

Características dinámicas de puentes Chilenos con protección sísmica

Ofelia Moroni¹, Mauricio Sarrazin², Carlos Benavides³, Allan Díaz⁴

Trabalho recebido em 27/05/2004 e aprovado para publicação em 23/07/2004.

Resumen

En los últimos 10 años se ha construido o renovado gran parte de las carreteras de Chile, incluyendo varios puentes importantes. En la mayoría de estos últimos se ha incluido algún tipo de protección sísmica: aisladores de goma natural, de neopreno, de fricción o disipadores de energía. Con el fin de comprobar in situ el comportamiento sísmico de estos puentes se ha realizado una vasta campaña de mediciones de micro vibraciones e instrumentación permanente en varios de ellos. Los registros obtenidos han servido, además, para calibrar modelos analíticos. En particular, en este trabajo se describen las mediciones realizadas en los puentes: Marga-Marga I y II, El Teniente, Amolanas, Cardenal Silva Henríquez, Río Bueno y Rahue, sus características dinámicas (períodos y amortiguamiento) y modelos computacionales que reproducen dichas características. Las frecuencias obtenidas se comparan con valores obtenidos experimentalmente por diferentes autores. Las frecuencias fundamentales en la dirección horizontal varían entre 0.68 y 1.46 Hz, y los amortiguamientos equivalentes varían entre 1 y 4.4%. Estos últimos son menores que los obtenidos de los ensayos de las gomas/neopreno o de los ensayos de aisladores. Las propiedades de los aisladores y las condiciones de apoyo de cepas y estribos son los parámetros que permiten calibrar los modelos computacionales de modo que reproduzcan los períodos y formas modales obtenidas experimentalmente.

Palabras claves: puentes, protección sísmica, microvibraciones, modelos computacionales.

¹ Prof. Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Casilla 228/3, Santiago, Chile. Tel: 562-6784372. Fax: 562-6892833. E-mail: mmoroni@ing.uchile.cl

² Prof. Titular, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Casilla 228/3, Santiago, Chile. Tel: 562-6784372. Fax: 562-6892833. E-mail: sarrazin@ing.uchile.cl

³ Ingeniero Civil, Universidad de Chile. Casilla 228/3, Santiago, Chile. Tel: 562-6784372. Fax: 562-6892833. E-mail: cbenavid@ing.uchile.cl

1. Introducción

En los últimos años se ha realizado una renovación total de la Carretera Panamericana desde La Serena a Puerto Montt y de varios ramales transversales, que incluye la construcción de puentes importantes, con diferentes soluciones estructurales. La mayoría de estos puentes tiene algún sistema de protección sísmica: aisladores elastoméricos, de fricción o disipadores de energía.

La introducción de la tecnología de aislación y disipación de energía en el diseño sismorresistente de puentes, constituye una gran innovación en relación con el método tradicional de diseño. Reconociendo que los sismos no constituyen de por sí fuerzas en las estructuras, sino movimientos del suelo y que, en consecuencia, los esfuerzos son manifestaciones indirectas de las deformaciones inducidas en las estructuras y que esta energía de deformación es generalmente disipada mediante daño, el nuevo concepto de diseño sísmico considera, por una parte, la reducción de la energía de deformación inducida en la estructura mediante aislación en los apoyos y, por otra, la concentración de la disipación de la misma en elementos adhoc (disipadores), colocados en puntos estratégicos, con lo cual se evita cualquier tipo de daño en la estructura misma. Muchas veces se emplea una combinación de ambos sistemas, sea usando aisladores que tienen también capacidad de disipación, sea dividiendo las tareas de aislación y disipación entre dispositivos diferentes.

El empleo de esta tecnología ha aumentado explosivamente en países como Estados Unidos, Italia, Nueva Zelanda, Japón, China, Turquía. Es así como en Italia, el 80% de los nuevos puentes tienen algún sistema de aislación y/o disipación; sin embargo, la exposición de estas obras ante sismos destructivos ha sido escasa. Sólo se puede destacar el comportamiento del puente Eel River durante el sismo de Northridge en 1994 (Moyer 2001) y el viaducto N°1 en Bolu, que se encuentra cerca de la zona epicentral del sismo de Turquía de 1999, y en el cual, aunque se produjeron desplazamientos permanentes de las cepas cercanos a un metro, la superestructura se mantuvo en pie con sólo daños menores en los sistemas de aislación, (Calvi et al. 2001).

Con el fin de comprobar in situ el comportamiento dinámico de los puentes con protección sísmica se ha realizado una vasta campaña de mediciones de micro vibraciones e instrumentación permanente en varios de ellos. La instrumentación de estas estructuras representa una fuente de información muy importante para la ingeniería sísmica. Como ellas son difíciles de estandarizar, sus características dinámicas pueden diferir de un caso a otro. Por otra parte, los movimientos sísmicos son todos diferentes, por lo cual cada uno aporta información adicional de la región donde se producen, incluidas la existencia de nuevas fallas sísmicas. Con estos estudios también se puede validar o invalidar disposiciones de las normas de diseño sísmico y/o detectar cambios en el comportamiento de las estructuras después de un sismo. Como la respuesta de estos puentes es altamente no-lineal, al calibrar los modelos de análisis utilizado en el proceso de diseño se deben considerar desde microvibraciones hasta registros sísmicos de gran intensidad.

2. Características de los puentes

2.1 Puente El Teniente

El puente El Teniente, ubicado 335 km al norte de Santiago, es un puente ligeramente curvo de 196 m de largo, tiene dos tramos de 38.5m, y tres de 39.5m. El ancho de la calzada es de 21 m. La superestructura es de hormigón armado con tramos simplemente apoyados compuestos por 7 vigas pretensadas de 2.01 m de alto, con un tablero de losa de 0.2 m y pavimento asfáltico de 0.05 m. La infraestructura está compuesta por estribos de hormigón armado y 4 marcos de 3 columnas y alturas variables entre 24.6 y 26.4 m. El diseño de la estructura se realizó de acuerdo a especificaciones del Depto. de Puentes del MOP, la norma AASHTO-92 y sus revisiones posteriores y el código ACI 318. El camión estándar de diseño es HS20-44 + 20%. Las vigas están apoyadas sobre placas de neopreno de 700 x 800 x 195 mm en los estribos y de 400 x 500 x 155 mm en las cepas. Todas las placas tienen cierto confinamiento lateral, Figura 1. Grupos de 10 pilotes de 1.5 m de diámetro y 18 m de profundidad conforman las fundaciones de los estribos y marcos. Las columnas son de sección hueca de 2.75 x 1.5 m, 0.3 m de espesor conectadas entre sí por una viga de coronamiento de 1.55 m de alto y una placa de 22 x 7.5 x 2 m en la base. “Barras antisísmicas” conectan las vigas longitudinales con la viga superior de los marcos para prevenir movimientos verticales. Esta estructuración es la más usada en los puentes chilenos construidos últimamente.



Figura 1: Detalle placas de apoyo puente El Teniente

2.2 Puente Amolanas

El puente Amolanas, ubicado 309.5 km al norte de Santiago, es un puente recto continuo de sección constante de luces de 40, 60, 80 y 88 m, Figura 2. La sección transversal del puente es mixta formada por un cajón metálico de 8 metros de ancho y 4 metros

de altura y una losa de hormigón armado de 22.7 metros de ancho y 26 cm de espesor. La losa está pretensada longitudinalmente. Las cepas son de hormigón armado con alturas de 22.3, 49.1 y 101.3 m y fundaciones rectangulares apoyadas en roca. Las cepas menores son de sección constante, mientras que la cepa más alta aumenta su dimensión transversal hacia la base. En todas las cepas se abre la parte superior para recoger el tablero. En los estribos y cepas existen dos apoyos de neopreno en una caja fija de acero con lámina de teflón a excepción de la cepa más alta donde sólo hay apoyo de neopreno no permitiéndose desplazamiento entre la viga y la cepa. En ambos estribos hay dos amortiguadores viscoelásticos de Taylor Devices Inc. de 300 Ton, desplazamiento máximo de ± 200 mm y velocidad máxima de 1.2 m/seg. Los disipadores están compuestos fundamentalmente de un cilindro hermético con un pistón, relleno con silicona inerte, la cuál confiere en su movimiento las propiedades viscosas al dispositivo. Una descripción detallada se encuentra en Sarrazin et al. (2004).



Figura 2: Vista general Puente Amolanas

2.3 Puente Marga-Marga

El puente Marga Marga está ubicado en Viña del Mar, zona central de Chile. Un esquema general se presenta en la Figura 3. La superestructura consta de un tablero de hormigón armado de 0.27 x 18 m y 4 vigas I continuas de acero, las cuales se apoyan en 36 aisladores de goma de alto amortiguamiento ubicados sobre los estribos y 7 cepas de sección rectangular hueca de 2 x 10 m, 0.25 m de espesor. Todos los vanos, con la excepción del extremo sur tienen 50 m. La longitud total del puente es 383 m y las alturas de las cepas varía entre 22 a 32 m. Grupos de 10 pilotes de un metro de diámetro con alturas variables entre 14 a 31 m soportan las cepas C2 a C6. Fundaciones de zapatas aisladas soportan las cepas C1, C7 y los estribos. Una descripción completa de este puente se encuentra en Boroschek et al. (2003).

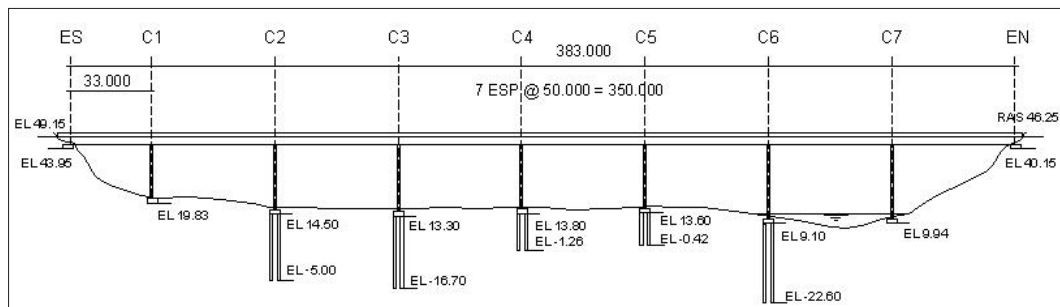


Figura 3: Esquema general puente Marga-Marga

La sección de los aisladores varía dependiendo de la carga vertical aplicada, sobre las cepas tienen 0.85×0.55 m; en el estribo norte tienen 0.5×0.7 m y los del estribo sur tienen 0.5×0.5 m. El módulo de corte de la goma requerido para un 50% de deformación fue 0.75 ± 0.05 MPa con un amortiguamiento equivalente de 8-10%. En los estribos, sólo se permite movimiento longitudinal del tablero.

La caracterización del suelo se hizo a partir de sondajes y calicatas realizadas antes y durante el proceso de construcción. El sondaje más profundo llegó a 58.44 m sin encontrar roca. El suelo corresponde a arena (SM) seguido por grava (GP) con lentes de arcilla. A nivel de la fundación el ensayo de penetración standard (SPT) varía entre 40 a 100 golpes. Con los valores de los SPT se estimaron valores de los módulos de corte para arenas y gravas usando la Ec. (1) (Ohsaki and Iwasaki 1973) y en suelos cohesivos usando la Ec. (2), (Hara et al. 1974). Conocidos los valores de G_o se ha podido determinar el perfil con las velocidades de corte que se muestra en la Figura 4.

$$G_o = 12N^{0.5} \text{ MPa} \quad (1)$$

$$G_o = 15.8N^{0.67} \text{ MPa} \quad (2)$$

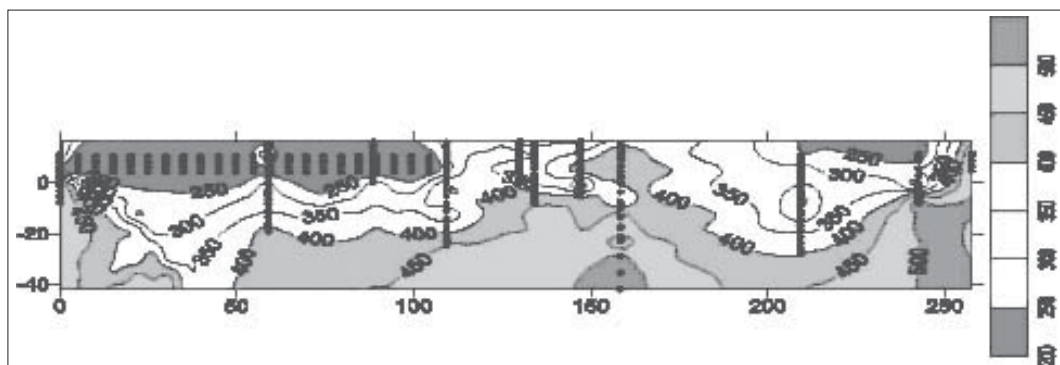


Figura 4: Velocidades de ondas de corte, estratos de suelo Marga-Marga (m/s)

La profundidad de la roca se encuentra a 115 m, valor determinado a partir de ensayos de gravimetría y de refracción sísmica, (Berrios 2003). Con la refracción sísmica se

obtuvieron valores para la velocidad de ondas de compresión, V_p , identificándose los estratos indicados en la Tabla 1; V_p alrededor de 1500 m/s indica suelo saturado lo cual coincide con la profundidad de la napa freática determinada a partir de los sondajes.

Tabla 1: Velocidades de ondas de compresión, estratos suelo Marga-Marga

Estrato	Profundidad	V_p m/s
1	10	400
2	70	1700
3		2000

Usando 4 sismómetros se realizaron mediciones de microvibraciones al pie de la cepa C4 y en el valle a 20 m hacia el poniente tal como se indica en la figura 5. La misma figura muestra los espectros de densidad de potencia de los registros de velocidad obtenidos en los sensores ubicados en el valle, en dirección horizontal paralelo y perpendicular al puente (canales 1 y 4), y en dirección vertical (canal 3); se puede identificar claramente una frecuencia predominante de 1.3 Hz en ambas direcciones horizontales y 1.8 Hz en la dirección vertical. No se muestra el canal 2 ubicado bajo el puente.

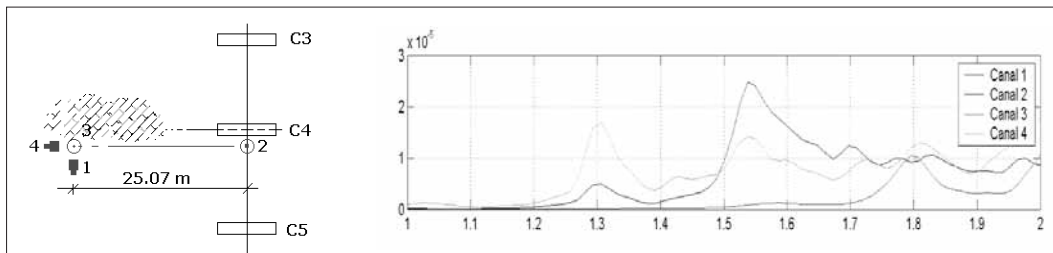


Figura 5: Espectros de densidad de potencia, estratos de suelo Marga-Marga

2.4 Puente Marga Marga II

El nuevo viaducto Marga-Marga II, ubicado en el camino Troncal Sur, con un trazado en curva, está conformado por 9 vanos de 50 m de longitud salvo los vanos extremos que tienen 49 y 48.1 m. La superestructura está formada por 6 líneas de vigas pretensadas simplemente apoyadas de 2.5 m de altura que descansan en placas de neopreno sobre las 8 cepas y 2 estribos. Sobre las vigas existe un tablero de hormigón armado de 23.1 m de ancho y 0.25 m de espesor, que se divide en dos tramos: desde el estribo norte hasta la cepa 5 y desde ésta hasta el estribo sur. El radio de curvatura de la parte sur es de 400 m. La conexión de los dos tramos, así como la del estribo sur, permite desplazamientos longitudinales y transversales, mientras que la del estribo

norte sólo permite movimientos transversales. Las cepas de hormigón armado tienen alturas variable entre 23.2 y 54 m; las cepas 1 y 8 tienen fundación maciza y el resto baterías de 12 pilotes de 1.5 m de diámetro y entre 15 y 25 m de largo, Fig. 6.

Los aisladores se pueden deformar en ambas direcciones tanto en las cepas como en el estribo sur. Están anclados a las vigas y al cabezal de las cepas. Sus dimensiones son de 600 x 700 x 397 mm en los estribos y de 600 x 700 x 332 mm en las pilas, con espesores de neopreno de 260 y 210 mm respectivamente.



Figura 6: Vista puente Marga-Marga II

2.5 Puente Cardenal Silva Henríquez

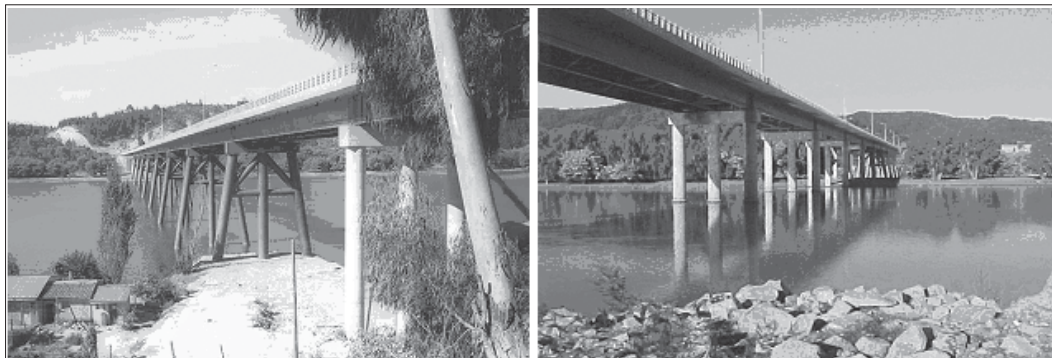
El puente Cardenal Silva Henríquez, ubicado en la desembocadura del río Maule en Constitución, une las rutas a Putú y Chanco (Conexión rutas M24K – M50), provincia de Talca, VII región. La zona es de alto riesgo sísmico; en 1928 ocurrió un terremoto de magnitud 8.0 con epicentro cercano al lugar.

El puente tiene 22 tramos de 41.47 m con un largo total de 912.5 m. Está dividido en dos tableros continuos de 456 m conectados entre sí con una junta de dilatación CETEC T-330 de 20 cm y con juntas Jeene de 5 cm a los estribos. La superestructura consta de un tablero de hormigón armado de 14 m de ancho y 0.25 m de espesor y tres vigas continuas de acero de 2 m de alto, 456 m de largo y alas de ancho variable (entre 25 y 57 cm). Las vigas se apoyan en placas de neopreno de 700x700x80 mm, que pueden moverse sólo en dirección longitudinal.

Las cepas, 21 en total, son de tres tipos: de norte a sur hay 5 cepas de 2 pilas - pilotes de hormigón pre-excavados de 1.5 m de diámetro, con alturas que van desde 22 a 29 m en total; 6 cepas de 3 pilas - pilotes de hormigón pre-excavados de 1.5 m de diámetro, con alturas que van desde 30 a 33 m en total; 8 cepas de 3 pilas - pilotes de acero hincados de 1.5 m de diámetro, con alturas que van desde 45 a 52 m en total; y por último, 2 cepas de 3 pilas de hormigón con alturas de 24 y 13 m fundadas sobre dados de 10 x 7 m de base y 2 m de altura. Todas las cepas, salvo la central, tienen un cabezal de 10 m de largo, 1.7 m de ancho y 1.5 m de alto. En la cepa 11, donde se encuentran ambos tableros

del puente, el cabezal mide 10 m de largo, 1.8 m de ancho y 1.5 m de alto y se apoyan tanto las 3 vigas del tramo Norte como las 3 vigas del tramo Sur, todas sobre sus respectivos apoyos de neopreno. En la Figura 7 se ven vistas desde ambos extremos.

Las vigas se apoyan en los estribos sobre placas de acero. Las vigas se traban longitudinalmente al estribo mediante placas de apoyo de neopreno, 2 por cada viga, dispuestas verticalmente para actuar sobre unas placas atiesadoras soldadas a cada lado del alma de las vigas. El hormigón utilizado es de calidad H30, el acero de refuerzo es A63-42H; el acero para vigas y pilotes es calidad Cos-Ar-Cor 500 resistente a la corrosión atmosférica; y el acero de los conectores Viga-Losa es de calidad A37-24ES.



Extremo Sur
Figura 7: Vista puente Cardenal Silva Henríquez

Extremo Norte

2.6 Puente Río Bueno

El puente Río Bueno, ubicado a 850 km al sur de Santiago, tiene 9 tramos con un largo total de 382.45 m y un tablero de 12.4 m de ancho, Figura 8. Las 4 vigas pretensadas simplemente apoyadas tienen 201 cm de alto en los 7 vanos centrales (46.45 m), 135 cm en el vano norte (24.55 m) y 186 cm en el vano sur (32.75 m). Las vigas se apoyan en placas de neopreno de 650 x 750 x 155 mm o 650 x 750 x 107 mm. Los tramos se conectan por losas de 35 cm de espesor. Las cepas consisten en marcos espaciales formados por 6 pilas de hormigón armado de diámetros de 120 o 150 cm, 26 a 51 m de alto, con vigas de amarre de 100 x 110 cm², espaciadas a 640 cm. “Barras antisísmicas” conectan la viga de coronamiento de los marcos con las losas.

2.7 Puente Rahue

El puente Rahue, ubicado a 920 km al sur de Santiago, tiene 4 tramos y 169.85 m de largo, Figura 9. La superestructura y las cepas son muy parecidas a las del puente Río Bueno: 4 vigas pretensadas simplemente apoyadas de 201 cm de alto y 3 marcos espaciales de 4 pilas-pilotes cada uno. Las dimensiones de las placas de neopreno son de

450 x 550 x 177 mm, 450 x 550 x 86 mm o 450 x 550 x 47 mm. “Barras antisísmicas” conectan la losa superior de los marcos con el tablero.



Figura 8: Vista puente Río Bueno



Figura 9: Vista puente Rahue

3. Registro de Microvibraciones

Se han realizado campañas de toma de datos de microvibraciones en los siete puentes que forman parte de este estudio con el fin de determinar sus características dinámicas, validar los modelos analíticos usados en la fase de diseño, ubicar redes locales y/o predecir su comportamiento ante sismos severos. Se han usado dos tipos de sensores: acelerógrafos (Kinematic FBA-11) y sismómetros de respuesta plana entre 1 y 100 Hz y 70% amortiguamiento (Ranger SS-1). Generalmente los sensores se colocan sobre la

capa de asfalto en diferentes direcciones con el fin de identificar modos traslacionales y los acoplamientos entre ellos. En dos de los puentes (Amolanas y Marga-Marga) también se ha usado la red local de acelerógrafos para medir microvibraciones y en esos casos se ha podido identificar, además de los movimientos del tablero, los de algunas cepas.

Las acciones externas corresponden a viento, tránsito de vehículos o microsismos. El paso de camiones pesados ha sido eliminado de los registros. El tiempo de medición de cada registro varía entre 5 y 20 minutos con una frecuencia de muestreo de 100 a 200 Hz.

A partir de los registros y con subrutinas standard de MATLAB o similar se obtienen los espectros de densidad de potencia (PSD) y funciones de fase y correlación. Para mejorar la precisión en el proceso de identificación se ha usado el método de Welch, el cual permite calcular PSD promedios de PSD normalizados de segmentos del registro total que se traslapan en un largo igual a la mitad de la longitud de cada segmento. Las frecuencias naturales corresponden a los máximos de los espectros de densidad de potencia, previa verificación de que los valores en las funciones de correlación entre pares de registros sean mayores que 0.8. Para determinar las formas modales, se determinan los PSD, para una frecuencia específica, de todos los registros obtenidos en una medición dada y se normalizan respecto de un sensor de referencia; el ángulo de fase a esa misma frecuencia determina el signo correspondiente a cada sensor. Además, se ha calculado valores aproximados del amortiguamiento equivalente modal β usando el método del ancho de banda propuesto por Tanaka et al. (1966) es decir determinando las frecuencias f_1 y f_2 correspondientes a la mitad de la ordenada espectral de la frecuencia del modo en estudio y aplicando las Ecs. (3) y (4).

$$\beta = 0.5A(1 - 0.375A^2) \quad (3)$$

donde:

$$A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2} \quad (4)$$

El amortiguamiento equivalente modal se calcula para cada frecuencia en todos los registros en que ésta aparece; los valores reportados más adelante corresponden al valor promedio.

A modo de ejemplo, en la Figura 10 se muestra los espectros de densidad de potencia de los registros de velocidad obtenidos en el puente Cardenal Silva Henríquez para cinco sensores ubicados en dirección longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V) en ambos tramos del puente.

La Tabla 2 presenta el tipo de estructura de cada puente y las frecuencias identificadas con sus direcciones principales. En los puentes de varios tramos, el análisis se ha hecho para cada tramo en forma independiente. En el puente Marga-Marga y Amolanas se presentan los valores obtenidos tanto con el sistema portátil de

adquisición de datos como con la red local de acelerógrafos; se observa que la diferencia es pequeña. En el Puente Cardenal Silva Henríquez se observa claramente el efecto de las cepas en la rigidez transversal, resultando frecuencias menores en el tramo sur, en el cual las cepas corresponden a pilotes de acero. En la dirección longitudinal hay una interacción entre ambos tramos, resultando en ambos un primer modo de frecuencia 1.3 Hz. Para este nivel de vibración el primer modo generalmente resulta en la dirección transversal. Las frecuencias correspondientes a modos en la dirección vertical tienen valores sobre 2 Hz.

En la Tabla 3 se presenta los valores promedios de amortiguamiento equivalente, resultando bastante bajos al menos para este nivel de deformación. Es interesante destacar la disminución de estos valores al aumentar la frecuencia de vibración en la mayoría de los puentes.

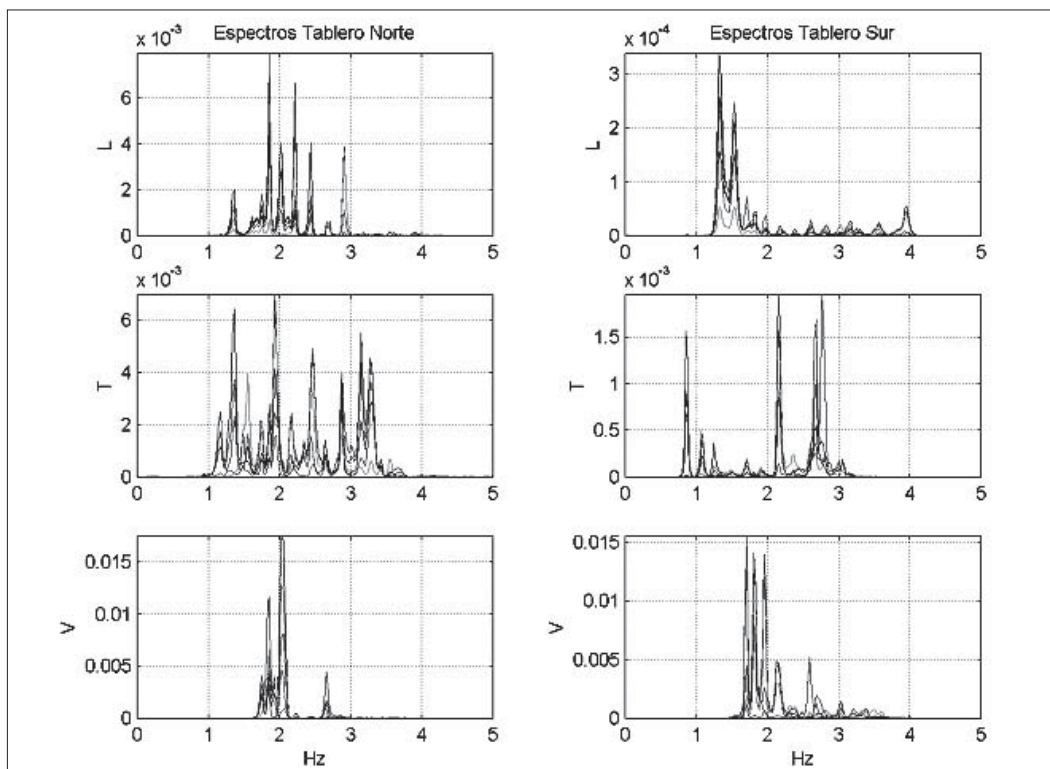


Figura 10: Espectros de densidad de potencia, puente Cardenal Silva Henríquez

4. Modelos analíticos

Para cada puente se ha preparado modelos de elementos finitos o marco equivalente que se han analizado con el programa SAP2000NL, y han sido calibrados para reproducir las características dinámicas obtenidas en terreno. La superestructura se ha modelado

como viga de sección transformada o con elementos tipo “shell” para el tablero y barra para las vigas. Las cepas y pilotes se modelan como barras usando las secciones no fisuradas. Las condiciones de suelo se ha modelado con resortes equivalentes o usando un largo de empotramiento equivalente. El módulo de elasticidad del acero es 210.000 MPa y para el hormigón armado se ha considerado la expresión $19000 \sqrt{f_c}$ (kg/cm²) sugerida en la norma NCh433.0f72. El peso unitario del acero y hormigón se ha considerado como 80.0 y 25.0 kN/m³, respectivamente. Los aisladores se representan mediante resortes equivalentes o barras articuladas en un extremo cuya rigidez a flexión es equivalente a la rigidez lateral del aislador. Para calibrar los modelos, de modo que se reproduzcan las frecuencias obtenidas en terreno, se ha usado como parámetros la rigidez lateral de los aisladores y el tipo de apoyo en las cepas y estribos. Detalles de algunos casos se presentan a continuación.

Tabla 2: Frecuencias predominantes y direcciones principales

Puente	Tipo estructural	Frecuencia (Hz)	Dirección	Frecuencia y dirección (Hz) Red local
El Teniente	Vigas I pretensadas	1.07	T	
	simplemente apoyadas.	1.27	L	
	Marcos de hormigón armado,	1.39	L	
	20-30m.	1.61	L	
	Placas de neopreno	2.61	T-L-V	
Amolanas	Viga cajón continua de acero.	0.68	T	0.66 (T)
	Cepas de hormigón armado	1.34	L-V	1.31 (L-V)
	30-100 m. Apoyos de fricción +	1.71	T	1.68 (T)
	disipadores viscosos	2.05	T-V-L	2.05 (L-V)
		2.95	L	2.95 (T)
Marga-Marga	Vigas I continuas de acero.	1.07	T	1.05 (T)
	Cepas hormigón armado	1.27	T	1.18 (T)
	20-30 m. Aisladores de goma	1.71	L	1.5-1.7 (Cepa/tablero)
	de alto amortiguamiento	1.90	T	1.85 (T-L)
Marga-Marga II Norte	Puente en curva, R = 400 m.	0.71	T	1.8-2.1 (T)
	Vigas I pretensadas	1.02	T	
	simplemente apoyadas.	1.20	L	
	Cepas hormigón armado.	1.51	L	
	Placas de neopreno	1.54	T	
Marga-Marga II Sur	Vigas I pretensadas	1.0	T	
	simplemente apoyadas.	1.15	L	
	Cepas hormigón armado.	1.22	T	
	Placas de neopreno	1.51	T	
		2.0	T	

Características dinámicas de puentes Chilenos con protección sísmica

Puente	Tipo estructural	Frecuencia (Hz)	Dirección	Frecuencia y dirección (Hz) Red local
Cardenal Silva Henríquez Sur	Vigas I continuas de acero. Marcos de hormigón armado. Placas de neopreno	0.85	T	
		1.07	T	
		1.25	T	
		1.32	L	
		1.54	L	
Cardenal Silva Henríquez Norte	Vigas I continuas de acero. Marcos de acero. Placas de neopreno	1.17	T	
		1.37	L-T	
		1.56	T	
		1.76	L-T-V	
		1.86	L-T-V	
Rio Bueno	Vigas I pretensadas simplemente apoyadas. Marco espacial hormigón armado. Placas de neopreno	1.24	T	
		1.33	L	
		1.38	L	
		1.44	T	
		1.88	L	
Rahue	Vigas I pretensadas simplemente apoyadas. Marco espacial hormigón armado. Placas de neopreno	1.46	T	
		1.99	L	
		2.10	T-L	
		2.97	T-L	
		3.17	T	

Tabla 3: Amortiguamiento modal equivalente

Puente	Frecuencia (Hz)	Amortiguamiento (%)
El Teniente	1.07	2.8
	1.27	-
	1.39	3.8
Amolanas	0.68	4.4
	1.34	1.6
	1.71	1.6
	2.05	1.2
	2.95	1.0
Marga-Marga	1.05	2.6
	1.18	1.9
	1.5-1.7	1.2
	1.85	1.4
	1.8-2.1	1.5

Puente	Frecuencia (Hz)	Amortiguamiento (%)
Marga-Marga II Norte	0.71	4.0
	1.02	3.9
	1.20	4.5
	1.51	2.2
Marga-Marga II Sur	1.0	4.0
	1.15	4.5
	1.22	3.4
	1.51	2.7
	2.0	3.0
Cardenal Silva Henríquez Norte	1,17	3.27
	1,37	2.47
	1,56	2.15
	1,76	1.74
	1,86	1.47
Cardenal Silva Henriquez Sur	0,85	3.44
	1,07	2.65
	1,25	2.87
	1,32	2.97
	1,54	2.83

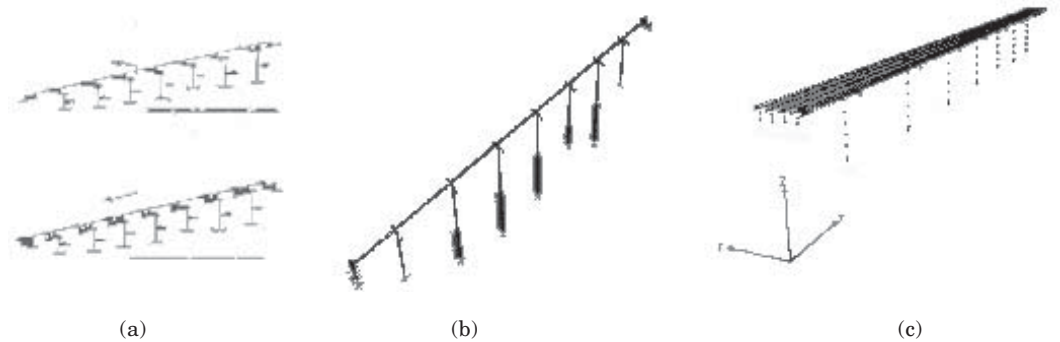
En el puente Marga-Marga se han preparado tres modelos diferentes. El más sencillo (Segovia 1997) corresponde a un modelo plano de 15 barras dónde los aisladores se modelan como resortes, las cepas empotradas y las condiciones de apoyo en los estribos depende de la dirección de análisis: en la dirección transversal al puente se consideran apoyos fijos rotulados y en la dirección longitudinal resortes de rigidez variable. Las masas se aplican en el extremo superior de cada cepa. En un segundo modelo se usaron 486 barras (Romo 1999) para representar la superestructura, las cepas y los aisladores. La distribución de masas es discreta cada 2 metros. El confinamiento del suelo en los pilotes se considera a través de resortes laterales. El extremo sur se supone fijo en ambas direcciones mientras que en el norte sólo está fijo en transversal. Finalmente se desarrolló un modelo refinado en el cual el tablero se representa por elementos tipo shell (Daza 2003) y las vigas de acero por barras. En los estribos se colocan resortes para representar la trabazón existente entre la placa metálica y el muro lateral del estribo. Dependiendo de la rigidez de estos resortes la frecuencia en la dirección longitudinal varía entre 1.85 Hz (K grande) a 0.66 Hz (K= 0).

En la dirección transversal también influye la condición de apoyo de las cepas; el primer modo varía entre 0.86 Hz (cepas con resorte flexible) a 1.01 Hz (cepas fijas); el 2º modo varía entre 1.26 y 1.4 Hz y el tercer modo permanece en 2 Hz a menos que se incluya una masa adicional en los estribos, caso en el cual disminuye a 1.6 Hz. La diferencia fundamental entre este modelo y los previos está en el comportamiento torsional, ya que éste puede representar alabeo restringido del tablero, mientras que

los modelos tradicionales de marco asumen sólo torsión pura. En todos los casos, un módulo de corte de la goma para casi 0% deformación dio los mejores resultados ($G = 5$ MPa), los cuales se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4: Frecuencias Puente Marga-Marga

Frecuencia experimental (Hz)	Dirección predominante	Modelo (a) (Segovia 1997)	Modelo (b) (Romo 1999)	Modelo (c) (Daza 2003)
1.05	Transversal	1.12	1.29	0.95
1.18	Transversal	1.34	1.79	1.20
1.5-1.7	cepa/tablero-general			1.57
1.85	Trans-long	1.99	2.01	1.60
1.8-2.1	Longitudinal	2.02	2.13	1.80



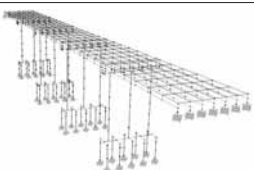
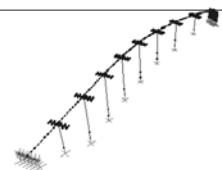
En el puente Marga-Marga II las masas del tablero se ha distribuido en forma discreta cada 5 metros. La flexibilidad de la fundación se ha representado por una barra de rigidez equivalente a la batería de pilotes y de largo igual a $1.8 L_o$ con L_o dado por la Ec. (5), en que E_p es el módulo de elasticidad del hormigón, I_p es el momento de inercia de la barra equivalente y K_h la constante de balasto del suelo. Los aisladores de neopreno se representan por una barra rotulada en el extremo superior cuya rigidez equivalente en horizontal y vertical corresponde a un valor de $G = 2.4$ MPa. En el estribo sur se limita tanto los movimientos laterales como longitudinales a través de resortes de constante igual a 21000 y 15000 ton/m, respectivamente. En el estribo norte se restringe el desplazamiento longitudinal y el desplazamiento lateral se limita con resorte de rigidez igual a 54000 ton/m; además la rigidez de la junta que conecta ambos tramos también se ha modelado vía resortes longitudinal y transversal, Díaz (2004).

$$L_o = \sqrt{\frac{E_p I_p}{K_h}} \quad (5)$$

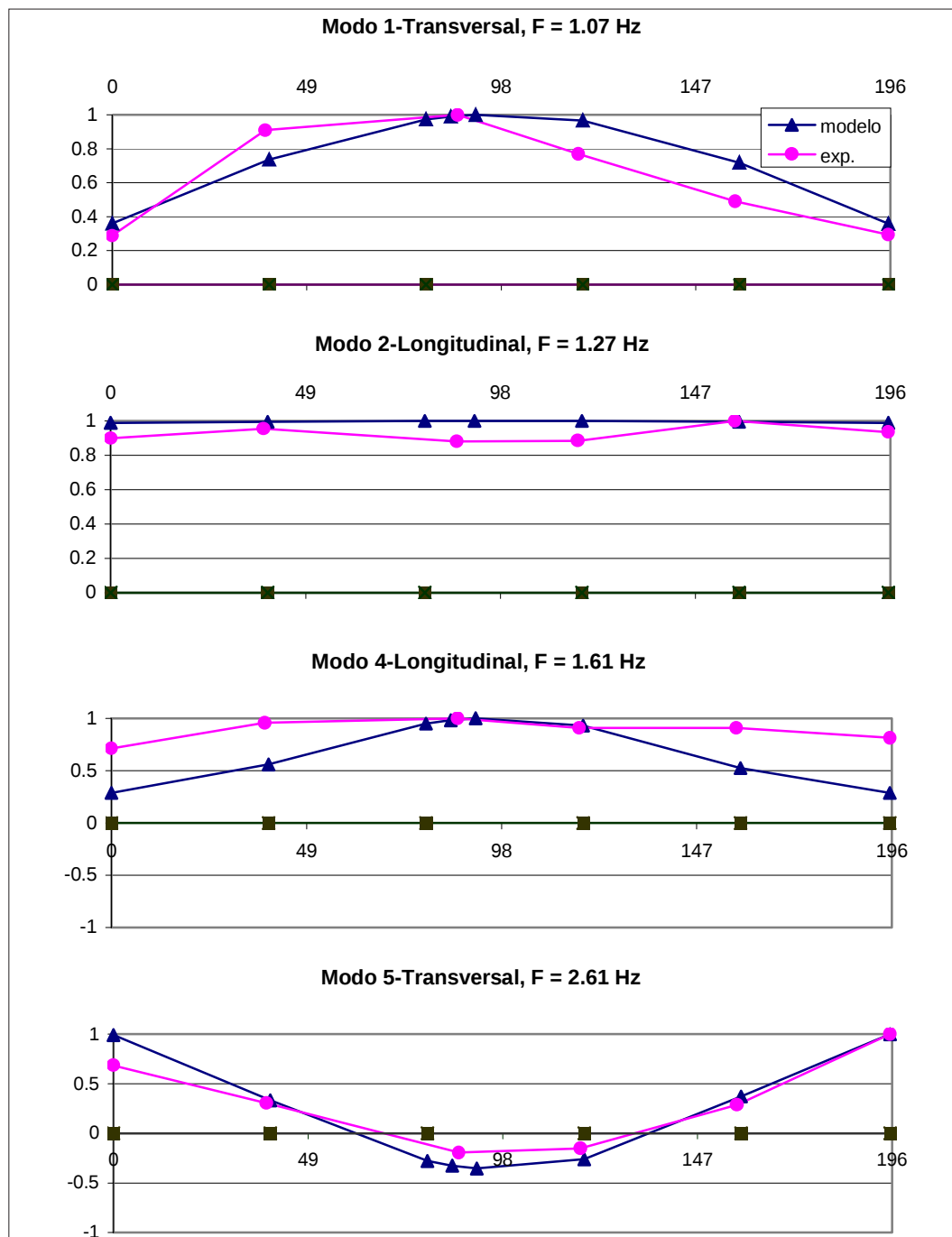
Para el puente Cardenal Silva Henríquez se ha desarrollado 2 modelos, en que ambos consideran el puente completo, Benavides (2004). El más sencillo sólo posee elementos de barras, ya que el tablero, losa y vigas, se modeló como una sola viga con propiedades equivalentes y masas discretas. Los apoyos y las características del suelo se representan como empotramiento a una profundidad por debajo de la cota de terreno definida mediante una analogía entre una viga en medio elástico y una viga empotrada. Este modelo cuenta con alrededor de 400 elementos. Un segundo modelo más sofisticado contiene alrededor de 2400 elementos de barras y 1700 elementos de placas que representan al tablero.

La Tabla 5 compara los valores analíticos y experimentales obtenidos para los modos fundamentales y las figuras de algunos de los modelos usados. En general, los primeros modos se calibran con propiedades altas de los aisladores y en los modos más altos influye la rigidez de las cepas y de los estribos; esto ocurre tanto en los modelos simplificados como en los más sofisticados. Con estos últimos es posible representar con exactitud una cantidad mayor de modos.

Tabla 5: Comparación entre frecuencias determinadas experimentalmente y analíticamente.

Puente	Frecuencia identificada (Hz)	Frecuencia calculada (Hz)	Tipo de modelo
El Teniente	1.07	1.08	
	1.27	1.22	
	1.39		
	1.61	1.63	
	2.61	2.37	
Amolanas	0.68	0.69	
	1.31	1.36	
	1.66	1.71	
	2.05	1.82	
Marga-Marga II Norte	0.71	0.71	
	1.02	0.77	
	1.20	0.89	
Marga-Marga II Sur	1.0	1.20	
	1.15	1.30	
	1.22	1.37	
Cardenal Silva Henríquez Norte	1.17	0.64	
	1.37	0.76	
	1.56	0.81	
Cardenal Silva Henríquez Sur	0.85	0.99	
	1.07	1.11	
	1.25	1.28	

A modo de ejemplo en la Fig. 11 y 12 se comparan las formas modales obtenidas analítica y experimentalmente en el puente El Teniente y Amolanas. En general, la coincidencia de las formas modales es bastante razonable.



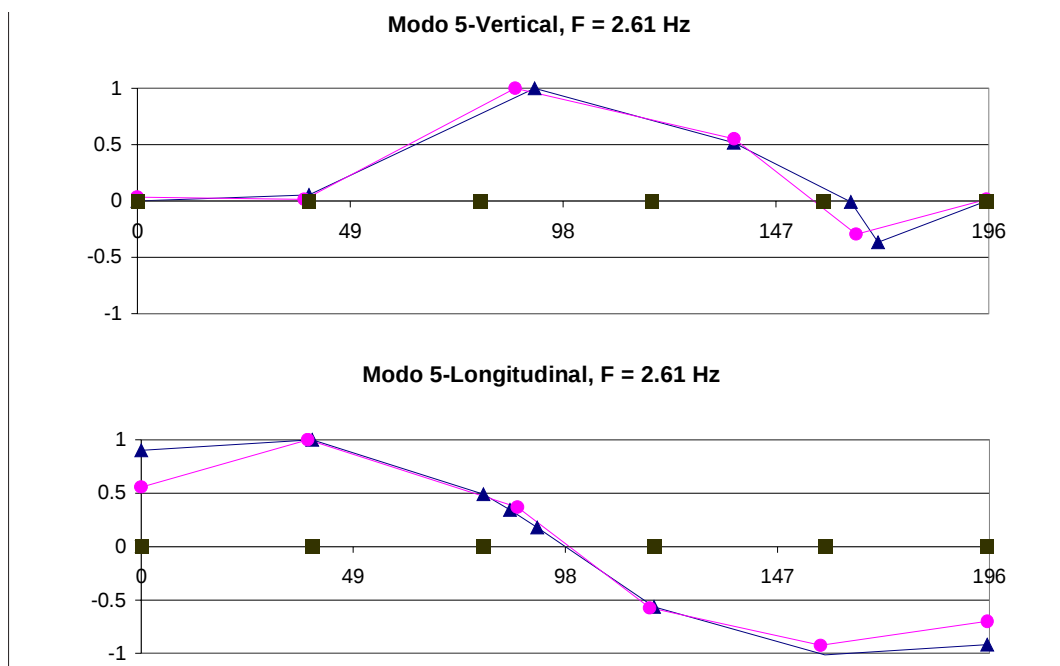
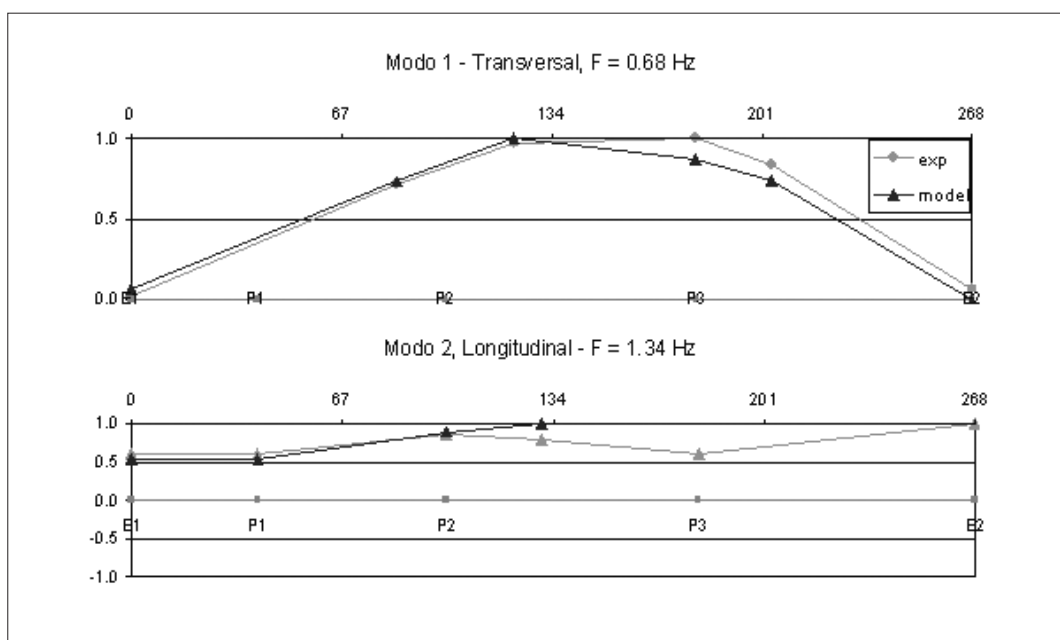


Figura 11: Formas modales puente El Teniente



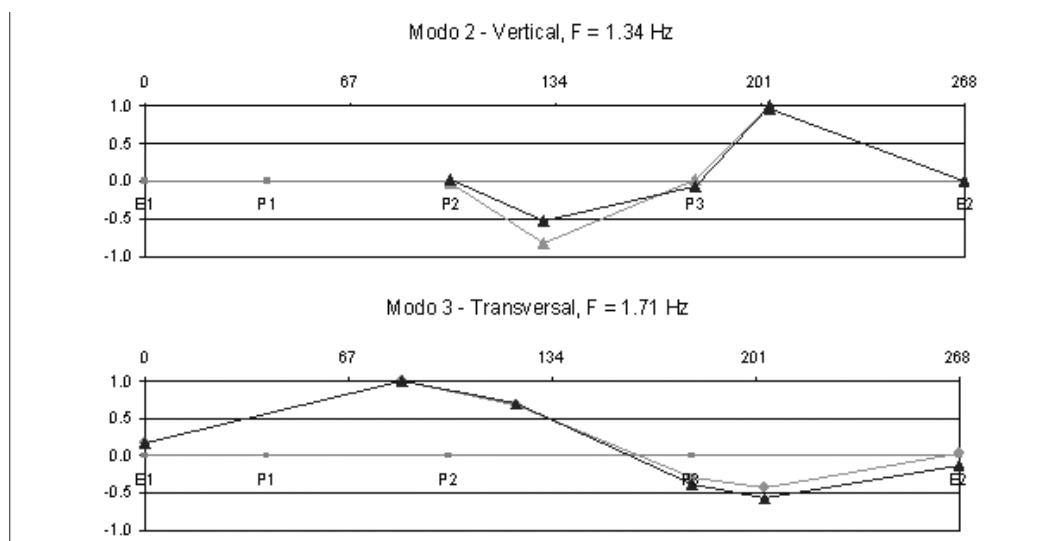


Figura 12: Formas modales puente Amolanas

5. Conclusiones

El uso de dispositivos de protección sísmica en puentes ya es algo común en la práctica chilena. A falta de una normativa nacional, el diseño de estas estructuras se han hecho siguiendo disposiciones de AASHTO, incluyendo sólo parcialmente lo relativo a ensayos de estos dispositivos previo a su colocación final. El comportamiento real de estas estructuras es algo que hay que verificar; con dicho objetivo se ha realizado una vasta campaña de mediciones en terreno para determinar las características dinámicas de estas estructuras y, en un par de ellas, se han instalado redes de acelerógrafos para monitorear su desempeño sísmico.

Las frecuencias fundamentales en la dirección horizontal varían entre 0.68 y 1.46 Hz, siendo el puente Amolanas la estructura más flexible de las estudiadas. En la Fig. 13 se comparan estos valores con los obtenidos por diferentes autores extranjeros incluidos algunos puentes aislados sísmicamente en Japón; para este nivel de excitación no se observa diferencias entre los puentes standard o con aislación sísmica. Los valores de amortiguamiento equivalente son relativamente bajos y bastante menores que los medidos directamente en ensayos de los aisladores o de la goma.

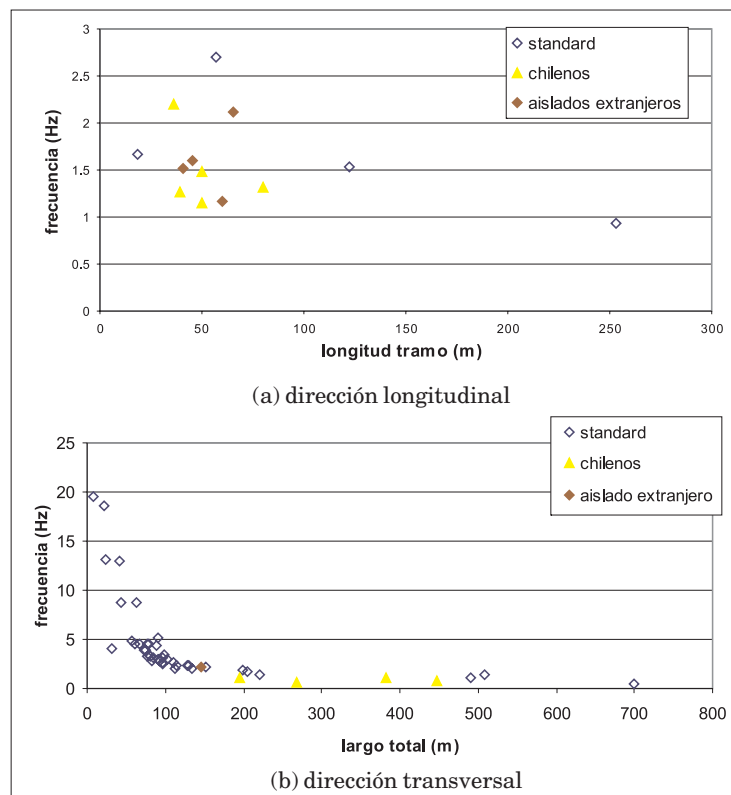


Figura 13: Frecuencias experimentales obtenidas en diversos puentes

Modelos lineales, incluso los más sencillos, son capaces de reproducir los primeros modos de vibración. Los parámetros de calibración utilizados son las propiedades de los aisladores y las condiciones de apoyo de las cepas y estribos. Como el comportamiento de estos puentes es no-lineal, deben realizarse nuevas calibraciones para sismos severos.

Este trabajo es parte de un proyecto de investigación que se lleva a cabo en la Universidad de Chile para determinar el comportamiento de puentes sometidos a sismos severos.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Universidad de Chile, al Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Telecomunicaciones (Programa de Innovación Tecnológica) y a Fondecyt (Proyectos N° 1011025 y N° 7011025).

Referencias

- Benavides, C. (2004). *Análisis de Microvibraciones de puente Cardenal Silva Henríquez*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Berrios, R. (2003). *Prospección geofísica del suelo bajo puente Marga Marga, aplicación a un modelo de amplificación sísmica*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Boroschek, R.; Moroni, M. and Sarrazin, M. (2003). Dynamic characteristics of a long span seismic isolated bridge. *Engineering Structures*, v. 25, p.1479-1490.
- Calvi, G.M.; Priestley, M.J.N. and Germani, G. (2001). Bearing and isolation system for a long viaduct crossing in active fault. *Proc. Seventh International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Structures*. Assisi, Italy, v. II, p. 351-352.
- Computers and Structures Inc. (1995). *SAP2000NL*.
- Daza, V. (2003). *Interacción suelo estructura en puente Marga-Marga*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Díaz, A. (2004). *Análisis de microvibración de puente Marga-Marga II*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Hara, A.; Ohta, T.; Niwa, M.; Tanaka, S. and Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils and Foundations*, v.14, p. 1-12.
- Instituto Nacional de Normalización (1993). *Diseño Sísmico de Edificios*. Norma Chilena NCh433.0f93. Santiago, Chile.
- MathWorks (1997). *Users Guide for MATLAB*. The MathWorks Inc., Natick, Mass., USA.
- Moyer, P. (2001). Motivations for seismic isolation of bridge projects within the United States. *Proc. Seventh International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Structures*. Assisi, Italy, v. I, p. 543-546.
- Ohsaki, Y. and Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations*, v.13, p. 61-73.
- Romo, D. (1999). *Análisis de registros sísmicos y microvibraciones en el puente Marga Marga*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Sarrazin, M.; Moroni, M. and Roesset, J. (2004). Application of seismic isolation and seismic dissipation devices in bridges in Chile. Enviado a publicación en *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- Segovia, E. (1997). *Instrumentación del puente Marga-Marga*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Tanaka, T.; Yoshizawa, S.; Osawa, Y. and Morishita, T. (1966). Period and damping of vibration in actual building modes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, v. 56: p. 793-813.

Dynamic characteristics of chilean bridges with seismic protection

Abstract

A new highway system is being constructed in Chile including many bridges. Due to the high seismic risk along the country, high damping rubber bearings, friction bearings or passive energy dissipation devices have been considered in the design of the majority of the new moderate and large span bridges. Their design follows AASHTO guidelines and technical specifications from the Chilean Ministry of Public Works. Experimental and analytical studies have been performed in seven of these structures. Predominant periods and damping characteristics for small amplitude vibrations have been determined from output-only non-parametric analyses. Fundamental frequencies in horizontal direction vary between 0.68 to 1.46 Hz while equivalent damping values vary between 1 to 4.4 %. Comparison with standard analytical structural models indicates that the models normally used for analysis yield comparable predominant periods and mode shapes but the damping values typically recommended are larger than the ones observed from ambient vibrations, even when additional energy dissipation elements are present.

Keywords: bridges, seismic protection, ambient vibration, analytical structural models.

1. Introduction

During the last 10 years, a new four-lane highway system is being built in Chile, from La Serena to Puerto Montt, including many bridges. Due to the high seismic risk, vibration isolation bearings and passive energy dissipation devices have been included in the design of the majority of moderate and large span bridges. Their design follows AASHTO guidelines and technical specifications from the Ministry of Public Works. Design live load is typically the nominal HS20-44 + 20% truck. The isolation bearing design and testing follow the AASHTO 1991 or 1997 code.

This paper presents the analytical and experimental determination of the dynamic properties of seven bridges with different structural and seismic protection systems. The fundamental structural dynamic properties of the bridges have been studied using ambient vibration excitation obtained from a portable temporary network together with existing permanent network when available. Bridge structures are difficult to standardize, so their dynamics characteristics may vary from case to case and as the structure deteriorates due to service life or/and seismic events.

Finally, finite element linear elastic models were developed that are able to reproduce the previously obtained modes of vibration.

2. Bridge characteristics

The bridges are:

- El Teniente, with simply supported prestressed beams resting on neoprene bearings, 196 m long. It represents the most frequent bridge structure used in Chile nowadays, Fig. 1.
- Amolanas, which uses a combination of sliding bearings and viscous dampers, continuous steel box girder, 268 m long, Fig. 2.
- Marga Marga I, base isolated by means of high damping rubber bearings (HDRB), it has 4 steel I beams 383 m long, Fig 3. These two last structures are instrumented with local accelerometer networks to monitor ambient and earthquake induced vibrations for structural response evaluation.
- Marga Marga II, base isolated with neoprene bearings, simply supported precast beam, two continuous slab that in total are 550 m long. Fig. 6.
- Cardenal Silva Henríquez, base isolated with neoprene bearings, four continuous steel beams, two continuous slab that in total are 912.5 m long, Fig.7.
- Rio Bueno, base isolated with neoprene bearings, simply supported precast beam, continuous slab 382.45 m long, Fig 8.
- Rahue, base isolated with neoprene bearings, simply supported precast beam, continuous slab 169.85 m long, Fig 9.

3. Ambient vibration measurement

The recorded vibration data were processed through standard time and frequency domain techniques, which include bandpass filters and power spectral and cross-spectral density analysis to identify the natural frequencies and modal shapes. The responses to these small vibrations are nearly linear, and therefore, this information represents just a starting point, since the behavior of the bridges when subjected to real earthquake is expected to be non-linear.

When considered appropriate the equivalent viscous damping was obtained by means of the bandwidth method. That is, by isolating single PSD peaks, then finding the frequencies f_1 and f_2 , associated to one half of the maximum value and finally obtaining the percentage of critical damping by means of Eq. (3) and (4), Tanaka et al. (1969).

Table N° 2 shows the structural characteristics of each bridge, the identified frequencies and the main direction of each mode. Table N° 3 presents equivalent modal dampings. For these small amplitude vibrations, the identified damping is rather low, not showing any difference with values determined in standard bridges, but it is known that damping measurements from ambient vibrations could be in error. It is interesting to notice that the damping tends to decrease with increasing frequency although not in a uniform way. For instance in the Amolanas bridge, the damping in the first mode is estimated at between 3.4 and 4.4 % whereas in the fifth mode the values are close to 1.02 %.

4. Analytical models

Linear finite-element models that run in standard structural analysis programs were developed. Geometry, structural and mechanical properties were obtained from the design drawings. Masses were lumped at selected points according to AASHTO recommendations. Piers and piles were modeled using frame elements based on gross cross-section properties, while the soil conditions were modeled using equivalent pile lengths. The modulus of elasticity for steel was taken to be 210.000 MPa while for concrete it was taken to be $19000 \sqrt{f'_c}$ (kg/cm²) expression suggested in the Chilean seismic design code, NCh433.Of72. The unit weights of steel and concrete were taken to be 80.0 and 25.0 kN/m³, respectively. Main adjusting parameters to match fundamental frequencies were the bearings' equivalent lateral stiffness and the support conditions of piers and abutments.

Table N° 4 shows some calculated frequencies for Marga Marga I bridge using three different models and Table 5 shows calculated frequencies for the others bridges.

5. Conclusions

Different devices for seismic protection have been used in bridges designed lately in Chile. The actual seismic behavior of those bridges has to be verified. A great effort has been made installing accelerometer networks on some of them; previously microvibrations measurements were performed to decide the location of the permanent instruments.

Lateral fundamental frequencies from ambient vibrations vary from 0.68 to 1.46 Hz with the Amolanas bridge the most flexible of the structures studied. Up to ten modes could be identified from the microvibration records, but usually linear models can reproduce the first two or three fundamental frequencies and modal shapes. Main parameters to adjust are the bearing stiffness and the soil properties. In any case, analytical models that reproduce the dynamic characteristics of the ambient vibration response have to be calibrated later on when seismic records are obtained. For larger vibrations, as will be the case for the design earthquake, the system will be non linear and a different identification scheme should be used.

The damping obtained using the bandwidth method is quite low compared to those obtained from bearing hysteretic cyclic testing and these were lower than those measured on the rubber or neoprene batches.

For completeness a data base has been created with reported values of experimentally obtained frequencies in bridges. Figure 11 shows the variation of the first longitudinal frequency with span length including two base-isolated bridges in Japan: Yama-agé bridge and Matsunohama Viaduct and the variation of the first transverse frequency with the total length of the bridge. Again in both figures no differences are noticed between standard or seismic isolated bridges for the level of motion observed in ambient vibrations.

This is part of continuing research program at the University of Chile to determine seismic behavior of bridges subjected to severe earthquakes.