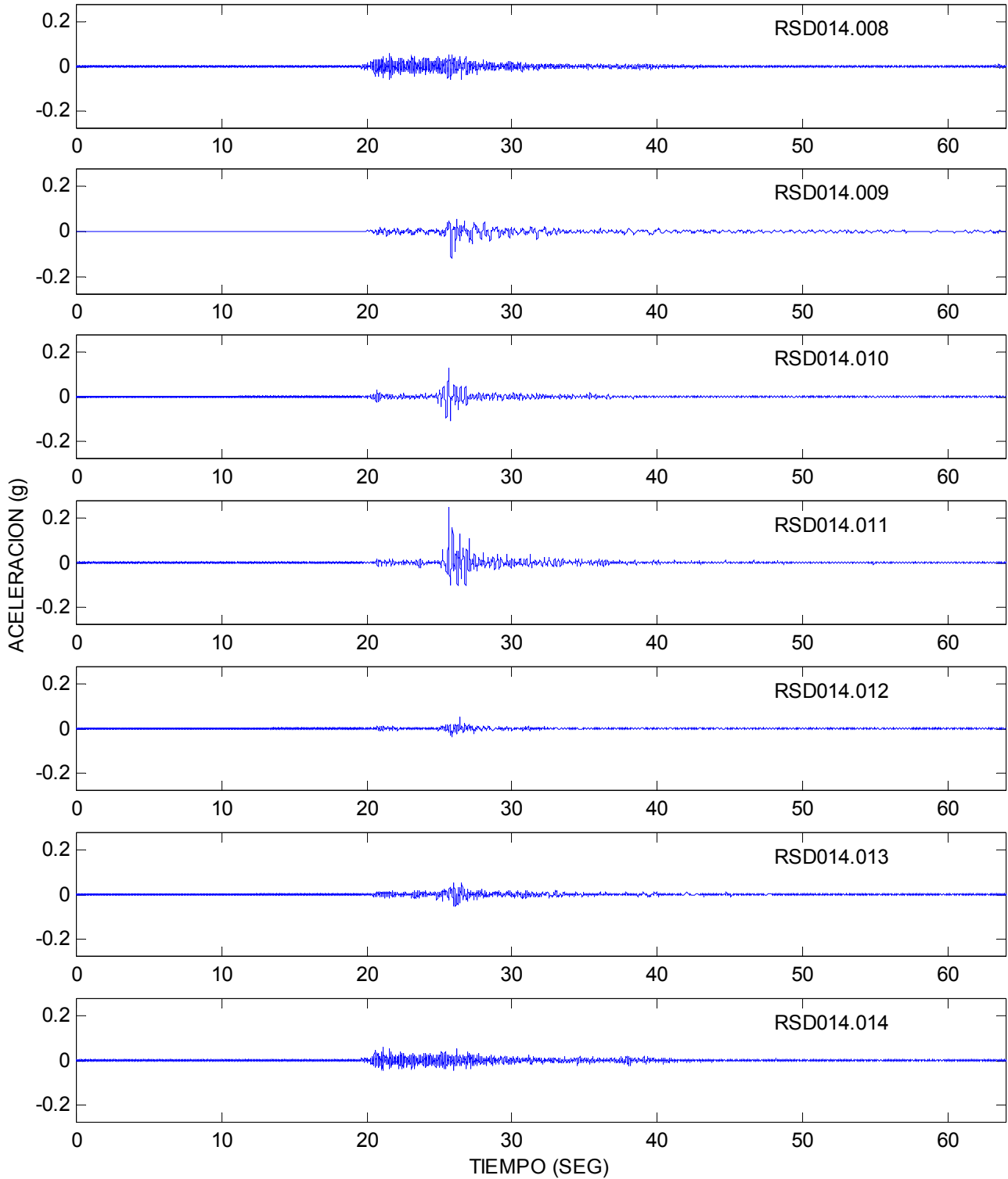
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

VIADUCTO MARGA-MARGA - VIÑA DEL MAR - RENADIC ESTACIONES MA1 Y MA2

JULIO 24,2001 HORA 13:42:41.2 MAG 5.1 LAT -32:51.5 LON -71:46.0 PROF 53 KM



UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
VIADUCTO MARGA-MARGA - VIÑA DEL MAR - RENADIC ESTACIONES MA1 Y MA2  
JULIO 24, 2001 HORA 13:42:41.2 MAG 5.1 LAT -32:51.5 LON -71:46.0 PROF 53 KM



TIEMPO (SEG)