

**(37)** CINVA

**Proyecto Sogamoso-Paz de Río: Ensayo de una metodología** Serie Trabajos de Clase No 1, 1956

**(38)** Mayor, Alberto

**Inventos y patentes en Colombia 1930-2000: De los límites de las herramientas a las fronteras del conocimiento.** ITM, 2005

**(39)** CINVA

**Nota necrológica Raúl Ramírez Ramírez.** Boletín Informativo, Abril 1971

**(40)** Floren, Luis (editor) CINVA

**CINVA RAM: Máquina portátil para hacer bloques de tierra estabilizada.** CINVA, 1957

**(41)** Departamento de Estudios y Proyectos del Banco Central Hipotecario Urbano y de Obras Públicas de México, Sánchez, Félix (ed). **Cartilla de la vivienda.** CINVA, 1956

**(42)** Amenábar, Juan (coord). **Asismicidad en viviendas económicas.** CINVA, Unión Panamericana, 1959

**(43)** Sandoval, José B

**Sistemas estructurales de suelo-cemento para uso habitacional y posibilidades en Costa Rica,** en Memorias Seminario Internacional de Construcción en Tierra en Areas Sísmicas. Ponificia Universidad Católica del Perú, Mayo 1983

**(44)** Saldarriaga, Alberto y Fonseca, Lorenzo. **La arquitectura de la vivienda rural en Colombia.** Conciencias, CENAC, 1980

**(45)** Ortega, Alvaro. **Alternativas Técnicas a la Crisis Ambiental en Colombia.** Conciencias-BCH-Fonade, Agosto 1977

**(46)** Gutiérrez, Ramón y Viñuales, Graciela María. **Los materiales,** en sección Grandes Voces de Arquitectura Latinoamericana en el Siglo XX, Cecodal, 1998.

#### Otras referencias:

**(1)** Clough Williams-Ellis y John y Elizabeth Gastwick-Field Publicación citada sin título exacto en inglés sobre “ **Construcciones de tapial, pisé y tierra estabilizada”**. Country Life, London, 1919. Ellington, Kart e Inez

**(2)** **Modern Pisé Building: Home Buildings with Compressed Rammed Earth – A Revelation for the Farmer and Settler** Folleto 105 pp, 1923

**(3)** **Rammed Earth Walls for Buildings**

Bulletin No 1500, 26 pp, 1926.

**(4)** **Rammed Earth Walls for Farm Buildings**

Bullettin 277, South Dakota State College, 67 pp, 1933

**(5)** **Adobe & Sundried Bricks for Farm Buildings.** Farmers Bulletin No. 1721, USDA, 18 pp, 1934. Betts, MC y Miller, T.A.N

**(6)** **Rammed Earth for Buildings**

Washington DC, 1937. Publicación citada sin impresor

**(7)** Hansen, E

**The Suitability of Stabilized Soil for Building Construction**

Bullettin 17, Vol XXXIX, U. of Illinois, 1941

**(8)** Vargas Rubiano, Hernando. **La Vivienda Campesina,** en Ingeniería y Arquitectura, Vol IV, No. 41, Octubre 1942

**(9)** **EI TIAM del ICT.** PROA 30, Noviembre de 1949. PROA 284

**(10)** **The Properties of Compacted Soil and Soil Cement Mixtures for Use in Building** NBRI, Series DR2, South Africa Council for Scientific and Industrial Research, 1950

**(11)** Maldonado, Gustavo **Estabilidad y compactación de los suelos y las mezclas asfálticas.** Ingeniería y Arquitectura, Vol 109 - 110, Enero y Abril de 1953

**(12)** Eyheralde, René

**La tierra estabilizada como material de construcción.** CINVA, 1955

**(13)** Ellson Equipment

**Building in Stabilized Soils.** Westgate, Johannesburg, 1956

**(14)** Cerda, Enrique

**Casa campesina de suelo cemento.** CINVA, 1957

**(15)** Garcés Vernaza, César

**Informe de la misión para realizar un anillo de demostración de la máquina CINVA RAM.** CINVA, 1958

**(16)** IBEC Housing Corporation

**Stabilized-Soil and the CINVA-RAM Block Press.** IBEC, 1959

**(17)** Guerrero, Angelina

**Apuntes sobre suelo-cemento,** en Anales de Ingeniería, V74,N751, Julio y Agosto 1965

**(18)** Enteiche, Augusto

**Aplicación del suelo estabilizado a la construcción de viviendas,** en Anales de Ingeniería, V84, N 789, Enero y Marzo 1976

**(19)** Angel, Clara y Sánchez, Eugenia

**Arquitectura de tierra: una aproximación historiográfica a su desarrollo,** en ESCALA 145, 1989

**(20)** Vargas, Hernando

**Cambio Técnico en la Edificación en Colombia en el Siglo XX,** SCA, 2000

**(21)** Angulo, Darío

**La arquitectura de tierra**

Catálogo de programa del curso en el departamento de Arquitectura, Universidad de los Andes, Charlas 5, Noviembre de 2002

**(22)** Girard, Jean Luc

**Une presse pour la construction en terre crue avec blocs de terre comprimée.** **www.passerelleeco.info,** visitada Septiembre 7 de 2006

#### Créditos fotográficos

**(Fig. 1)** Frampton, Kenneth. **Modernization and Mediation: Frank Lloyd Wright and the Impact of Technology,** en Riley, Terence (ed). Frank Lloyd Wright, Architect. The Museum of Modern Art, 1994 (pag. 58)

**(Fig. 2)** Winter, John. **Le Corbusier´s Technological Dilemma,** en Walden, Russell (ed). The Open Hand: Essays on Le Corbusier. MIT Press, 1982 (pag. 322)

**(Fig. 3)** **Defense Houses at Alexandria,** VA Kastner & Bien, Architects and Engineers. Low-Cost Housing. Architectural Forum, October 1941 (pag. 98)

**(Fig. 4)** Gnecco Fallon, José (ed) Sociedad Colombiana de Arquitectos (pag. 25). **Primer Congreso Nacional de Arquitectura,** Bogotá 22 a 28 de Noviembre de 1942 Cooperativa Nacional de Artes Gráficas, Abril de 1943

**(Fig. 5)** Vargas Rubiano, Hernando. **Casas en Terraconcreto,** en Ingeniería y Arquitectura, Vol V, Noviembre y Diciembre de 1943, Nos. 53 y 54

**(Fig. 6)** Burggraf, Fred. **Stabilizations´s Place in our Present Day Highway System,** ponencia en Proceedings Thirty-Eight Annual Convention American Road Builders´ Association. ARBA, Enero 1941 (pag. 151)

**(Fig. 7)** Saldarriaga, Alberto et al. **ICT: Medio siglo de vivienda social en Colombia,** 1939-1989. INURBE, 1995 (pag. 59)

**(Fig. 8)** Floren, Luis (editor) CINVA. **CINVA RAM: Máquina portátil para hacer bloques de tierra estabilizada.** CINVA, 1957 (pag. 3)

# Comportamiento dinámico de puentes en arco con amortiguadores viscosos

### Nicolás Parra García

Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá 1996. Especialista en Diseño y Construcción de Puentes, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, 1998. Posgrado en Dinámica Estructural, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2002. Consultor independiente en Ingeniería Estructural. Profesor Instructor, Departamento de Arquitectura, Universidad de los Andes, Bogotá.

### José de Jesús Álvarez Sereno

Profesor. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

### Angel C. Aparicio Bengoechea

Catedrático. Universidad Politécnica de Cataluña

### Resumen

En éste trabajo se presenta la respuesta sísmica analítica de dos puentes en arco de gran luz, sometiéndolos a un movimiento simulado que incluye efectos de fuente cercana. Para reducir la respuesta se exploró su comportamiento conectando los dos extremos del tablero con la subestructura por medio de amortiguadores viscosos. Se llevaron a cabo una serie de análisis en el plano de ambos modelos para identificar los amortiguadores óptimos. Los resultados indicaron que el uso de amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal, ofrece una solución práctica para reducir la respuesta dinámica de estas estructuras.

### Abstract

This paper presents the analytical seismic response of two long-span arch bridges, under a simulated ground motion including near-field terms. To reduce the response, its behavior was studied connecting both ends of the deck to the substructure through viscous dampers. A series of 2D analysis was carried out for both models with the aim of identifying the optimum dampers. The results showed that the use of viscous dampers with nonlinear behavior offers a practical solution for reducing the dynamic response of this structures.

### Palabras Clave:

Puentes en arco, amortiguadores viscosos, disipadores de energía, respuesta dinámica, acelerograma sintético, comportamiento no lineal.

## Antecedentes

Puente de Loma Prieta

Con la ocurrencia de los sismos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwan (1999), quedó en evidencia la alta vulnerabilidad de las estructuras de puentes y viaductos y el alto costo económico que supone, no sólo su reparación, sino también la interrupción de las vías que comunican. A partir de ésta experiencia,

Puente de Loma Prieta

se evidenció la necesidad de profundizar en el estudio de la respuesta sísmica de las estructuras y de mejorarla por medio de la inclusión de dispositivos capaces de moderar o incluso anular el efecto del sismo en ellas, desarrollando la tecnología de los disipadores de energía aplicada a grandes construcciones.

<sup>[128]</sup> dearquitectura 01. 10/07

<sup>[129]</sup> Comportamiento dinámico de puentes en arco con amortiguadores viscosos

La construcción de puentes en arco ha resurgido a nivel mundial gracias al método de avance en voladizo, y éstos representan ya uno de los tres tipos de puentes de gran luz junto con los puentes atirantados y los colgantes; sin embargo, hasta ahora son escasas las investigaciones acerca de la respuesta sísmica de puentes en arco equipados con dispositivos disipadores de energía. Aún cuando estas estructuras no han sufrido daños importantes en el pasado, resulta interesante estudiar cómo puede mejorarse su comportamiento ante movimientos sísmicos severos, mediante la introducción de dispositivos de control pasivo como lo son los amortiguadores viscosos.

Este trabajo presenta la respuesta sísmica analítica de dos puentes en arco de gran luz dotados de amortiguadores viscosos con diferentes propiedades y sometidos a un movimiento simulado que incluye efectos de fuente cercana. De ésta manera se **pueda** evaluó la eficiencia de los amortiguadores a la hora de atenuar la respuesta sísmica de la estructura y se plantean algunas consideraciones de análisis y diseño a tener en cuenta para futuras investigaciones.

## Amortiguadores de fluidos viscosos

El amortiguamiento es el proceso mediante el cual los sistemas estructurales disipan y absorben la energía inducida por excitaciones externas. Entre otros efectos, el amortiguamiento reduce la amplitud en la respuesta del sistema y controla el aumento en la energía de deformación.

Un amortiguador viscoso es un dispositivo que disipa energía por medio de la aplicación de una fuerza resistente a lo largo de un desplazamiento finito. La reacción en el amortiguador actúa en dirección opuesta a la del movimiento de entrada, y como su funcionamiento se rige por las leyes de la mecánica de fluidos, el valor de la fuerza resistente varía de acuerdo con la velocidad translacional del amortiguador en cualquier instante de tiempo.

La energía disipada por el amortiguador es igual al trabajo realizado por la fuerza en el dispositivo a lo largo de su desplazamiento:

$$E_d = \int F |du| \quad (1)$$

Donde  $F$  es la función que caracteriza la fuerza en el amortiguador, y  $u$  es el desplazamiento. El medio de disipación de energía es la transferencia de calor; por ejemplo, la energía mecánica disipada por el amortiguador causa un calentamiento del fluido, y esta energía de calor es transferida al medio por mecanismos de transporte como la convección y la conducción.

La ecuación constitutiva que rige el comportamiento de estos amortiguadores se define de la siguiente manera:

$$F = C \cdot V^n \quad (2)$$

donde  $F$  es la fuerza de amortiguamiento,  $V$  es la velocidad a través del dispositivo,  $C$  es el coeficiente de amortiguamiento, y  $n$  es un exponente que define el tipo de amortiguador. Si el exponente es igual a la unidad, el dispositivo proporciona amortiguamiento lineal; otros valores de  $n$  producen el funcionamiento no lineal del aparato, tal como lo muestra la figura 1.

La fuerza generada por el amortiguador es debida a la presión diferencial a través de la cabeza del pistón. Al pasar de un lado a otro del compartimiento, el volumen del fluido se reduce como consecuencia del recorrido del pistón y del área de su cabeza. Como el fluido es compresible, dicha reducción en volumen está acompañada de una fuerza restauradora que se desarrolla. En general, éstos dispositivos añaden amortiguamiento viscoso al modo fundamental de la estructura, y aumentan el amortiguamiento y la rigidez en los modos altos, lo cual suprime su contribución en la vibración (Taylor y Constantinou, 1996).

Los amortiguadores viscosos, entre otras ventajas relativas a su funcionamiento, reducen los desplazamientos máximos esperados ante excitaciones dinámicas, absorben la fuerza sísmica y por tanto liberan de esfuerzos a los aparatos de apoyo del puente, y contribuyen a

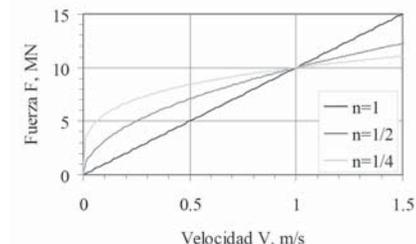


Figura 1. Diagrama Fuerza – Velocidad para un amortiguador con coeficiente  $C = 10 \text{ MN/(s/m)^n}$ .

controlar la amplificación dinámica al disminuir el pico de resonancia de la estructura y le permiten recuperar su posición inicial después del sismo, lo cual no puede lograrse utilizando otro tipo de disipadores. Otra ventaja

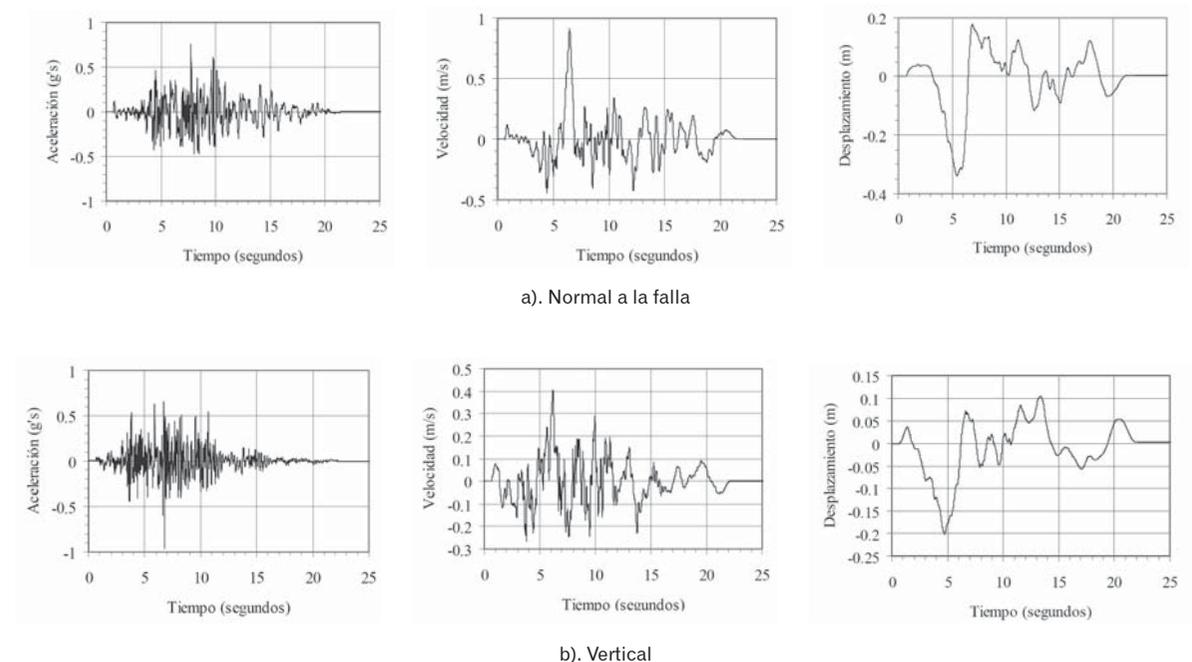
consiste en que, al ser dependiente de la velocidad, la fuerza introducida por un amortiguador viscoso es prácticamente nula para movimientos de baja velocidad, como la expansión térmica en puentes.

## Movimiento sísmico utilizado para el estudio

Para esta investigación se utilizó como movimiento de entrada el sismo simulado que se generó para el estudio del puente Bixby Creek en la costa de California (McCallen *et al.*, 1999); dicha estructura se localiza aproximadamente a 1 km. de la falla de Palo Colorado – San Gregorio, a la que se le atribuye una magnitud máxima esperada de 7.5 y aceleraciones pico de hasta 0.96g.

Figura 2. Historias temporales incluyendo efectos de fuente cercana (McCallen *et al.*, 1999)

Se generaron tres acelerogramas sintéticos (normal a la falla, paralelo a la falla y vertical), que incluyeron los componentes de movimiento del terreno de fuente cercana, que pueden dar lugar a pulsos de desplazamiento de periodo largo. En la figura 2 se presentan las historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento, para las componentes Normal a la falla y Vertical, que fueron empleadas en este análisis en las direcciones longitudinal y vertical respectivamente.



## Primer modelo: Puente GL

### Geometría

La figura 3 muestra una vista en elevación del modelo GL, dimensionado específicamente para esta investigación. Se trata de un puente en arco con tablero superior de 20 m de ancho (cuatro carriles), con una longitud total de 600 m y un arco con una luz principal de 400 m y flecha de 80 m, para una relación flecha/luz de 1/5. La luz y la flecha propuestas para el arco son muy similares a las del actual récord mundial, el Puente Wanxian, en China, que tiene una luz de 420 m. El modelo está compuesto por 10 vanos parciales sobre el arco de 40 m cada uno, cuatro vanos de 35 m (dos a cada lado del arco), y dos vanos de 30 m (uno en cada extremo). En la figura 4 se presentan las secciones transversales de la estructura. El arco posee una sección en cajón de altura variable, disminuyendo linealmente desde 7 m en los arranques hasta 5.5 m a 60 m de ellos medidos en dirección longitudinal, y altura constante de 5.5 m en el resto.

Todas las pilas desplantadas sobre el arco se consideran continuas con éste. Las dos pilas principales (P3 y P13) se consideraron continuas con la superestructura. Las pilas adyacentes a cada lado de las principales (P2, P4, P12 y P14) se supusieron articuladas en su conexión con la superestructura; se decidió sujetarlas en su extremo superior dada su esbeltez. El resto de las pilas, incluyendo la conexión clave del arco – superestructura (P1, P5 a P11, y P15) y ambos estribos, se consideraron equipados en su extremo superior con aparatos de apoyo *pot* que permiten el deslizamiento longitudinal de la superestructura sobre la subestructura. Finalmente, se supuso que todas las pilas discontinuas y ambos estribos estarían dotados de llaves de cortante que tomaran los desplazamientos transversales de la superestructura. Como consecuencia, despreciando la fricción en los aparatos *pot*, las pilas P2, P3, P4, P12, P13 y P14 en dirección longitudinal, y todas las pilas, el arco y ambos estribos en direcciones transversal y vertical resistirían las fuerzas de inercia de la superestructura.

### Modelo de análisis para el puente

Las pilas, el arco y el tablero se modelaron mediante elementos barra tridimensionales. Los momentos de inercia y las áreas de cortante de las secciones transversales de las pilas, de concreto reforzado, se consideraron iguales al 70% de la sección bruta, con la finalidad de to-

mar en cuenta el agrietamiento distribuido a lo largo de ellas; el área y la constante de torsión se tomaron para la sección bruta. Para el arco se consideraron las propiedades de las secciones completas dado que la elevada fuerza axial de compresión que en él actúa permite despreciar el agrietamiento. Para el tablero, de concreto preesforzado, también se consideraron las propiedades de la sección bruta, dado que el agrietamiento en estos elementos es generalmente despreciable. Se consideró un concreto con resistencia a la compresión de 40 MPa, con módulo de elasticidad de 30,891 MPa, una relación de Poisson de 0.2 y un peso volumétrico de 24.5 kN/m<sup>3</sup>.

El modelo numérico del puente se realizó con ayuda del programa SAP2000 Nonlinear (CSI, 1997), que permite modelar amortiguadores viscoelásticos tipo Maxwell (un resorte y un amortiguador viscoso conectados en serie) a través de los elementos tipo *Nllink*. El modelo analítico del puente se presenta en la Figura 5. En las pilas de más de 20 m de altura se consideraron nudos intermedios con separaciones de entre 10 y 15 m, dado que los modos altos podrían contribuir significativamente a su respuesta dinámica. Para el arco, además de la conexión con las pilas, se consideraron tres nudos intermedios, y para el tablero un nudo intermedio para captar la respuesta en diversos puntos de éstos. Se tomó en cuenta el efecto de nudo rígido en los extremos de las barras mediante la herramienta *end offset*; así mismo, mediante *member releases* se liberaron los grados de libertad de los extremos de las barras congruentes con el modelo descrito anteriormente. También se consideró la variación de las propiedades a lo largo de las seis barras adyacentes a los arranques del arco, ya que se propuso un arco de peralte linealmente variable, mayor en los arranques. En cuanto a las condiciones de apoyo se refiere, las pilas (P1, P2, P3, P13, P14 y P15) y los arranques del arco se consideraron empotrados; se decidió hacer así dado que este tipo de estructuras generalmente se desplantan sobre suelo muy firme o roca, y porque se quería estudiar de manera aislada la respuesta del puente.

Se realizó sobre el modelo un análisis Dinámico No Lineal o *Time History*, para obtener información detallada de la respuesta temporal de la estructura. Los acelerogramas sintéticos correspondientes a las componentes

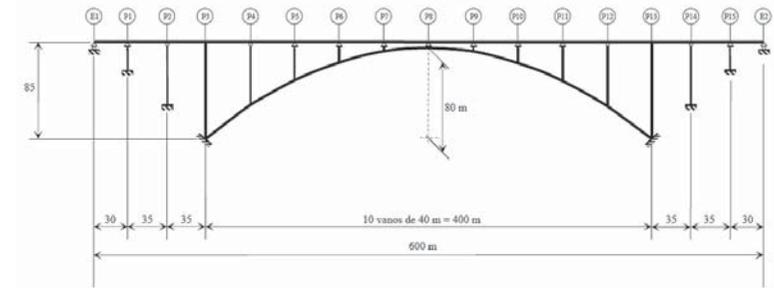


Figura 3. Vista en elevación del modelo GL

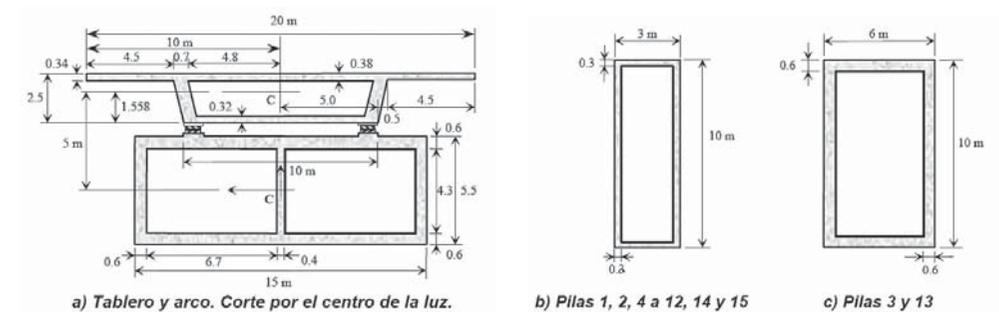


Figura 4. Secciones transversales del modelo GL

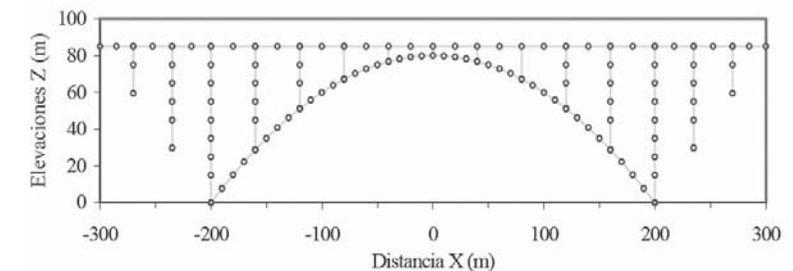


Figura 5. Modelo analítico del puente GL

normal y vertical del movimiento descrito anteriormente fueron introducidos al modelo como parejas de valores de tiempo y fracción de aceleración de la gravedad, y se creó un caso de carga sísmica en el cual ambas señales actúan simultáneamente sobre el modelo.

### Propiedades dinámicas del modelo

En la tabla 1 se presentan los periodos naturales y los porcentajes de participación de masa acumulada para

los primeros 10 modos de vibrar de la estructura. Se observa que la masa efectiva acumulada no es suficiente para evaluar adecuadamente la respuesta del modelo, por lo que en los diferentes análisis se consideraron los primeros 75 modos, con lo que la masa efectiva acumulada rebasaba ya el 99% en todos los casos. En la figura 7 se presentan las configuraciones modales para los primeros tres modos de vibrar.

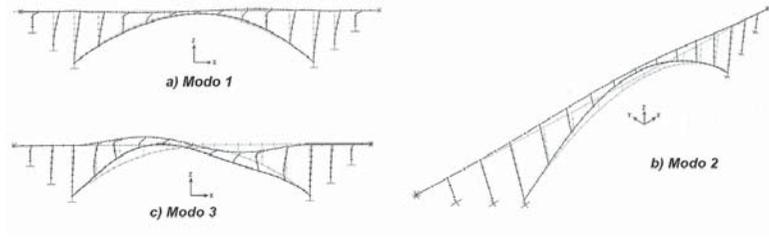


Figura 6. Configuraciones modales del modelo GL

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva (%) acumulada		
		Longitudinal	Transversal	Vertical
1	4.340	56.3069	0.0000	0.0000
2	4.288	56.3069	62.5550	0.0000
3	3.161	57.6128	62.5550	0.0000
4	1.790	57.6128	62.5550	0.0000
5	1.690	57.6128	62.5550	0.0001
6	1.227	57.6128	75.8083	0.0001
7	0.967	59.7666	75.8083	0.0003
8	0.904	59.7666	75.8083	0.0003
9	0.808	59.7666	75.8083	43.1109
10	0.637	59.7666	75.8083	61.1145

Tabla 1. Periodos naturales y masa efectiva acumulada para el modelo GL

MODELO	C, kN(s/m) <sup>n</sup>	n
GL básico	Sin amortiguadores	
GLn1-1-0.25	1000	¼
GLn1-1-0.5		½
GLn1-1-1.0		1
GLn1-3-0.25	3000	¼
GLn1-3-0.5		½
GLn1-3-1.0		1
GLn1-6-0.25	6000	¼
GLn1-6-0.5		½
GLn1-6-1.0		1
GLn1-10-0.25	10000	¼
GLn1-10-0.5		½
GLn1-10-1.0		1
GLn1-30-0.25	30000	¼
GLn1-30-0.5		½
GLn1-30-1.0		1
GLn1-60-0.25	60000	¼
GLn1-60-0.5		½
GLn1-60-1.0		1
GLn1-100-0.25	100000	¼
GLn1-100-0.5		½
GLn1-100-1.0		1

Tabla 2. Características de los amortiguadores para el modelo GL

## Comportamiento con amortiguadores viscosos

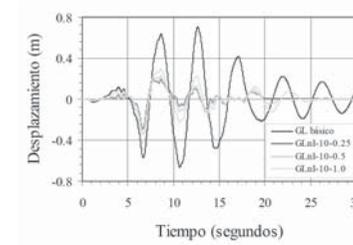
Se evaluó la respuesta sísmica del modelo GL en el plano del puente, sometiéndolo a los acelerogramas que incluyen efectos de fuente cercana. El objetivo del estudio paramétrico fue evaluar el comportamiento del modelo sin dispositivos disipadores de energía y empleando amortiguadores de fluidos viscosos regidos por la ecuación constitutiva definida anteriormente.

Para los modelos con amortiguadores se colocó uno en cada extremo del tablero, conectando la superestructura con los estribos, los que se supusieron completamente fijos. Con la finalidad de obtener los amortiguadores óptimos se consideraron valores del exponente  $n$  de ¼, ½ y 1. Para cada uno de estos exponentes se consideraron varios valores del coeficiente  $C$ . En la tabla 2 se pre-

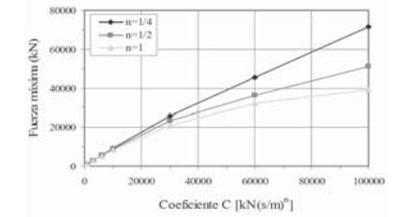
sentan los diferentes casos analizados. El software empleado permite modelar amortiguadores viscoelásticos mediante el modelo de Maxwell. Para que los elementos *Nlink* se comporten como amortiguadores viscosos es necesario asignar al resorte conectado en serie un valor suficientemente grande (no demasiado, ya que se pueden presentar problemas de inestabilidad numérica); para este caso se le asignó al resorte una rigidez igual a diez veces la rigidez axial del tramo de tablero que conectaba con el estribo, es decir,  $1.349 \times 10^8$  kN/m. Para

todos los casos se supuso un amortiguamiento viscoso de la estructura igual al 5%.

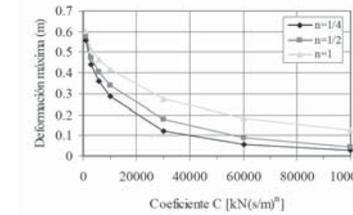
Se analizaron un total de 22 casos. La respuesta del puente se monitoreó en función del tiempo en varios puntos de interés. Uno de los más significativos fue el desplazamiento longitudinal de la superestructura. En la figura 7.a) se presenta la historia temporal de desplazamientos para los modelos GL básico y con  $C=10,000$  kN(s/m)<sup>n</sup>. El desplazamiento máximo longitudinal que



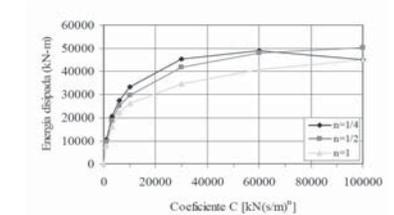
a) Desplazamiento longitudinal del tablero



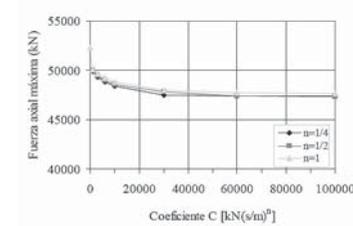
b) Fuerza máxima en los amortiguadores



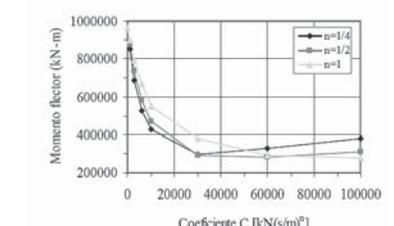
c) Deformación máxima en los amortiguadores



d) Energía disipada por los amortiguadores



e) Fuerzas internas máximas por sismo en la base de las pilas 3 y 13



f) Fuerzas internas máximas por sismo en los arranques del arco

Figura 7. Respuesta sísmica del modelo GL ante un evento sísmico de fuente cercana

alcanzó el modelo sin amortiguadores fue de 0.70 m para 12.64 s. En la misma figura se observa la reducción de la respuesta al colocar los amortiguadores; los más eficientes para este caso resultaron los que tienen un exponente  $n=1/4$ , que redujeron el desplazamiento máximo a tan sólo 0.29 m para un tiempo de 6.62 s.

La figura 7.b) muestra la fuerza máxima que se generó en cada amortiguador en función del parámetro  $C$ . Cada punto de esta gráfica proviene de los resultados de un análisis dinámico usando una pareja de valores de  $C$  y  $n$ . La tendencia fue suficientemente clara, pues resultaron mejores los amortiguadores con  $n=1/4$ , ya que para un mismo valor de  $C$  pudieron desarrollar una fuerza mayor disminuyendo así la respuesta de la estructura.

La figura 7.c) muestra la deformación máxima en los amortiguadores, que a su vez es el desplazamiento longitudinal del tablero, en función del coeficiente  $C$ . Nuevamente, los amortiguadores con el valor más pequeño de  $n$  acusaron un mejor desempeño, ya que para una misma  $C$  reducen en mayor medida la deformación máxima. Nótese que para  $C > 30,000 \text{ kN(s/m)}^n$  la tasa de reducción en la deformación disminuyó. Además, en la figura 8.d) se presenta la energía disipada acumulada en los amortiguadores en función del parámetro  $C$ . Una vez más, resultaron más eficientes los amortiguadores

con  $n=1/4$ , salvo para los valores mayores de  $C$ ; también para  $C > 30,000 \text{ kN(s/m)}^n$  el incremento en la energía disipada disminuyó notablemente, inclusive se presentó un decremento para el modelo GLnl-100-0.25.

Las fuerzas internas máximas en la base de las pilas 3 y 13, originadas por el evento en cuestión, se presentan en la figura 7.e). Se aprecia que la fuerza axial por sismo prácticamente no disminuyó, apenas una tendencia del 10% en el mejor de los casos. Por el contrario, el momento flexionante máximo debido a sismo tuvo un descenso notable, alcanzándose una tendencia a un mínimo para  $C=30,000 \text{ kN(s/m)}^n$ . El aporte de los amortiguadores en el decremento de los desplazamientos longitudinales del tablero se ve reflejado en la disminución del momento flexionante en las pilas principales, ya que éstas se supusieron continuas con la superestructura, y por lo tanto muy sensibles a cualquier movimiento en su extremo superior.

Para la configuración estructural seleccionada, el arco se vio menos favorecido. En la figura 7.f) se presentan sus respuestas máximas. La fuerza axial máxima debida a sismo prácticamente no varió al incorporar los amortiguadores, y el momento flexionante apenas tuvo una tendencia a disminuir, del orden del 15%.

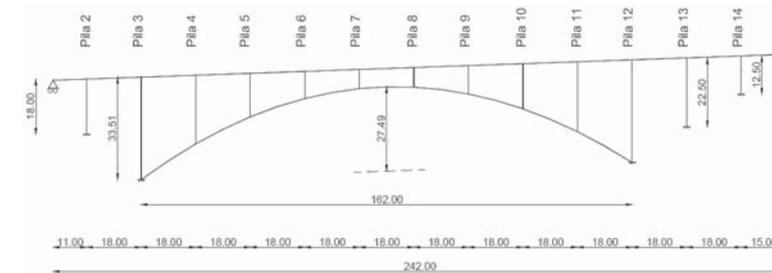


Figura 8. Vista en elevación del modelo VG

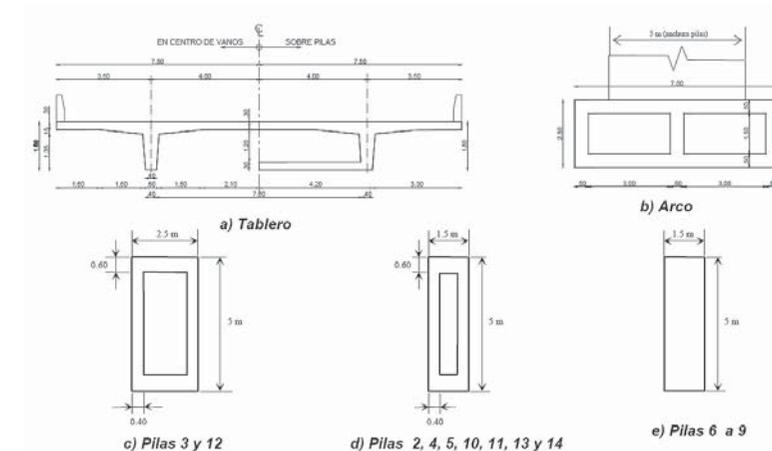


Figura 9. Secciones transversales del modelo VG

## Segundo modelo: puente VG

### Geometría

El segundo modelo que se dimensionó con motivo de esta investigación fue el modelo VG. La figura 8 muestra una vista en elevación del modelo. Se trata de un puente en arco con tablero superior de 15 m de ancho, con una longitud total de 242 m y un arco con una luz de 162 m y flecha de 27.49 m, para una relación flecha/luz de 1/5.89.

Este modelo está compuesto por 9 vanos parciales sobre el arco de 18 m cada uno, dos vanos de 18 m (uno a cada lado del arco), un vano de 11 m en el extremo izquierdo y uno más de 15 m en el extremo derecho. En la figura 9 se presentan las secciones transversales de la estructura. El arco es de sección en cajón bicelular, con altura va-

riable linealmente entre 3.75 m y 2.50 m en una longitud de 27.00 m medida desde cada uno de los arranques del arco; en el tramo interior la sección permanece constante. Para tomar la compresión por momento flexionante negativo, al tablero se le adicionó una losa inferior en la zona sobre pilas (2.25 m a cada lado del eje de las pilas). La vinculación subestructura – superestructura (conectividades de las pilas con el tablero) es similar a la considerada para el modelo GL.

### Modelo de análisis

Para esta estructura se elaboró un modelo formado por elementos barra bidimensionales. Las propiedades geométricas de las secciones transversales se calcularon de manera similar al modelo GL. Para este caso se



Figura 10. Modelo analítico del puente VG

consideró un concreto con resistencia a la compresión de 35 MPa, con módulo de elasticidad de 24,821 MPa, una relación de Poisson de 0.2 y peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>. Los arranques del arco y las pilas 2, 13 y 14 se supusieron empotradas en el terreno. Para el modelo numérico se empleó el mismo software que para el caso anterior. El modelo analítico del puente se presenta en la figura 10.

### Propiedades dinámicas

En la tabla 3 se presentan los periodos naturales y los porcentajes de masa efectiva de los modos de vibrar más significativos en el plano de la estructura. En los diferentes análisis se consideraron los primeros 60 modos, con lo que la masa efectiva acumulada rebasaba ya el 98% en cada dirección de análisis. En la figura 12 se presentan las configuraciones modales para los primeros dos modos de vibrar.

MODO	Periodo (s)	% de Masa	Sentido
1	1.660	54.56	Horizontal
2	1.415	6.05	Horizontal
7	0.436	47.95	Vertical
9	0.309	14.81	Vertical
21	0.122	21.71	Horizontal
34	0.074	6.75	Vertical

Tabla 3 Periodos naturales y masa efectiva para el modelo VG

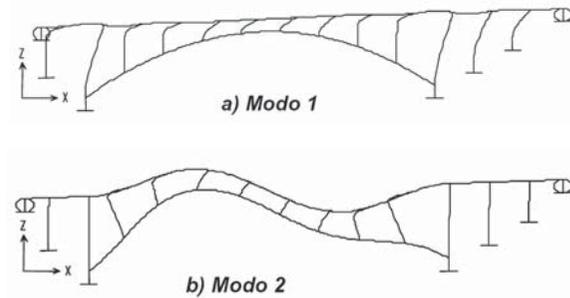


Figura 11. Configuraciones modales del modelo VG

### Comportamiento con amortiguadores viscosos

Se evaluó la respuesta sísmica del modelo VG en el plano del puente, sometiéndolo al acelerograma de la figura 2.a) en dirección longitudinal y al de la figura 2.b) simultáneamente en dirección vertical. Al igual que para el modelo GL, se analizó un caso básico sin amortiguadores y 21 casos variando las propiedades de los amortiguadores. En la tabla 4 se presentan los diferentes casos considerados, todos con un amortiguamiento de la estructura del 5%.

La figura 12.a) muestra una historia temporal de desplazamiento longitudinal de la superestructura para los modelos VG básico y con amortiguadores con  $C = 6,000 \text{ kN(s/m)}^n$ . El modelo sin amortiguadores mostró un desplazamiento longitudinal máximo del tablero de 0.305 m para un tiempo de 8.02 s. Al incorporar los amortiguadores entre tablero y estribos, el modelo comenzó a dismi-

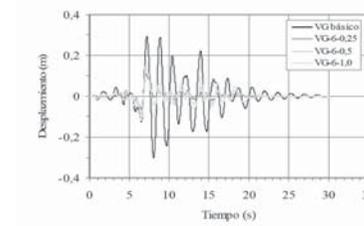
MODELO	C, $\text{kN(s/m)}^n$	n
VG básico	Sin amortiguadores	
VG-1-0.25		1/4
VG-1-0.5	1000	1/2
VG-1-1.0		1
VG-2-0.25		1/4
VG-2-0.5	2000	1/2
VG-2-1.0		1
VG-3-0.25		1/4
VG-3-0.5	3000	1/2
VG-3-1.0		1
VG-4-0.25		1/4
VG-4-0.5	4000	1/2
VG-4-1.0		1
VG-5-0.25		1/4
VG-5-0.5	5000	1/2
VG-5-1.0		1
VG-6-0.25		1/4
VG-6-0.5	6000	1/2
VG-6-1.0		1
VG-10-0.25		1/4
VG-10-0.5	10000	1/2
VG-10-1.0		1

Tabla 4. Propiedades de los amortiguadores para el modelo VG

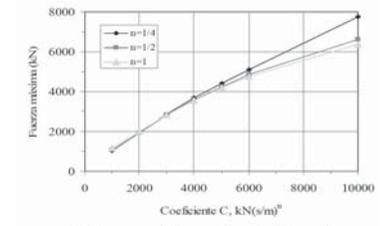
nir la amplitud de dicho desplazamiento en la medida en que el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo era mayor. Se observó, además, que los amortiguadores con exponente  $n$  menor resultaban más eficientes y disminuían en mayor proporción los desplazamientos causados por el sismo.

La figura 12.b) muestra la fuerza máxima que se generó en cada amortiguador en función del parámetro  $C$ . De manera similar que para el modelo GL, resultaron mejor los amortiguadores con  $n=1/4$ , en particular para  $C > 5,000 \text{ kN(s/m)}$ , ya que para un mismo valor de  $C$  pudieron desarrollar una fuerza mayor, disminuyendo así la respuesta de la estructura.

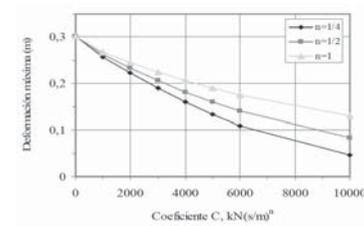
La figura 12.c) muestra la deformación máxima en los amortiguadores, que a su vez es el desplazamiento longitudinal del tablero, en función del coeficiente  $C$ . Nue-



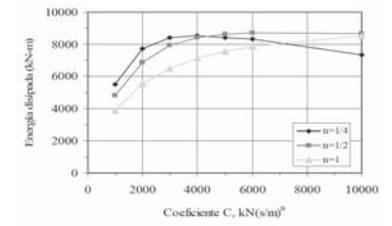
a) Desplazamiento longitudinal del tablero



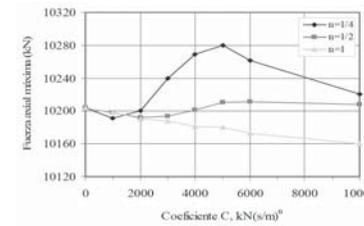
b) Fuerza máxima en los amortiguadores



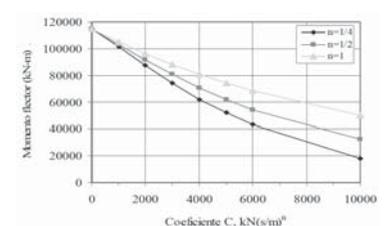
c) Deformación máxima en los amortiguadores



d) Energía disipada por los amortiguadores



e) Fuerzas internas máximas por sismo en el desplante de las pilas 3 y 12



f) Fuerzas internas máximas por sismo en los arranques del arco

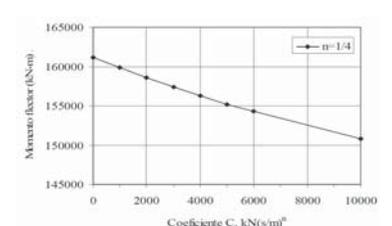
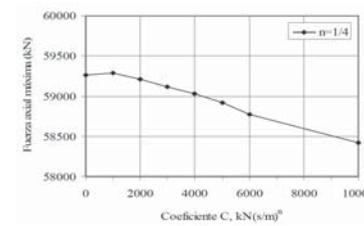


Figura 12. Respuesta sísmica del modelo VG ante un evento de fuente cercana

vamente, los amortiguadores con el valor más pequeño de  $n$  mostraron un mejor desempeño, ya que para una misma  $C$  redujeron en mayor medida la deformación máxima. Para  $C > 5,000 \text{ kN(s/m)}^n$  la tasa de reducción en la deformación disminuyó ligeramente. En la figura 12.d) se presenta la energía disipada acumulada en los amortiguadores en función de  $C$ .

Una vez más, resultaron más eficientes los amortiguadores con  $n=1/4$ , salvo para los valores mayores de  $C$ ; también para  $C > 5,000 \text{ kN(s/m)}^n$  el incremento en la

energía disipada disminuyó notablemente, inclusive se presentó un decremento para los modelos con  $n=1/4$ .

Las fuerzas internas máximas en la base de las pilas 3 y 12, originadas por el evento en cuestión, se presentan en la figura 12.e). Se aprecia que la fuerza axial por sismo prácticamente no varió. Por el contrario, el momento flexionante máximo debido a sismo tuvo un descenso notable, desde 114,643 kN-m para el modelo sin amortiguadores, hasta 17,781 kN-m para el modelo VG-10-0.25 ( $C=10,000 \text{ kN(s/m)}^{1/4}$ ), lo que representa un 15% del

valor inicial. Para la configuración estructural en estudio, el arco se vio menos favorecido. En la figura 12.f) se presentan sus respuestas máximas para  $n=1/4$ . La fuerza axial máxima debida a sismo prácticamente no varió al incorporar los amortiguadores, y el momento flector apenas tuvo una tendencia a disminuir, del orden del 7% en el mejor de los casos.

Se realizaron dos modelos adicionales con el objetivo de estudiar si podía obtenerse alguna reducción en los esfuerzos causados por sismo en el arco al mejorar la conexión entre éste y el tablero del puente. La única modificación introducida consistió en hacer monolítica la unión entre el tablero y las pilas centrales (7 y 8 en la figura 8), para crear un caso de unión rígida incorporando un arriostamiento en cruz; y un segundo caso en el que se incorporan dos amortiguadores con  $C=6000$  kN(s/m)n y  $n=1/4$  adicionales a los existentes en cada extremo (Figura 13).

Los resultados obtenidos, aparte del esperado decremento en el período fundamental del puente y por tanto de su rigidización, no introdujeron una mejoría notable en los esfuerzos a compresión y flexión en el arco debidos al sismo. La tabla 5 compara los resultados para los tres modelos. (ver tabla 5)

Puede observarse como incluso el hecho de rigidizar la unión en la parte central produce un incremento en el axial y el flector a que se ve sometido el arco, pues al estar unidos rigidamente se absorben mayores esfuerzos sobre todo cuando una de las partes trata de desplazarse ante una excitación. Incluso esta configuración introduciría esfuerzos adicionales por acción de la temperatura.

## Conclusiones

Ante la evidencia innegable de la alta vulnerabilidad de las estructuras viales, demostrada en los últimos grandes sismos de la década de los 90, una de las opciones más interesantes de protección para las estructuras consiste en la incorporación de dispositivos de amortiguamiento que controlen la respuesta dinámica y ayuden a disipar energía. Esta es una opción particularmente atractiva para los puentes en arco, cuyo funcionamiento dominante a compresión axial no permite asegurar su comporta-

El puente con amortiguadores adicionales sobre la clave del arco disminuye un poco el esfuerzo axial sobre éste, pero no sucede lo mismo con el momento flector que nuevamente aumenta a causa de la conexión rígida entre tablero y arco en el centro de la luz.

Otro aspecto chequeado fue el desplazamiento horizontal de la clave del arco y su historia temporal al utilizar los amortiguadores. Para los modelos analizados se observa cómo, al conservar las condiciones de apoyo iniciales planteadas para el modelo, la clave se desplaza independientemente de la cantidad o tipo de amortiguador que se utilice en el tablero, y que además, la inclusión de éstos no produce ningún efecto en el movimiento de la clave.

En general, puede explicarse la escasa influencia de los amortiguadores en la respuesta del arco ya que este elemento, como parte principal de la estructura del puente, recibe directamente en sus apoyos los efectos producidos por el movimiento del terreno, transmitiéndolos al resto de la estructura dentro de la cual la respuesta del tablero es la más significativa. Igualmente es importante resaltar que las condiciones de unión entre superestructura y arco son importantes pues varían el comportamiento global, ya que un cambio en las condiciones de apoyo puede aumentar o disminuir la rigidez general del puente. Aunque la continuidad entre tablero y arco disminuyen la flexibilidad y aumentan la redundancia estructural, deben estudiarse los incrementos en esfuerzos de axial y momento en zonas localizadas, así como la mayor influencia de las cargas por acciones térmicas y los efectos reológicos en puentes de concreto reforzado.

miento dúctil durante un sismo, por lo que la inclusión de sistemas que introduzcan amortiguamiento suplementario puede ayudar a mejorar su respuesta dinámica.

Este trabajo presenta los resultados de un estudio paramétrico con amortiguadores viscosos de comportamiento no lineal, con diferentes coeficientes de amortiguamiento para identificar el dispositivo óptimo para los modelos de puente en arco estudiados. Los diversos análisis per-

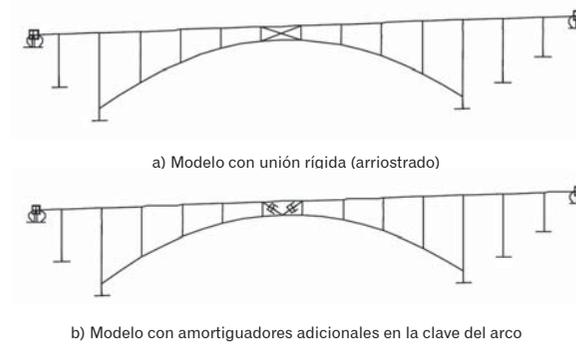


Figura 13. Modelos adicionales de puente con  $C=6000$  kN(s/m)n y  $n=1/4$ .

Tabla 5. Resultados de 3 modelos adicionales, con  $C=6000$  kN(s/m)n y  $n=1/4$

	Modelo con amortiguadores en los extremos	Con unión rígida entre clave del arco y tablero	Con amortiguadores adicionales en la unión clave - tablero
Periodo Fundamental (s)	1.66	1.457	1.42
Desplazamiento Longitudinal máximo (m)	0.109	0.0327	0.0352
Axial Arco (kN)	58770	60330	57440
Momento Arco (kNm)	154287	210500	191900

mitieron identificar los amortiguadores más eficientes para el sismo y los modelos en estudio, que de acuerdo con la evidencia presentada serían amortiguadores con comportamiento no lineal con parámetros  $C=30,000$  kN(s/m)<sup>1/4</sup> para el modelo GL, y  $C=5,000$  kN(s/m)<sup>1/4</sup> para el modelo VG.

La inclusión de los amortiguadores viscosos, además de no introducir esfuerzos adicionales en la estructura, permite disminuir los esfuerzos de flexión en las pilas continuas con el tablero, lo que a su vez conduce a soluciones de cimentación más económicas en puentes de gran luz. De igual manera, la inclusión de los dispositivos permite construir estructuras de tablero continuo, más monolíticas, con la posibilidad de disipar energía y de controlar efectivamente los movimientos por acción de la temperatura y la retracción.

Aunque el aporte de los amortiguadores no fue significativo para disminuir los esfuerzos axiales y de flexión en el arco para la configuración estructural estudiada, es importante resaltar cómo la conexión entre el arco y el tablero influye en el comportamiento general de la estructura. Por éste motivo resulta conveniente estudiar diferentes tipos de vinculación tablero-arco, así como distintas formas de colocación de los amortiguadores para proponer una implementación óptima de éstos dispositivos en puentes de gran claro. Los aspectos prácticos de esta solución, tales como los detalles de conexión e instalación y el mantenimiento de los dispositivos y su vida útil, son temas que quedan por fuera del alcance del presente estudio, y que sirven de punto de partida para desarrollos posteriores de la investigación.

## Referencias

Computers and Structures, Inc. (1997), "SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Version N6.11, Program Documentation.

Dusseau, R. A. and Wen, R. K. (1989), "Seismic Responses of Deck-Type Arch Bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, pp. 701-715.

Kawashima, K. and Mizoguti, A. (2000), "Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper no. 1824, New Zealand, 8 pp.

Kuranishi, S. and Nakajima, A. (1986), "Strength Characteristics of Steel Arch Bridges subjected to Longitudinal Acceleration", Structural Engineering/Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers, Vol. 3, No. 2, pp. 287-295.

McCallen, D., Noble, Ch. and Hoehler, M. (1999), "The Seismic Response of Concrete Arch Bridges: With focus on the Bixby Creek Bridge, Carmel, California", Livermore, California, Lawrence Livermore National Laboratory, 170 pp.

Nazmy, A. S. (1996), "Earthquake-Response Characteristics of Long-Span Arch Bridges", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1309, Acapulco, México, 8 pp.

Seleemah, A.A. and Constantinou, M.C. (1997), "Investigation of Seismic Response of Buildings with Nonlinear Fluid Viscous Dampers", Report No. NCEER-97-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

Taylor, D. and Constantinou, M.C., (1996), "Fluid Dampers for Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation", página web [www.taylordevices.com/dampers.htm](http://www.taylordevices.com/dampers.htm).