

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE UN PUENTE SOMETIDO A CARGAS SÍSMICAS

NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF A BRIDGE SUBJECTED TO SEISMIC LOADING

Germán Nanclares, Daniel Ambrosini, Oscar Curadelli y Martín Domizio

Grupo de Dinámica Experimental, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina, dambrosini@uncu.edu.ar, <http://ingenieria.uncuyo.edu.ar/paginas/index/area-dinamica-experimental>

CONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina, <https://www.conicet.gov.ar/>

Palabras clave: Puentes, control de vibraciones, análisis dinámico no lineal, MEF explícito.

Resumen. El colapso de puentes en terremotos recientes demuestra la necesidad de profundizar el conocimiento de su comportamiento frente a acciones sísmicas. Este trabajo presenta un modelo sobre el cual se lleva a cabo un análisis numérico no lineal con alto nivel de detalles de un puente en servicio, sometido a acciones sísmicas que producen el colapso de la estructura. El principal objetivo es el de determinar la eficiencia de distintas estrategias de refuerzo mediante sistemas pasivos de control de vibraciones para prevenir el colapso estructural. Se evalúa la respuesta del puente con un disipador metálico y con un sistema de aislación. Puede concluirse que el uso de disipadores metálicos reduce significativamente los desplazamientos y asegura la integridad estructural del puente frente a acciones sísmicas extremas. Por otra parte, la aislación del tablero, que en principio se supone la alternativa más efectiva para proteger puentes existentes, resulta inadecuada para el puente estudiado debido a las características dinámicas del puente aislado y a su particular geometría oblicua, que genera un impredecible tipo de impacto sobre las columnas del pórtico que lo soporta. Este efecto inesperado que se observa en la aislación habría sido imposible de identificar mediante el uso de un modelo simplificado.

Keywords: Bridges, control vibration, nonlinear dynamic analysis, explicit FEM.

Abstract. Collapse of bridges in recent earthquakes demonstrates the need to deepen the understanding of the behavior of these structures against seismic actions. This paper presents a highly detailed numerical model of an actual bridge subjected to extreme seismic action which results in its collapse. The main objective of this work is to determine the efficiency of different passive control strategies to prevent the structural collapse. Metallic dampers and seismic isolation were evaluated. It can be concluded that the use of a metallic damper significantly reduces the horizontal displacements and ensures the integrity of the structure from extreme seismic actions. Moreover, the isolation of the deck, which in principle seems to be the most effective solution to protect existing bridges, proves inadequate for the case analyzed due to its dynamic characteristics and its particular geometry and an unpredictable type of axial pounding in the columns. This unexpected effect on the isolation system would have been impossible to identify with simplified models.

1 INTRODUCCIÓN

Los sismos ocurridos en las últimas décadas, han dejado numerosos casos de puentes cuya estructura ha colapsado. Sin embargo, el comportamiento observado en puentes diseñados con criterios modernos ha ido mejorando progresivamente. A pesar de la evidente evolución en los criterios de diseño y métodos de análisis, existe una enorme cantidad de puentes construidos que requieren de una revisión de su estado y de una evaluación de su eventual comportamiento en un evento sísmico futuro.

Los modelos numéricos detallados son una técnica confiable junto con las mediciones experimentales, que permiten entender el comportamiento y obtener información precisa sobre la respuesta dinámica de los puentes. Existe una tendencia creciente de analizar la respuesta de las estructuras a través de modelos numéricos no lineales detallados. Algunos autores incorporan un modelo de elasticidad con daño escalar para tener en consideración la degradación del hormigón (Borón y Dulinska, 2016). La mayoría se centra en zonas específicas donde se supone que podría generarse daño (Bi y Hao, 2013, 2015). Por otro lado, hay trabajos donde se combinan diferentes tipos de elementos vinculados a través de restricciones impuestas mediante la técnica de modelos multi escala (Hu et al., 2017; Li et al., 2017).

El objetivo de este trabajo es determinar la eficacia de diferentes refuerzos estructurales mediante sistemas pasivos de control de vibraciones en un puente en servicio, sometido a acciones sísmicas. Secundariamente, se pretende generar una guía para modelar estas estructuras a partir del procedimiento y los resultados obtenidos. Con este propósito, se desarrolla un modelo numérico no lineal tridimensional del puente, el cual es sometido a tres registros sísmicos reales que producen el colapso de la estructura. Posteriormente, se introducen diferentes sistemas pasivos de control de vibraciones con la intención de evaluar su eficacia en la prevención del colapso estructural.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura analizada es un puente de la provincia de Mendoza, Argentina (Figura 1). Consta de dos tramos independientes, con vigas de hormigón postesado, el apoyo intermedio se realiza sobre un pórtico de hormigón armado de tres columnas, unidos por una viga rectangular de encabezado (Figura 2). Las columnas son de sección circular, de 0,80m de diámetro y 4,10m de altura libre. La carpeta de rodamiento está construida con losas premoldeadas rectangulares que apoyan sobre seis vigas postesadas de sección transversal "I". El hormigón de las vigas postesadas principales tiene una resistencia característica de 30MPa, mientras que el resto de la estructura está resuelta con un hormigón H21, según pudo relevarse a partir de la memoria de diseño estructural.



Figura 1: Puente existente en la provincia de Mendoza, Argentina. Intersección de RP10 y RN40.

La geometría del puente en planta (Figura 2) presenta un ángulo de oblicuidad de $11,5^\circ$ entre el eje longitudinal y el eje de los apoyos en los estribos. El ángulo señalado produce

efectos torsionales en el tablero (Akbari y Maalek, 2018) originados por la reacción de los estribos frente al movimiento horizontal de la superestructura, la cual actúa en una dirección perpendicular al eje sobre el que se sitúan los apoyos en el extremo (Schanack et al., 2012).

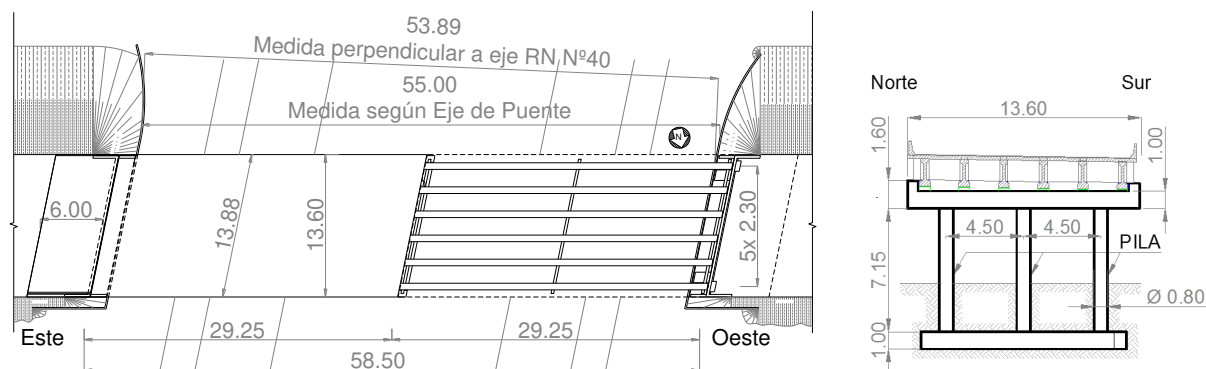


Figura 2: Vista en planta y corte transversal del puente. Medidas en metros.

3 MODELO NUMÉRICO

Se realiza un modelo tridimensional que incluye la superestructura, el pórtico de hormigón y la influencia del terreno a nivel de fundación (Figura 3). Se utiliza el código de resolución explícito del software LS-DYNA (Hallquist, 2006) para calcular la respuesta dinámica no lineal de la estructura. El esquema de integración temporal explícito ofrece ventajas comparándolo con el tradicional código de integración implícito, cuando se pretende simular respuestas con fuertes no linealidades que involucran mecanismos de colapso de estructuras de hormigón.

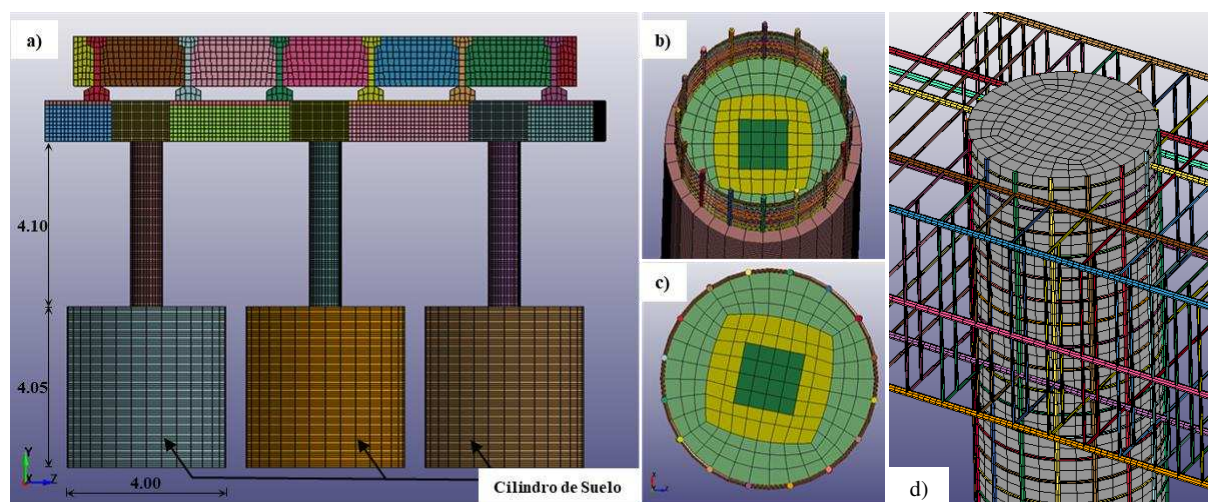


Figura 3: a) Malla del modelo de elementos finitos. b) Armadura de refuerzo. c) Sección transversal. d) Detalle de armadura en nudo viga-columna (A fin de aportar claridad visual se ocultan algunos elementos de barra).

Haciendo foco en el comportamiento del pórtico de hormigón, se desarrolla una malla de elementos finitos altamente detallada, considerando elementos sólidos hexaédricos de ocho nodos con un punto de integración para representar el hormigón. Por su parte, el acero es introducido a través de elementos de barra con una formulación de Hughes-Liu. Se asume entre el hormigón y las barras de refuerzo una adherencia perfecta, sin posibilidad de deslizamientos, en el modelo se resuelve unificando los nodos coincidentes de la malla. Las

vigas longitudinales son modeladas con elementos sólidos de 8 nodos sub integrados, y el tablero horizontal del puente se realiza mediante elementos de placa de 4 nodos con una formulación de Belytschko-Tsay. El contacto entre las vigas longitudinales y la viga del pórtico se supone adherido, con un contacto tipo “bonded”.

Los cilindros de suelo que toman en consideración la influencia del terreno en el apoyo de las columnas son considerados a través de un material elástico, los nodos del perímetro exterior de los cilindros de suelo se encuentran restringidos de desplazarse en las tres direcciones. De igual manera, el tramo final del tablero es modelado con un material elástico con los mismos parámetros considerados en el hormigón no lineal. Los apoyos de los extremos del puente sobre los estribos presentan restricción de desplazamientos en algunos nodos, con lo que se consigue un apoyo elástico que permite parcialmente la rotación del tablero. El modelo numérico combina un total de 262.612 elementos sólidos con 36.134 elementos de barra y 20.651 elementos de placa, constituyendo una malla de 371.997 nodos.

3.1 Modelo constitutivo del hormigón

El hormigón presenta características mecánicas particulares cuando es sometido a cargas cíclicas, la marcada diferencia que muestra su comportamiento frente a tensiones de compresión y tracción produce fisuración, lo que se traduce en una degradación de la rigidez y la resistencia. El modelo considerado para representar el hormigón es el de WINFRITH (Broadhouse y Nielson 1987). La superficie de fluencia está determinada en función de las invariantes del tensor de tensiones Ec. (1).

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{f'_c{}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f'_c} + b \frac{I_1}{f'_c} - 1 \quad (1)$$

Donde I_1 es el primer invariante del tensor de tensiones principales. J_2 : Segundo invariante del tensor de tensiones desviadoras. f'_c : Resistencia característica a compresión uniaxial del hormigón. a y b : Parámetros que definen la forma de la superficie de fluencia. Mientras que λ es una función del ángulo de Lode (θ), definido por la Ec. (2).

$$\lambda(\cos 3\theta) = \begin{cases} k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{para } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta) \right] & \text{para } \cos 3\theta < 0 \end{cases} \quad (2)$$

El comportamiento no lineal del material es tenido en cuenta por el modelo definiendo cuatro parámetros. El usuario debe introducir la resistencia a tracción uniaxial f'_t , resistencia a compresión uniaxial f'_c , el máximo tamaño de agregados y el ancho máximo de fisura. La falla en tracción queda establecida cuando la tensión principal máxima alcanza a la mitad de la resistencia a tracción definida, formándose una fisura en el plano perpendicular. A partir de allí, la resistencia decae con una ley bilineal hasta que finalmente toma un valor nulo cuando iguala al ancho máximo de fisura (Broadhouse, 1995).

Tanto la resistencia a tracción y compresión del hormigón como el tamaño máximo de agregados son valores conocidos del material, mientras que el ancho máximo de fisura es un parámetro asociado a la energía de fractura. Por esta razón, su determinación requiere de una calibración contrastando con resultados experimentales. En este trabajo se adopta el valor óptimo obtenido por Domizio et al. (2017) el cual resulta en un ancho de fisura de 0,02mm.

3.2 Criterio de erosión

La no linealidad del hormigón en conjunto con la degradación, tanto de resistencia como de rigidez, puede provocar grandes distorsiones en la malla generando reducciones del paso

de tiempo de cálculo que significan enormes costos computacionales. Frente a este escenario existe la posibilidad de considerar un criterio de erosión. Esta herramienta remueve de la malla a los elementos que cumplen con ciertas condiciones definidas. Este trabajo considera un criterio de erosión basado en la deformación efectiva (ε_{eff}) definido por la Ec. (3), donde ε_{ij}^{dev} son las componentes del tensor desviador de deformaciones. El límite máximo en la deformación efectiva es el que obtiene Domizio et al. (2017) a través de la comparación de resultados numéricos con ensayos experimentales, el valor adoptado es de 3%.

$$\varepsilon_{eff} = \sum_{ij} \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^{dev} \varepsilon_{ij}^{dev}} \quad (3)$$

3.3 Acciones externas

El modelo es sometido a una combinación de cargas verticales originadas por el peso propio y un conjunto de tres registros sísmicos reales en dirección horizontal, que muestran en común características de falla cercana (Figura 4). Se selecciona una fracción significativa de cada registro para optimizar el uso de recursos computacionales. A su vez, cada sismo es amplificado por el factor indicado en la Tabla 1 a fin de garantizar el colapso de la estructura.

Sismo	Año	Estación	PGA (g)	Escala
Kobe	1995	KJMA	0,83	2,00
Chi Chi	1999	CHY028	0,76	1,50
Mendoza	1985	-	0,48	2,00

Tabla 1. Registros sísmicos amplificados que se incorporaron en las simulaciones numéricas.

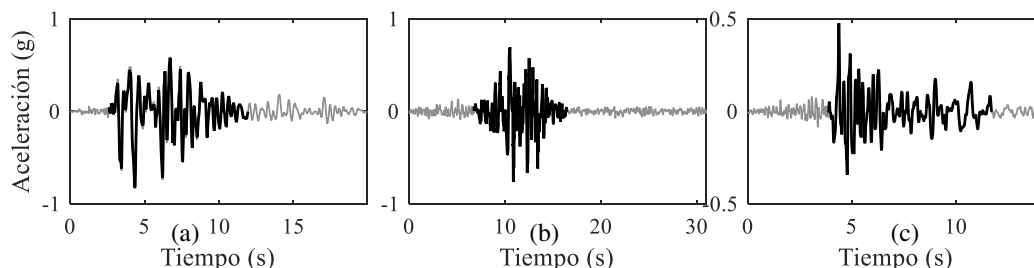


Figura 4: Registros sísmicos del modelo numérico. a) Kobe (1995). b) Chi-Chi (1999). c) Mendoza (1985).

4 RESULTADOS NUMÉRICOS

4.1 Análisis Modal

Ajustando el valor del módulo de elasticidad del suelo, se obtiene mediante un análisis modal, los mismos modos y frecuencias que fueron obtenidas experimentalmente (Nanclares et al., 2018), el resultado obtenido se sintetiza en la Tabla 2.

Modo	Forma modal	Frecuencia Experimental (Hz)	Frecuencia Numérica (Hz)	Diferencia (%)
1	Lateral	3,68	3,68	0,00
2	Flexión vertical	4,24	4,22	-0,45
3	Torsional	5,47	5,45	-0,33

Tabla 2. Frecuencias naturales del puente, comparación de resultados experimentales y numéricos.

4.2 Respuesta estructural

El mecanismo de colapso que se observa para cada sismo se muestra en la [Figura 5](#). En todos los casos se produce la falla por punzonado de la viga del pórtico. Para las simulaciones de Kobe ([Figura 5a](#)) y Chi-Chi ([Figura 5b](#)), se produce una falla en el extremo de la columna debido a la combinación de tensiones de flexión y corte. Pero aún en estos casos, este fenómeno ocurre después de la rotura de la viga. La respuesta dinámica del modelo no lineal es evaluada a través de la historia temporal de los desplazamientos horizontales transversales medidos en el baricentro de la viga del pórtico. Las curvas respectivas se analizan en comparación con la respuesta del puente con los refuerzos propuestos.

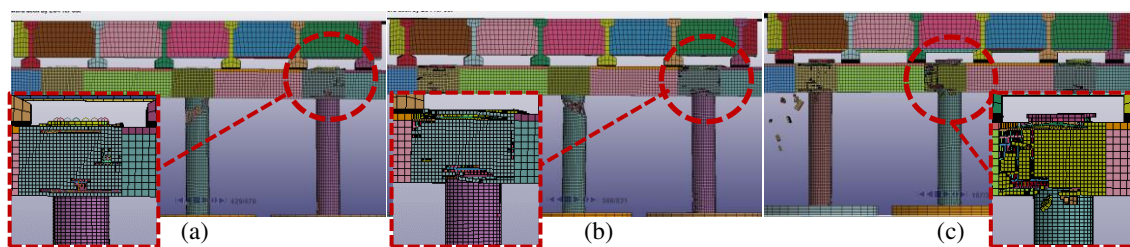


Figura 5: Mecanismo de colapso del puente. a) Kobe, $t=4,28$ s. b) Chi-Chi, $t=5,85$ s. c) Loma Prieta, $t=2,34$ s. d) Northridge, $t=2,93$ s. e) Mendoza, $t=1,86$ s.

5 SISTEMAS PASIVOS DE CONTROL DE VIBRACIONES

5.1 Aislación del tablero

La aislación sísmica es una de las soluciones más implementadas en el refuerzo de puentes. El objetivo principal es el de desacoplar la estructura del movimiento horizontal del suelo. Esto es logrado al incrementar el periodo natural de vibración y consecuentemente reducir la aceleración efectiva ([Shahabi et al., 2020](#)). Como contrapartida de la disminución de aceleraciones, es esperable un incremento de los desplazamientos como cuerpo rígido de la estructura aislada.

La aislación se incorpora a través de una superficie de contacto idealmente supuesta sin fricción, en el apoyo de la superestructura sobre la viga del pórtico. De esta forma, se da al tablero la libertad de desplazarse en dirección horizontal. Esta hipótesis ideal representa el caso extremo en el cual el tablero no transfiere fuerzas horizontales al pórtico. En el modelo numérico, se adopta un algoritmo de contacto basado en el método de penalidad, en el cual los nodos esclavos que se definen, están restringidos de atravesar la superficie compuesta por los nodos maestros ([Hallquist, 2006](#)). La implementación de la aislación se resuelve con una modificación en el mecanismo de transferencia de esfuerzos que busca evitar la concentración de tensiones de corte en la unión viga-columna ([Figura 6](#)). De esta manera se agrupan las vigas longitudinales de a pares por medio de una viga de vinculación.

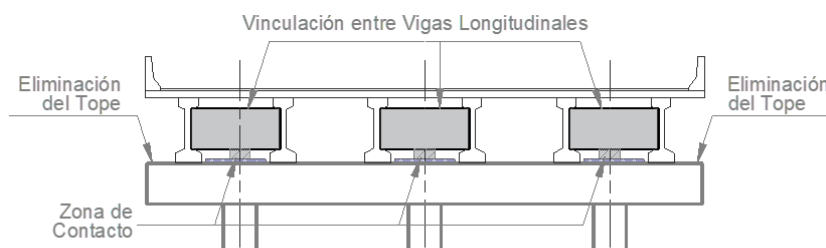


Figura 6: Aislación del tablero con su modificación en el mecanismo de transferencia de fuerzas verticales.

La respuesta dinámica, evaluada por los desplazamientos horizontales de la viga, se indica en la [Figura 7](#), donde es comparada con la respuesta del puente sin refuerzos. Como primera observación debe destacarse que la aislación del tablero no evita el colapso para el sismo de Kobe y Chi-Chi, mientras que para el registro de Mendoza la estructura se mantiene estable aunque con un nivel significativo de daño en la estructura.

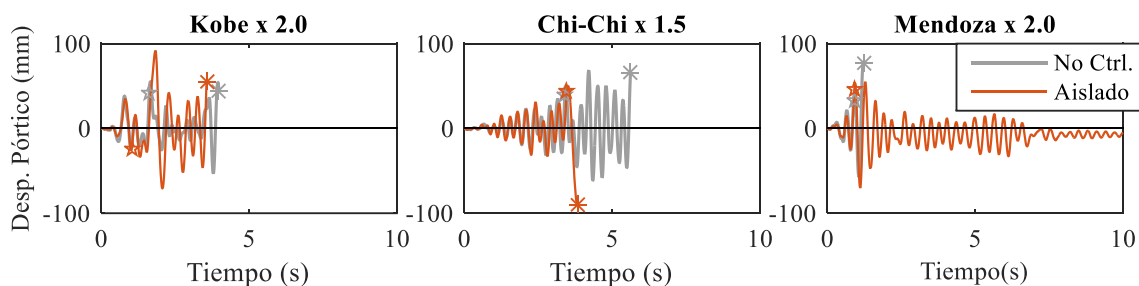


Figura 7: Historia temporal de los desplazamientos horizontales del pórtico, comparación de la respuesta original con la aislación del tablero.

El estado final del puente se muestra en la [Figura 8](#). En los casos donde el puente colapsa, el mecanismo es distinto al del puente original. Con la intervención estructural dispuesta se consigue evitar las concentraciones de tensiones en la unión viga-columna y la falla se produce en las columnas.

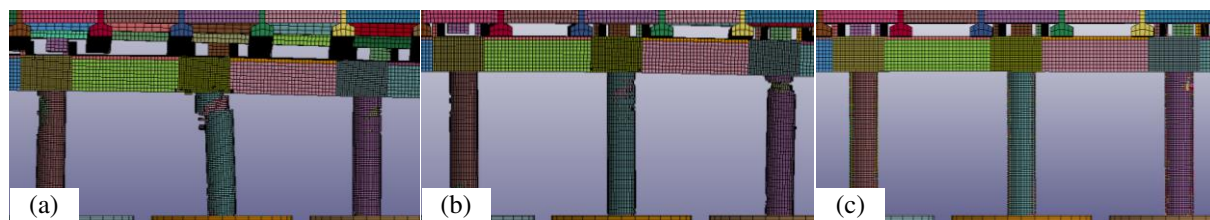


Figura 8: Estado estructural del puente con aislación del tablero. a) Kobe, colapso $t=4,23$ s. b) Chi-Chi, colapso $t=5,42$ s. c) Mendoza, daño $t=9,80$ s.

La respuesta del puente aislado deja al descubierto un desempeño que resulta sorprendente, no se consigue reducir los desplazamientos del pórtico ni evita que la estructura colapse. Este comportamiento puede explicarse realizando un análisis modal del puente aislado. Las formas modales obtenidas ([Figura 9](#)) indican la existencia de un nuevo modo, que se corresponde con la vibración del pórtico en dirección perpendicular a su plano ([Figura 9b](#)). En el espectro de respuesta elástica se indican las aceleraciones que corresponden al puente no controlado ($T_0=0,27$ s.). Superponiendo las frecuencias del puente aislado ($T_1=1,1$ s. para el 1° modo y $T_2=0,21$ s para el 2°) se observa que el período se incrementa para el modo asociado al desplazamiento del tablero. Sin embargo, el periodo de vibración del segundo modo (asociado al desplazamiento del pórtico) se mantiene próximo al período original. De esta manera, se infiere que el pórtico recibe niveles de aceleraciones semejantes a las del puente no controlado. A pesar de que el segundo modo involucra menor masa asociada que el puente original, las fuerzas de inercia son lo suficientemente elevadas como para producir daño.

Por otra parte, la geometría oblicua del puente produce una torsión longitudinal del tablero. Si bien el contacto impide la penetración de las superficies involucradas, no evita la separación entre ellas. Analizando los desplazamientos verticales de ambas superficies del contacto ([Figura 10a](#)), puede notarse que se produce el levantamiento del apoyo y un posterior impacto de la superestructura contra la viga del pórtico. Al revertirse la carga, el apoyo vuelve a unirse, vibrando solidariamente durante un breve lapso. En la [Figura 10b](#) se compara el

fenómeno descrito con los esfuerzos axiales en las columnas. Se advierte que, al separarse el contacto de la izquierda, el axial de esa columna es mínimo mientras que en la columna opuesta muestra un pico máximo. Esto ocurre sucesivamente a la vez que los picos máximos se van reduciendo por efecto de la degradación del hormigón producto de los impactos.

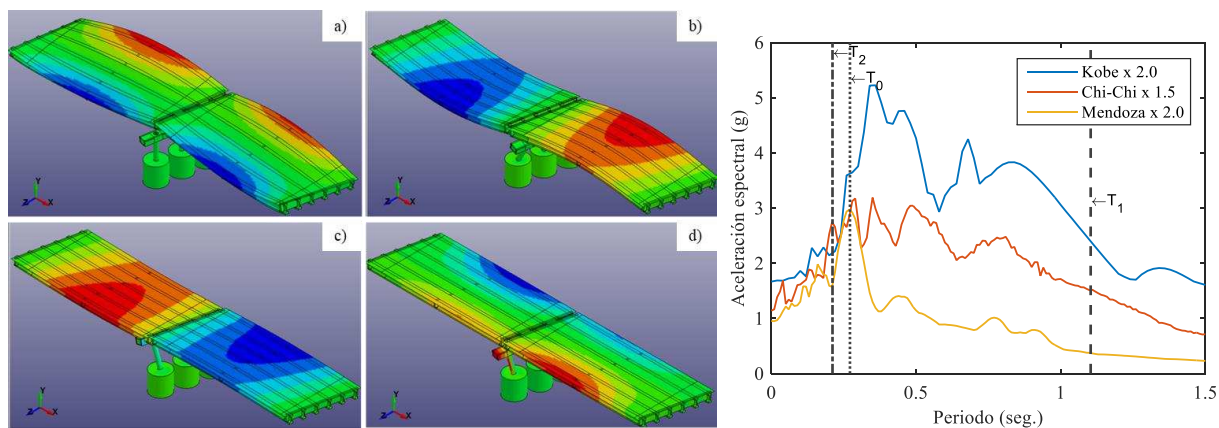


Figura 9: a) 1° modo, vibración lateral, $f = 0,91$ Hz. b) 2° modo, vibración del pórtico fuera del plano, $f = 3,67$ Hz. c) 3° modo, flexional, $f = 4,26$ Hz. d) 4° modo, vibración lateral del pórtico, $f = 4,76$ Hz. e) Espectro de respuesta elástica del puente.

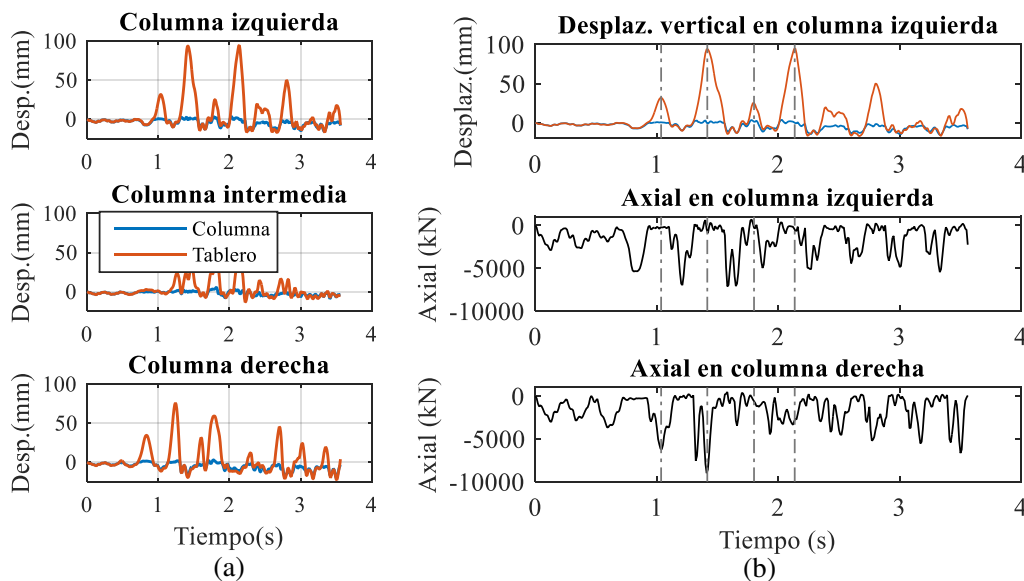


Figura 10: a) Desplazamientos verticales en el contacto de cada columna. b) Apertura del contacto de la columna izquierda comparada con los axiales de las columnas. Sismo de Kobe (1995).

La principal razón por la cual el puente colapsa es debido al “martilleo” provocado por las acciones torsionales que generan la geometría oblicua del puente, agravado por la presencia de elevadas aceleraciones horizontales que excitan lateralmente al pórtico.

5.2 Disipador metálico

Como segunda opción de refuerzo se propone la incorporación de dispositivos metálicos que disipan energía por medio de deformaciones inelásticas del material. Estos disipadores actúan reduciendo las deformaciones de la estructura principal por efecto del incremento de la rigidez y de la disipación de energía que ingresa a la estructura. La implementación se realiza incorporando disipadores que concentran la deformación relativa entre los extremos de las columnas por medio de riostras diagonales en “X” (Figura 11a). En el modelo numérico

(Figura 11b), las riostras se introducen mediante elementos de viga, mientras que el dissipador es considerado por medio de elementos discretos con un material definido por una ley elastoplástica con endurecimiento cinemático. Las propiedades mecánicas del dissipador fueron determinados mediante un análisis paramétrico realizado sobre un modelo simplificado del puente (Nanclares et al., 2018).

La respuesta del puente con dissipador metálico se muestra en la Figura 12, donde se compara la historia temporal de los desplazamientos con los del puente no controlado. Las curvas muestran no solo que el colapso de la estructura es evitado, sino también se advierte una fuerte reducción de los desplazamientos. Como contrapartida, se observa un aumento en el esfuerzo de corte a nivel del terreno (Figura 13). Este efecto adverso es esperable ya que el dispositivo, para desarrollar su capacidad disipativa, reacciona contra la base de las pilas a través de las riostras. El mecanismo de transferencia de esfuerzos es conocido y sus consecuencias referidas al corte horizontal son remarcadas en trabajos previos (Casciati et al., 2009).

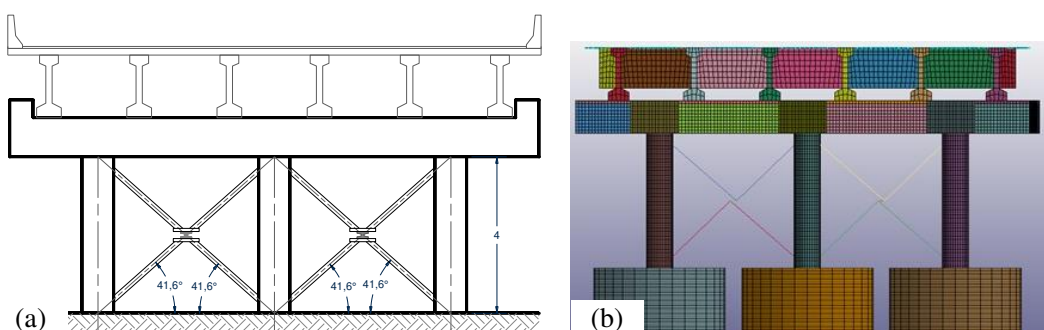


Figura 11. Dissipador metálico en riostras diagonales. a) Esquema de aplicación. b) Modelo numérico.

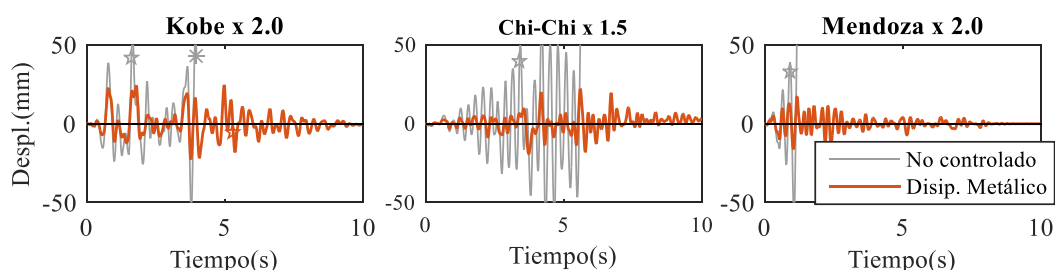


Figura 12: Desplazamientos horizontales del pórtico del puente con dissipador metálico.

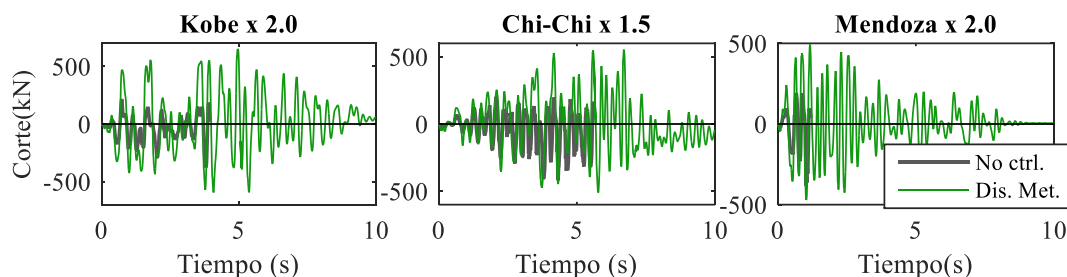


Figura 13: Historia temporal del esfuerzo de corte en una columna del pórtico.

6 CONCLUSIONES

El desarrollo de un modelo no lineal tridimensional del puente completo permite simular adecuadamente el colapso frente a la acción de aceleraciones sísmicas. A partir de los resultados obtenidos, es posible evaluar el desempeño de dispositivos pasivos de control de

vibraciones.

La incorporación de un disipador metálico logra evitar el colapso de la estructura para todos los sismos evaluados. Además, se consigue una reducción importante en los desplazamientos horizontales que aseguran la integridad de la estructura. A pesar de que los esfuerzos de corte se ven incrementados, las columnas se mantienen en un estado de integridad pleno, que le permite al puente mantenerse operativo.

La aislación del tablero resulta inadecuada debido a un efecto combinado de la torsión que se produce alrededor del eje longitudinal del tablero, con las fuertes aceleraciones horizontales que experimenta el pórtico. A pesar de desacoplar la masa de la superestructura, los impactos que se producen contra la viga por el efecto de la torsión, degradan progresivamente el material, generando daños estructurales inadmisibles.

Es importante destacar que, el comportamiento inesperado que mostró la respuesta del puente aislado, solo fue posible identificarlo a través de un modelo numérico con el nivel de detalles como el que se ha presentado en este trabajo.

Complementariamente, es necesario una adecuada calibración de los modelos constitutivos no lineales de los materiales, tanto como el algoritmo de erosión, para obtener resultados confiables y que detecten comportamientos imprevistos de la estructura.

REFERENCIAS

- Akbari, R., Maalek, S., A review on the seismic behaviour of irregular bridges. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.* 171, 552–580, 2018.
- Bi, K., Hao, H., Modelling of shear keys in bridge structures under seismic loads. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 74, 56–68, 2015.
- Bi, K., Hao, H., Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under spatially varying ground motions. *Eng. Struct.* 46, 62–76, 2013.
- Borón, P., Dulinska, J.M., Seismic Performance of a Reinforced Concrete Bridge Under a Sequence of Seismic Shocks Using the Concrete Damage Plasticity Model. *Czas. Tech.*, 15–29, 2016.
- Broadhouse, B.J., SPD/D(95)363. AEA Technology. The Winfrith Concrete Model in LS-DYNA3D, 1995.
- Broadhouse, B.J., Neilson, A.J., Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D. UK AEA, *Winfrith AEEW-M2465*, 1987.
- Casciati, F., Faravelli, L., Al Saleh, R., An SMA passive device proposed within the highway bridge benchmark. *Struct. Control Heal. Monit.* 16, 657–667, 2009.
- Domizio, M., Ambrosini, D., Curadelli, O., Nonlinear dynamic numerical analysis of a RC frame subjected to seismic loading. *Eng. Struct.* 138, 410–424, 2017.
- Hallquist, J.O., LS-DYNA THEORY MANUAL, 2006.
- Hu, M., Han, Q., Du, X., Liang, X., Seismic Collapse Analysis of RC Highway Bridges Based on a Simplified Multiscale FE Modeling Approach. *Shock Vib.* 2017.
- Li, Z., Chen, Y., Shi, Y., Numerical failure analysis of a continuous reinforced concrete bridge under strong earthquakes using multi-scale models. *Earthq. Eng. Eng. Vib.* 16, 397–413, 2017.
- Nanclares, G., Ambrosini, D., Curadelli, O., Evaluation of classical reinforcement and passive control systems on a reinforced concrete bridge subjected to seismic loading. *Int. J. Lifecycle Perform. Eng.* 2, 189, 2018.
- Schanack, F., Valdebenito, G., Alvial, J., Seismic Damage to Bridges during the 27 February 2010 Magnitude 8.8 Chile Earthquake. *Earthq. Spectra* 28, 301–315, 2012.
- Shahabi, A.B., Ahari, G.Z., Barghian, M., Base Isolation Systems – A State of the Art Review According to Their Mechanism. *J. Rehabil. Civ. Eng.* 8, 37–61, 2020.