

CURVAS DE FRAGILIDAD PARA TRES PUENTES CARRETEROS TÍPICOS DE CONCRETO

Consuelo Gómez Soberón¹ e Iván Soria Rodríguez¹

RESUMEN

En este trabajo se presentan las curvas de fragilidad por carga sísmica de tres puentes de concreto, típicos de las carreteras mexicanas. Estas estructuras se modelaron elásticamente para verificar y calibrar sus características dinámicas, y como sistemas no lineales para obtener el daño ocasionado por carga sísmica. Para definir la peligrosidad sísmica en los puentes se seleccionaron acelerogramas de estaciones cercanas a su ubicación, para después simular con ellos registros artificiales con similar espectro de pseudovelocidades. Las curvas de fragilidad se definieron por simulación, por lo que el carácter aleatorio del problema se consideró suponiendo como variables aleatorias las propiedades mecánicas del material y la carga sísmica. Mediante análisis no lineales se obtuvieron los daños ocasionados, con lo que se definen las curvas. La comparación entre las curvas de los elementos de cada puente indica aquellos elementos más susceptibles a carga sísmica, mientras que la comparación de las curvas de fragilidad de los puentes muestra el sistema con mayor posibilidad de daño.

Palabras claves: Curvas de fragilidad, análisis sísmico, análisis de puentes, evaluación del daño, análisis probabilista.

ABSTRACT

This work presents fragility curves for the seismic loading of three concrete bridges, in typical Mexican roads. These structures were modeled elastically to verify and calibrate their dynamic characteristics as non-linear systems, for the damage caused by seismic loading. To define the seismic hazard in bridges, accelerograms were selected at stations near your location, and then simulated as artificial logs, similar to spectrum pseudovelocity. Fragility curves were defined by simulation, so that the random nature of the problem was considered, assuming as random variables the mechanical properties of the material and seismic load.

By nonlinear analysis –damage is obtained, which defines the curves. The comparison between the curves of the elements of each bridge –indicates those elements susceptible to seismic loading, while comparing the fragility curves of the bridges shows the system with a greater possibility of damage.

Keywords: fragility curves, seismic analysis, bridge analysis, damage assessment, probabilistic analysis.

RESUMO

Neste trabalho apresentamos as curvas de fragilidade por carga sísmica de três pontes de concreto, típicas das estradas mexicanas. Estas estruturas foram modeladas elasticamente para verificar e calibrar suas características dinâmicas e como sistemas não lineares para obter danos ocasionados por ação sísmica. Para definir o risco sísmico em pontes foram selecionados acelerogramas de estações perto de sua localização, para em seguida simularlos como registros artificiais com espectro similar de pseudovelocidades. As curvas de fragilidade foram definidas por simulação, de modo que a natureza aleatória do problema foi considerada como variáveis aleatórias assumindo as propriedades mecânicas do material e a carga sísmica. Mediante a análise não linear dos danos obtidos, com a qual, definem as curvas. A comparação entre as curvas dos elementos de cada ponte indica os elementos mais susceptíveis da carga sísmica ao comparar as curvas de fragilidade das pontes, o sistema mostra uma maior possibilidade de danos.

Palavras chaves: Curvas de fragilidade, análise sísmico, análise de pontes, avaliação do dano, análise de probabilidades.

⁽¹⁾ Departamento de Materiales. Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México D.F.
E-mail: cgomez@correo.azc.uam.mx

INTRODUCCIÓN

El daño sísmico reportado después de sismos recientes (Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995) ha vuelto a manifestar que los puentes son los componentes más vulnerables de los sistemas de transporte. Las consecuencias de estos daños producen interrupciones significativas de las redes de transporte, ocasionando grandes pérdidas económicas indirectas. Todo esto aunado a la larga vida útil de los puentes y a las grandes variaciones de carga viva que durante ésta sufren, indica la importancia de que permanezcan en estado operacional, o de que al menos tengan función parcial y la total sea restablecida en tiempos mínimos (Shinozuka *et al.*, 2003). Para lograr esto, una de las tareas a realizar es determinar la capacidad estructural de carga sísmica de los puentes y caracterizar los sistemas más susceptibles, mediante estimaciones de su vulnerabilidad.

Se han propuesto diferentes metodologías para evaluar la vulnerabilidad de una estructura, una de ellas es a través de la obtención de las matrices de probabilidad de daño o de sus relaciones continuas, las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad son relaciones gráficas de la probabilidad condicional de tener o exceder un estado de daño específico para un cierto nivel de demanda. Con las curvas de fragilidad es posible caracterizar los elementos y configuraciones estructurales más vulnerables a una acción determinada. Las curvas de fragilidad, y las mismas matrices de probabilidad de daño, se pueden utilizar como herramientas de decisión tanto de inspección y procesos de mantenimiento y rehabilitación de estructuras, como en optimar su análisis y diseño. Esto es, ayudan a decidir las acciones pertinentes para mejorar el comportamiento de sistemas estructurales.

Las curvas de fragilidad se pueden determinar por opinión de expertos, métodos analíticos y por estadísticas de datos de daños reportados en sismos pasados. Este último camino es quizás el mejor para conocer la vulnerabilidad de las estructuras, pero requiere de mucha información que en la mayor parte de los casos no está disponible (Basöz y Kiremidjian, 1998). Cuando se tienen herramientas analíticas apropiadas, los métodos analíticos pueden ser una forma adecuada para el desarrollo de curvas de fragilidad de estructuras. Dentro de los métodos analíticos se han usado dos aproximaciones: comparando la capacidad y la demanda de las estructuras o definiendo índices de daño y umbrales de daño. Los métodos estocásticos por medio de simulación por Monte Carlo y sismos artificiales se han empleado para determinar funciones de fragilidad de estructuras, como en el trabajo de Nasserasadí *et al.*, (2009).

Diversos investigadores han definido curvas de fragilidad para puentes sometidos a varias acciones externas. Por ejemplo, una de las primeras evaluaciones de curvas de fragilidad por sismo para todos los tipos de puentes fue realizada por el ATC-25 (1997) en todo el territorio de los Estados Unidos, basada en la opinión de expertos. También, HAZUS (1999) presenta una base de datos para muy diversos tipos de estructuras, incluidos los puentes. Otras curvas para puentes fueron obtenidas por Shinozuka (1998) y Liao y Loh (2004) para sistemas en China y Taiwan, a partir de las estadísticas de los daños reportados en un sismo previo.

Recientemente, Jara *et al.*, (2009) y Olmos y Jara (2011) propusieron curvas de fragilidad para puentes reales y teóricos ubicados en el estado de Michoacán. Estas curvas se determinaron a través de análisis estáticos no lineales, donde se estimaron las rotaciones en el extremo de pilas para establecer las condiciones de posible daño. En sus análisis, los autores suponen que la función límite, que relaciona la capacidad y la demanda, tiene una distribución lognormal, al igual que las funciones de capacidad y demanda. Los mismos supuestos fueron considerados por Nielson (2005) y Nielson y DesRoches (2007), al estimar mediante análisis no lineales las curvas de fragilidad de puentes en las zonas central y sureste de los Estados Unidos. En el trabajo de Nielson y Desroches de 2007 se simularon nueve puentes tipo a partir de una base de datos de estructuras reales, además de definir las funciones de capacidad de pilas, estribos y apoyos para estimar una función conjunta de probabilidad lognormal de la capacidad global de los puentes.

Karim y Yamazaki (2000 y 2007) definen curvas de fragilidad analíticas de puentes en Japón, mediante análisis dinámicos de modelos de puentes típicos. A través de los análisis dinámicos obtienen índices de daño, con los cuales definen los parámetros de una función de distribución de probabilidad lognormal que utilizan para definir las curvas de fragilidad. Por otra parte, Mackie y Nielson (2009) hacen también un análisis probabilista para definir la influencia de las incertidumbres en la evaluación de curvas de fragilidad de puentes, distinguiendo entre las incertidumbres de la excitación, las epistémicas pertenecientes a las componentes de los puentes y las relacionadas con los parámetros mecánicos de los puentes. De igual forma, utilizando una aproximación probabilista, Zhang *et al.*, (2008) definen curvas de fragilidad analíticas de diferentes tipos de puentes mediante evaluaciones no lineales en la historia del tiempo. Entre los modelos estudiados se incluyen puentes continuos y simplemente apoyados, con estribos monolíticos o simplemente apoyados y con o sin aislamiento en pilas o juntas de expansión. Una de las conclusiones de este trabajo es que los puentes con estribos simplemente apoyados presentan un incremento en la vulnerabilidad de las pilas. Por lo tanto, los puentes

con diferentes capacidades de resistencia a carga sísmica tienen diversos mecanismos para soportar las cargas y tendrán, por tanto, variaciones en sus curvas de fragilidad, por lo que es necesario obtenerlas para cada tipo de estructura.

Aplicando métodos analíticos, Shinozuka *et al.*, (2003) y Padgett y DesRoches (2008) definen curvas de fragilidad de puentes reforzados. En estos casos, las curvas de fragilidad son herramientas para determinar la influencia de varias técnicas de refuerzo, al evaluar los cambios en las probabilidades de alcanzar determinados niveles de daño. En el trabajo de Padgett y DesRoches, para pilas, apoyos o estribos se definieron curvas de fragilidad, con las cuales se determinó el impacto de las técnicas de refuerzo utilizadas. Las conclusiones de los autores indican que la técnica de refuerzo más efectiva en reducir el daño probable depende del estado de daño de interés.

Los trabajos revisados muestran que se han determinado curvas de fragilidad de muy diversos tipos de puentes, utilizando varias técnicas. En años recientes muchos trabajos han utilizado métodos analíticos, especialmente análisis probabilistas estáticos o dinámicos no lineales. En México, excepto por unos pocos trabajos, no se han definido curvas de fragilidad de los tipos más comunes de puentes. Es, por tanto, necesario incrementar estos estudios para elaborar bases de datos de curvas de fragilidad que puedan ayudar a organismos como la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su toma de decisiones de procesos de inspección, mantenimiento o rehabilitación. En este trabajo se realizan estimaciones analíticas por simulación para definir índices de daño, y posteriormente curvas de fragilidad de tres tipos de puentes comunes en las carreteras nacionales.

MODELOS DE LOS PUENTES

Para determinar las curvas de fragilidad, se seleccionaron tres sistemas como estructuras representativas de los puentes carreteros en México. Estos puentes se diferencian principalmente en el tipo de pila y la continuidad y forma de la superestructura, aunque todos se ubican en el Pacífico Mexicano por ser esta una de las zonas de mayor peligrosidad en el país.

Estructuras seleccionadas

Las características generales de los tres puentes estudiados son:

Puente Motín de Oro: Este puente se localiza en la carretera Playa Azul-Manzanillo, en el kilómetro 166+056, en el estado de Michoacán de Ocampo. La superestructura de este puente, como se observa en la Fig. 1, es una sección cajón continua de concreto presforzado con un ancho total de 10 m y un peralte de 1.8 m. Las dimensiones generales de la sección transversal de la superestructura se pueden observar en la Fig. 2. El puente tiene una longitud de 109.85 m, dividida en cuatro claros de 25.25 m en los extremos y 29.65 m y 29.9 m en los tramos centrales. La subestructura está formada por tres pilas de concreto reforzado con sección transversal de 4.0 m x 8.0 m y alturas variables de 4.46 m, 4.26 m y 4.11 m, como se observa la Fig. 3. Estas pilas están armadas con 48 barras del No. 8. Por su parte, la sección cajón de la cubierta se apoya en elementos de neopreno de 0.30 m x 0.30 m x 0.041 m. El concreto utilizado en el puente es de $f'_c=24525 \text{ kPa}$, excepto para los diafragmas que tienen un concreto con $f'_c=34335 \text{ kPa}$.

El puente Motín de Oro fue reparado en 1994 mediante la colocación de cables de prefuerzo longitudinales externos, los cuales se observan en la Fig. 1. Sin embargo, para los análisis que se muestran en este trabajo, se consideraron las condiciones iniciales de la estructura, esto es, sin el refuerzo de los cables de prefuerzo. Así, al estudiar las condiciones iniciales se evalúa una tipología común de puentes, ya que no todas las estructuras de este tipo fueron reforzadas.



Fig. 1: Puente Motín de Oro. Foto tomada por Jara *et al.*, 2009.

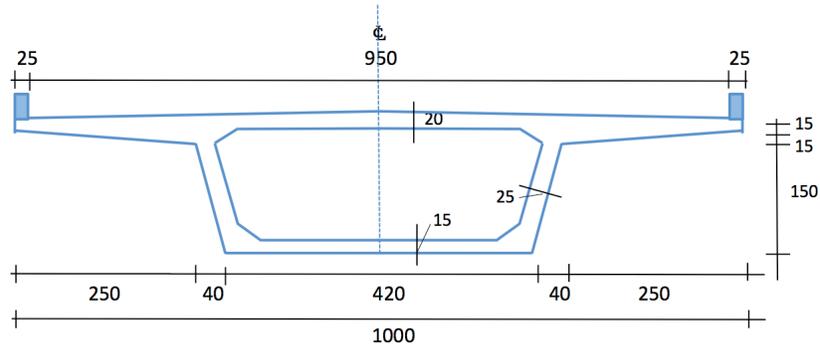


Fig. 2: Sección transversal de la superestructura del puente Motín de Oro (dimensiones en cm).

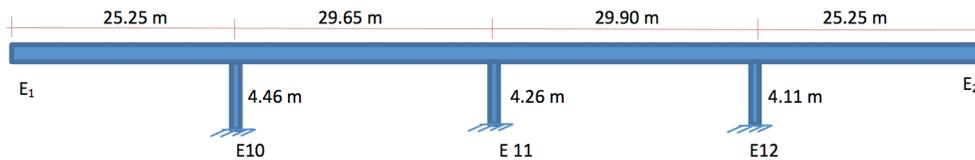


Fig. 3: Elevación longitudinal del puente Motín de Oro.

Puente Segundo: La superestructura de este puente es simplemente apoyada, con un ancho de 21.8 m (Fig. 4), con una losa de 20 cm que descansa sobre vigas AASTHO tipo III, con las dimensiones que se observan en la Fig. 5. Estas vigas AASTHO descansan en apoyos de neopreno, los cuales se apoyan a su vez en dos vigas cabezales de 9.9 m de longitud, 1.2 m de altura y un tope sísmico de 0.45 m x 0.25 m. En la Fig. 6 se observa la ubicación transversal de las vigas y las dimensiones del cabezal. Las vigas AASTHO tienen un concreto de $f'_c=34335 \text{ kPa}$, mientras que para la losa, los cabezales y las pilas el concreto tiene una resistencia de 24525 kPa .

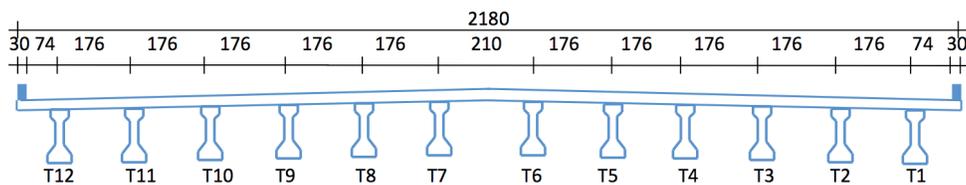


Fig. 4: Sección transversal del puente Segundo (unidades en cm).

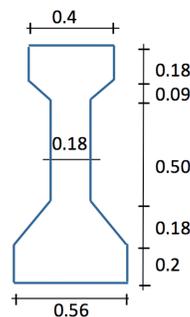


Fig. 5: Sección transversal de la viga AASTHO tipo III (unidades en m).

La longitud total del puente es de 102.4 m, dividida en cinco claros de 20.5 m cada uno. La subestructura consta de dos ejes de pilas múltiples circulares de 1.2 m de diámetro, con una distancia transversal entre ejes de 2.32 m y una altura promedio de 5 m, tal como se muestra en la Fig.7. La media de la separación transversal entre pilas es de 3.5 m y cada elemento tiene 18 barras del No. 8.

Puente Despeñadero: Este es un puente simplemente apoyado, con tres claros de 22.56 m, 26.1 m y 25.9 m, con una longitud total de 77.56 m (Fig. 8). La superestructura consiste de una losa de concreto de 11.86 m de longitud transversal, soportada sobre seis vigas tipo AASTHO IV. Las vigas descansan en apoyos de neopreno de 0.20 m x 0.40 m, con una altura de 0.041 m para los elementos fijos y 0.057 m para los apoyos móviles. Las pilas son tipo marco, con sección transversal rectangular de 1.60 m x 1.23 m y 13 m de altura, constante en todos los elementos. Las pilas se refuerzan con vigas transversales de concreto reforzado de 1.30 m x 1.30 m, localizadas casi en la parte central de la altura de la columna. La superestructura tiene diafragmas localizados en el extremo de los claros y a cada 1/3 de su longitud.

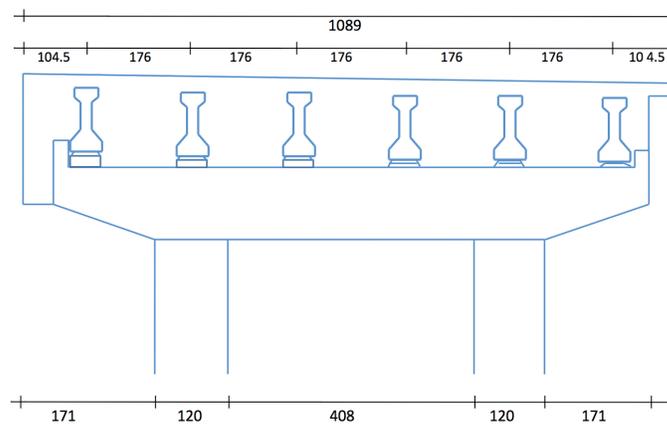


Fig. 6: Sección y dimensiones de la viga cabezal en la cual se apoyan las vigas AASTHO (unidades en cm).

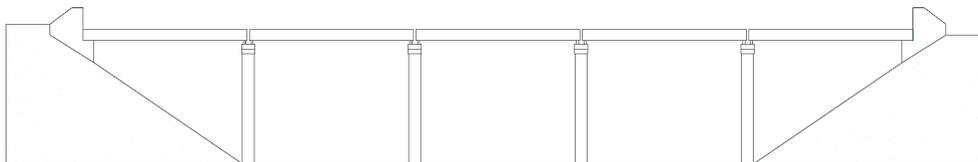


Fig. 7: Elevación longitudinal del puente Segundo.



Fig. 8: Fotografía del puente Despeñadero.

Modelos elásticos

Los tres puentes seleccionados fueron modelados en los programas SAP 2000 v14 (2000) y Ruaumoko 3D (2004). Los puentes inicialmente se modelaron en el SAP para verificar las propiedades dinámicas, debido a que este programa cuenta con mayores herramientas para la correcta modelación de algunos elementos, como los apoyos. Por su parte, se usó el programa Ruaumoko por su habilidad de caracterizar diferentes índices de daño, los cuales se usan para definir las curvas de fragilidad. Los modelos realizados en el Ruaumoko fueron calibrados con aquellos del SAP, los que a su vez fueron calibrados con datos de monitoreo ambiental, cuando se disponía de ellos.

En la Fig. 9 se muestran los modelos de los puentes Motín de Oro, Segundo y Despeñadero en el programa SAP 2000 v14. En todos los casos se empotraron las pilas en la base. Los elementos continuos se modelaron con elementos tipo “frame”, los apoyos con resortes elásticos y las vigas tipo AASTHO y apoyos con los elementos disponibles en la biblioteca del módulo de puentes. En la Tabla 1 se muestran los primeros dos periodos de estas estructuras, los cuales son para los dos primeros sistemas menores a 0.5 s; el puente Motín de Oro es ligeramente menos rígido que el puente Segundo, mientras que el puente Despeñadero es el más flexible. Para el puente Motín de Oro se disponía de los resultados de medición de vibraciones (Jara *et al.*, 2009), por lo que su modelo elástico fue calibrado con estos valores. Para el puente Segundo no se tuvo información de campañas experimentales, así que el modelo se consideró adecuado después de analizar los valores en periodos y desplazamientos elásticos. En el puente Despeñadero se realizaron pruebas de vibración ambiental (Ruiz *et al.*, 2010), las cuales se utilizaron para calibrar el modelo elástico, realizado por investigadores de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (Olmos, 2012).

Modelos inelásticos

Para el análisis no lineal se supuso que los únicos elementos que pueden incursionar en el rango inelástico son las pilas; considerando un comportamiento elástico para los otros componentes. Los apoyos extremos e intermedios se modelaron con resortes elásticos, con variación de las rigideces a desplazamiento y giro. También, se utilizó una matriz de masa diagonal y el sismo solamente en la dirección longitudinal. Los modelos de los puentes en el programa SAP también fueron utilizados para obtener los diagramas de interacción y momento vs curvatura de las pilas. Esta información se empleó como datos de entrada en los modelos en el programa Ruaumoko 3D.

Para representar la ductilidad de las pilas se utilizó la expresión propuesta por Priestley y Park (1987), en donde se supone una fuerza horizontal sísmica que actúa en el centro de masa del sistema. Esta expresión es:

$$\mu = 1 + 3 \left(\frac{\varphi_{max}}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (1)$$

donde L_p es la longitud de la articulación plástica, L es la distancia de la base de la columna al centro de masa de la superestructura, φ_y y φ_{max} son las curvaturas a fluencia y máxima de la columna en la base. Dentro de todos los modelos de histéresis que tiene en su biblioteca Ruaumoko, para este trabajo se utilizó el modelo de Takeda, ya que es uno de los que mejor representa el comportamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado (Novelli, 2008).

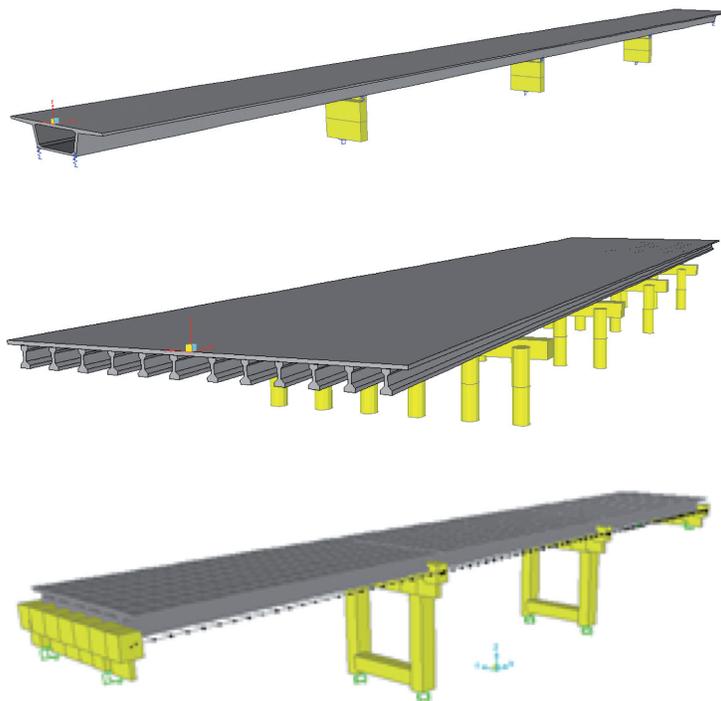


Fig. 9: Modelo en SAP de los puentes Motín de Oro (superior), Segundo (intermedio) y Despeñadero (inferior).

Tabla 1: Primeros periodos de los modelos en SAP de los puentes.

Puente	Primer periodo (s)	Segundo periodo (s)
Motín de Oro	M0.292 (predominantemente long.)	0.277 (predominantemente transversal)
Segundo	0.213 (predominante long.)	0.113 (predominante transversal)
Despeñadero	0.800 (predominantemente long.)	0.450 (predominante transversal)

Por último, Ruaumoko evalúa varios índices de daño, aunque para el trabajo que aquí se presenta sólo se utilizó el propuesto por Park *et al.*, (1985). Este índice es uno de los más utilizados por su simplicidad y exhaustiva calibración experimental, generalmente en elementos de concreto de edificios. El índice local (para elementos) de Park *et al.*, (1985) se expresa como:

$$ID = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

donde δ_m y δ_u son la deformación máxima y última del elemento ante carga monotónica estática, respectivamente. β es un parámetro que representa la pérdida de resistencia, en evaluaciones se ha utilizado un valor de $\beta=0.15$ (Abbasnia *et al.*, 2011). E es la energía histerética disipada y F_y es la fuerza de fluencia.

Para la definición de un índice de daño global (ID_G , del puente), Park *et al.*, (1985) proponen una aproximación, considerando un promedio pesado cuyo peso es proporcional al índice de daño de cada elemento (ID); esto es:

$$ID_G = \frac{\sum_i ID_i^2}{\sum_i ID_i} \quad (3)$$

En la Fig. 10 se observan los modelos en Ruaumoko 3D de los puentes Motín de Oro (superior), Segundo (interior) y Despeñadero (inferior). Estos modelos tienen periodos fundamentales y desplazamientos elásticos máximos similares a aquellos modelos elásticos realizados en el SAP (como se observa en la Tabla 2), por lo que se consideran adecuados.

Tabla 2: Primeros periodos de los modelos en Ruaumoko de los puentes.

Puente	Primer periodo (s)	Segundo periodo (s)
Motín de Oro	0.342	0.276 s
Segundo	0.214	0.155
Despeñadero	0.767	0.453

PELIGROSIDAD

Para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura es necesario definir la peligrosidad sísmica en el sitio de ubicación. Los puentes en estudio se localizan en el Pacífico mexicano, ya que aquí no solo se presentan sismos con mayor frecuencia, sino también con las mayores magnitudes.

Para definir la peligrosidad, primeramente se seleccionaron acelerogramas registrados en estaciones próximas a la ubicación del puente Motín de Oro, indicada con una señal verde en la Fig. 11. De la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 2000) se tomaron acelerogramas de las estaciones más cercanas a este puente; esto es, las estaciones de Caleta de Campos, Colima II, Arteaga, Termoelectrica Manzanillo y Guacamayas (indicadas con señales amarillas en la Fig. 11). La selección de los registros se basó en su aceleración máxima, duración y magnitud del sismo, considerando un intervalo de magnitudes que refleje desde daño menor hasta colapso.

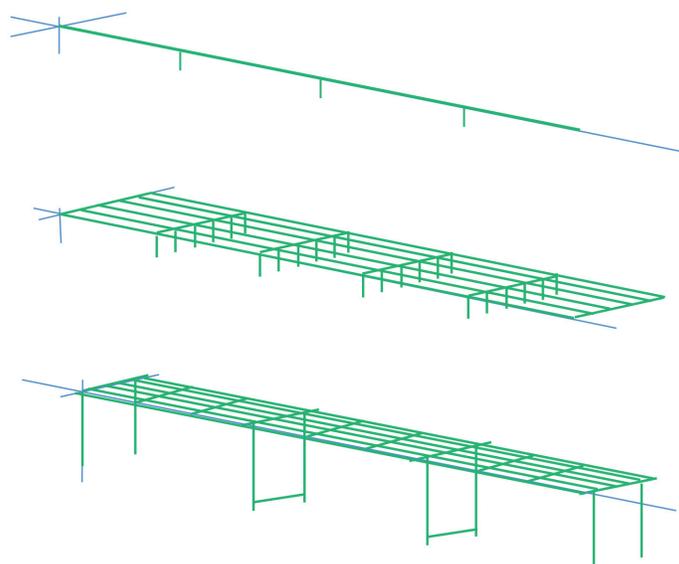


Fig. 10: Modelo en Ruaumoko 3D de los puentes Motín de Oro (superior), Segundo (intermedio) y Despeñadero (inferior).



Fig. 11: Ubicación del puente Motín de Oro y las estaciones cercanas.

A partir de los acelerogramas seleccionados se escogieron cuatro registros, representativos de diferentes características de la peligrosidad sísmica de la zona, definidos como los acelerogramas base. Los cuatro registros base son dos registros con grandes aceleraciones, pero con diferente duración de la fase intensa. El primero es el sismo del 11 de enero de 1997, que tiene una mayor duración que el acelerograma del sismo del 12 de octubre de 1995. También se escogieron dos sismos con menores aceleraciones, los acelerogramas del sismo del 19 de septiembre de 1985 y del sismo del 30 de abril de 1983. En la Fig. 12 se muestran los acelerogramas de los registros base, donde se puede observar la aceleración máxima del terreno que caracteriza a cada uno de ellos. Los espectros elásticos de los sismos base, para un 5 % de amortiguamiento crítico y para la mayor componente horizontal, se muestran en la Fig. 13, donde se observa que las mayores ordenadas son para periodos menores a 0.5 s. Finalmente, en la Tabla 3 se resumen las principales características de los acelerogramas base que se utilizaron para definir señales artificiales de los cuatro escenarios sísmicos.

CURVAS DE FRAGILIDAD

Variables aleatorias

Para obtener las probabilidades de daño, de los puentes en estudio se realizaron 300 variaciones de análisis no lineales para cada escenario sísmico. En estas variaciones se supusieron como variables aleatorias las propiedades mecánicas de los materiales que componen a los puentes y la carga sísmica; las variables que indican las dimensiones de los elementos de los puentes se consideraron deterministas, por la poca variación que suelen presentar. En la Tabla 4 se muestran las variables aleatorias consideradas, sus funciones de distribución de probabilidad y los parámetros asociados a éstas. Las funciones de distribución y sus parámetros fueron definidas a partir de la información disponible en la literatura (Gómez, 2002), la cual en su mayor parte se basa en experimentos de vigas y columnas de edificios.

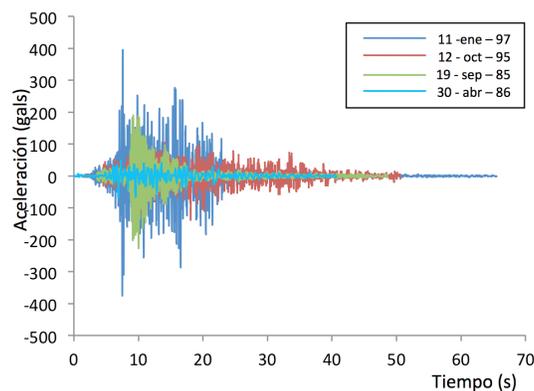


Fig. 12: Registros base para la simulación.

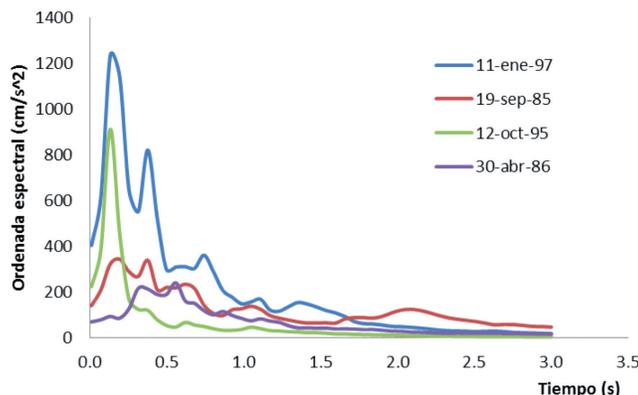


Fig. 13: Espectros de respuesta de los acelerogramas base.

Tabla 3: Características de los acelerogramas base de cada escenario sísmico.

Escenario sísmico	Fecha	a_{max} (gals)	Magnitud	Duración (s)	Duración fase intensa (s)
S1	11/01/1997	396	6.9	65.50	20.0
S2	12/10/1995	227	5.5	48.60	35.0
S3	19/09/1985	140	8.1	56.00	12.0
S4	30/04/1983	69.2	6.4	50.64	12.5

Tabla 5: Características de las variables aleatorias de entrada.

Variable	Descripción	Media	CV	Distribución
f'_c (KPa)	Resistencia a compresión del concreto	28890	0.064	Normal
E_c (KPa)	Módulo de elasticidad del concreto	22000000	0.077	Log normal
W_c (KN/m ³)	Peso específico del concreto	24	0.04	Normal
f_y (KPa)	Esfuerzo de fluencia del acero	412020	0.064	Normal
f_u (KPa)	Esfuerzo último del acero	618030	0.064	Normal
E_s (KPa)	Módulo de elasticidad del acero	210000000	0.08	Log normal
W_s (KN/m ³)	Peso específico del acero	77	0.01	Normal

En cuanto a la carga sísmica, a partir de los cuatro escenarios sísmicos definido se generaron 300 señales artificiales utilizando el programa SIMQKE. Con este programa, que forma parte de los programas ejecutables del paquete Ruau-moko 3D (2004), se pueden generar acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta. Así, con esta metodología, para cada espectro de respuesta se pueden generar un número infinito de acelerogramas diferentes, aunque de la misma familia de registros. El procedimiento se basa en el hecho de que cualquier función periódica puede ser expandida en una serie de ondas sinusoidales, moduladas por una función temporal envolvente que define la variación temporal del registro. En este trabajos se utilizó una función envolvente $I(t)$ trapezoidal, cuyos parámetros (tiempo de inicio de la fase intensa, duración de la fase intensa y duración del registro) se establecieron en función de cada sismo base. Para utilizar

este programa se requiere del espectro del sismo base, los parámetros de la función envolvente y un número aleatorio, el cual es la semilla para considerar la aleatoriedad en la generación del número infinito de acelerogramas.

Análisis no lineales

Como se comentó, para cada puente y escenario sísmico se determinaron 300 variaciones, considerando los sismos sintéticos simulados y las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias descritas en la Tabla 4. De los resultados obtenidos en los análisis no lineales se registraron los índices de daño locales de los elementos (ecuación 2) y globales de los puentes (ecuación 3). Los 300 valores de cada índice se agruparon para obtener histogramas de frecuencias e histogramas de frecuencias relativas acumuladas. Para estos histogramas se ajustaron funciones de distribución de probabilidad teóricas, probando modelos Uniforme, Beta, Gama, Normal, Lognormal y funciones extremas Gumbel, Fisher y Wilbull (Ang y Tang, 2007). La función seleccionada en cada caso se basó en pruebas estadísticas de hipótesis y de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov, utilizando un programa estadístico comercial Statgraphics Plus 5D (1999). Los modelos ajustados representan las curvas de fragilidad de cada elemento o puente, para cada escenario sísmico.

Resultados en los elementos del puente Motín de Oro

Para el puente Motín de Oro se muestran, en la Fig. 14, las curvas de fragilidad obtenidas para cada elemento (índice de daño local), cuando la excitación sísmica se representa por los acelerogramas del primer escenario sísmico. Mediante la Fig. 13 se puede definir, por ejemplo, que las probabilidades de sufrir un daño menor a 0.4 dado que el puente fue excitado con los registros del primer escenario sísmico ($P[ID < 0.4/a_{\max} = 396.21 \text{ gals}]$) son de 0.83, 0.64 y 0.46 para las pilas izquierda, central y derecha respectivamente. Entonces, las probabilidades de registrar daños mayores a 0.4 (asociado a un daño severo) son 0.17, 0.36 y 0.54 para estos elementos. Así, para este puente, la pila derecha, la de menor longitud, es la que tiene mayor probabilidad de un daño mayor a un cierto nivel. Por lo tanto, con las curvas de la Fig. 14 se puede definir cual de los elementos del puente es más susceptible a la acción del primer escenario.

Para determinar cuáles sismos ocasionan mayor daño en cada uno de los elementos del puente, se definen sus curvas de fragilidad. Por ejemplo, en la Fig. 15 se muestran las curvas de fragilidad de la pila derecha de puente Motín de Oro, la de menor longitud y la que presenta mayor daño por la acción de la excitación producida por el primer escenario sísmico. En la Fig. 15 no se muestra la curva correspondiente al tercer escenario sísmico, ya que en la mayoría de las variaciones analizadas el comportamiento del elemento fue elástico y no fue posible ajustar un modelo de probabilidad a los resultados obtenidos. En la Tabla 5 se muestran valores discretos de las curvas de la Fig. 15, en lo que se denomina matriz de probabilidad de daño. Así, en esta figura y en la tabla 5 se observa que ante cualquier escenario sísmico de los utilizados, la pila derecha tendrá al menos un daño moderado ($ID \geq 0.1$). Además, la probabilidad de un daño severo ($ID \geq 0.4$), será de al menos un 50% ante el sismo de mayor aceleración máxima del terreno.

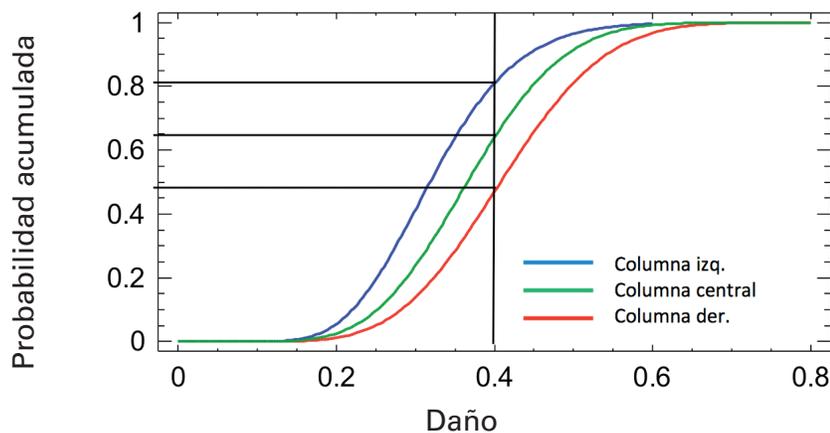


Fig. 14: Curvas de fragilidad de las pilas del puente Motín de Oro
Primer escenario sísmico.

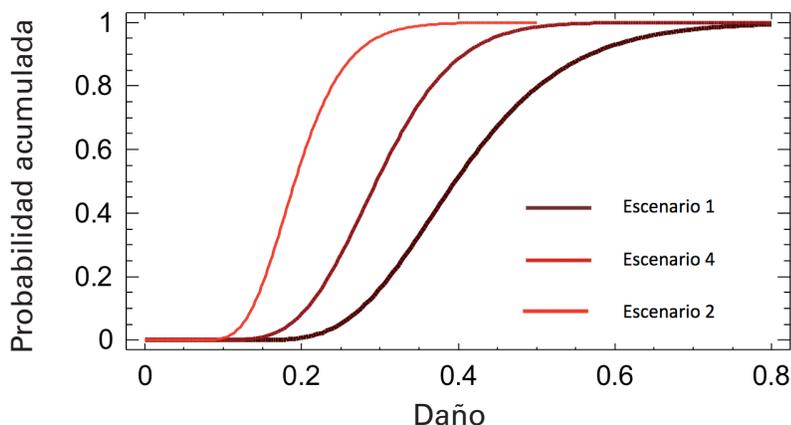


Fig. 15: Curvas de fragilidad para la pila derecha del puente Motín de Oro.

Resultados en los elementos del puente Segundo

Para este caso las curvas de fragilidad de las pilas se agruparon en elementos externos, intermedios y centrales, como se observa en la Fig. 16, ya que como se ve en la Fig. 17 los índices de daño obtenidos son muy similares. En la Fig. 17 se observa que los elementos con mayor probabilidad de daño son las pilas centrales del puente, esto mismo se registró para todos los escenarios sísmicos utilizados.

Para comparar el daño de los elementos para distintas excitaciones, en la Fig. 18 se muestran las curvas de fragilidad de las pilas centrales para los escenarios sísmicos 1, 2 y 4; nuevamente, para el tercer escenario sísmico la mayor parte de las variaciones arrojaron índices de daño nulos, por lo que no fue posible asignar un modelo teórico de distribución de probabilidad. En la Tabla 6 se muestra la matriz de probabilidad de daño de los resultados graficados en la Fig. 18. De estas figura y tabla se puede comentar que ante cualquier escenario usado se tendrá un 100 % de probabilidad de que el elemento más crítico de la estructura tendrá al menos un daño “Menor” y que para la familia de sismos de mayor aceleración (escenario sísmico 1) existe un 15 % de probabilidad de que los elementos experimenten un daño “Severo”, con índices de daño mayores a 0.4.

Tabla 5: Matriz de probabilidad de daño. Pila derecha del puente Motín de Oro.

Daño	Probabilidad de daño (%)		
	Sismo 1	Sismo 4	Sismo 2
≤ 0.1	0	0	0
≤ 0.25	5	25	85
≤ 0.4	50	89	100

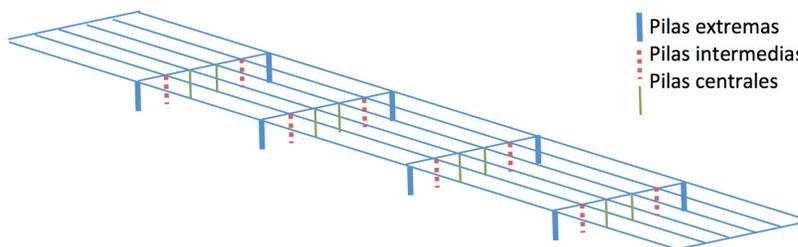


Fig. 16: Agrupación de las pilas del puente Segundo.

Resultados en los elementos del puente Despeñadero

Para el puente Despeñadero no se registró daño en muchas de las 300 variaciones realizadas con los diversos escenarios sísmicos, por lo que no es posible ajustar curvas de fragilidad. Esto es debido a las dimensiones del puente y a sus características dinámicas, en comparación con las otras estructuras. Sin embargo, cuando se multiplican las aceleraciones máximas de los registros por un factor de cinco, se obtienen las curvas de fragilidad de una de las columnas del puente para los distintos escenarios sísmicos, las cuales se muestran en la Fig. 19.

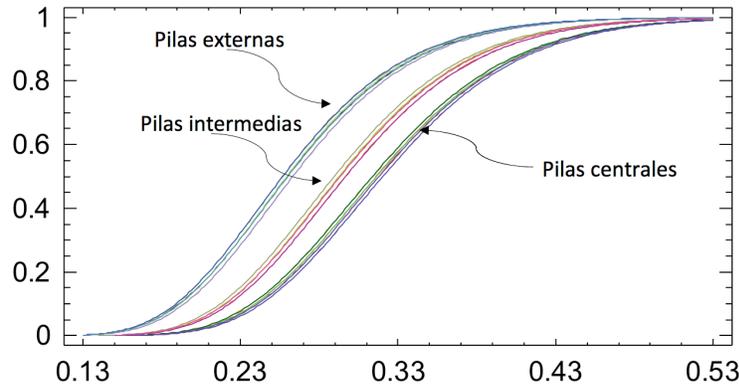


Fig. 17: Curvas de fragilidad para los elementos del puente Segundo. Primer escenario sísmico.

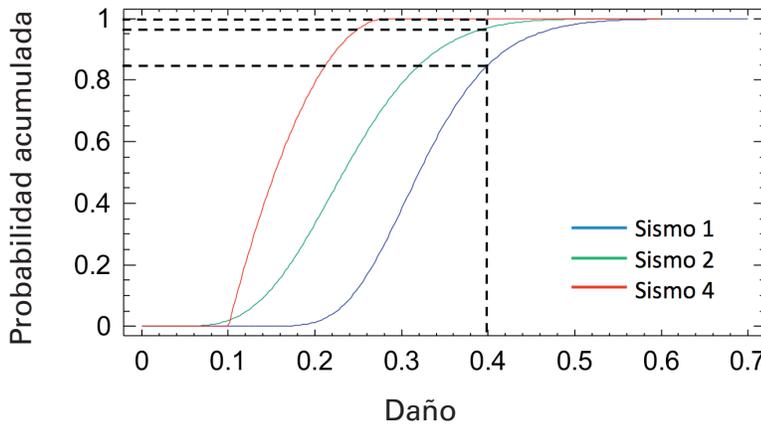


Fig. 18: Curvas de fragilidad para las pilas centrales del puente Segundo.

Tabla 6: Matriz de probabilidad de daño. Pilas centrales del puente Segundo.

Daño	Probabilidad de daño (%)		
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 4
≤ 0.1	0	0	0
≤ 0.25	13	58	96
≤ 0.4	85	96	100

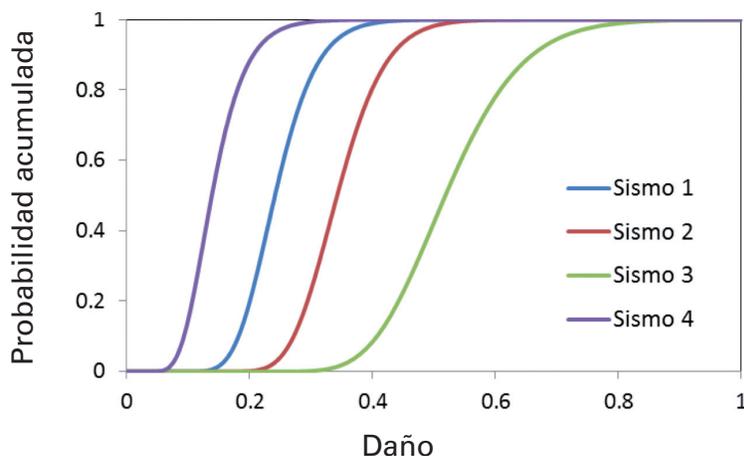


Fig. 19: Curvas de fragilidad para una de las pilas del puente Despeñadero, cuando la carga sísmica se afecta por un factor de modificación de cinco.

Índices de daño globales

El comportamiento global de los dos puentes estudiados se determinó mediante el índice de daño global de la ecuación 3, el cual se obtiene evaluando el factor de peso proporcional a los índices de daño de cada elemento.

En la Fig. 20 y en Tabla 7 se muestran las probabilidades de daño obtenidas para los puentes Motín de Oro y Segundo para los registros del primer escenario sísmico. Para el puente Despeñadero no se presenta la curva correspondiente porque no se registraron daños en la mayoría de las 300 variaciones. Como se observa en esta figura y en la Tabla 7, el puente Motín de Oro, con superestructura de sección cajón y pilas tipo muro, es más propenso a dañarse que el puente simplemente apoyado con vigas AASTHO y ejes de pilas circulares. Por ejemplo, la probabilidad de que los puentes tengan $ID_G \leq 0.25$ es casi del 100 %, lo que significa que al menos tendrán un daño menor ante una acción sísmica similar a la evaluada. El puente Motín de Oro tiene una probabilidad del 38 % de dañarse severamente ($ID_G \geq 0.4$), mientras que para el puente Segundo esta probabilidad es solo del 8 %. Para los otros escenarios sísmicos se observan tendencias alternas entre qué puente es más susceptible a la carga. Sin embargo, siendo el primer escenario sísmico el de mayor aceleración máxima del terreno, sería el de mayor deferencia en la toma de decisiones.

COMENTARIOS FINALES

Resumen del trabajo

En este trabajo se estiman curvas de fragilidad de tres tipos de puentes carreteros comunes. Las estructuras representativas de los tipos de puentes son: a) el puente Motín de Oro, que es un sistema continuo con tablero de sección cajón y pilas circulares únicas por eje, b) el puente Segundo, que es una estructura simplemente apoyada con vigas pretensadas y múltiples pilas circulares por eje y c) el puente Despeñadero, que es una estructura con vigas tipos AASTHO y columnas rectangulares tipos marco. El primero de los puentes tiene una irregularidad que se puede definir como media, por diferencias en las alturas de las pilas y pequeñas variaciones en las longitudes de los tableros; la otras dos estructuras se puede clasificar como regulares.

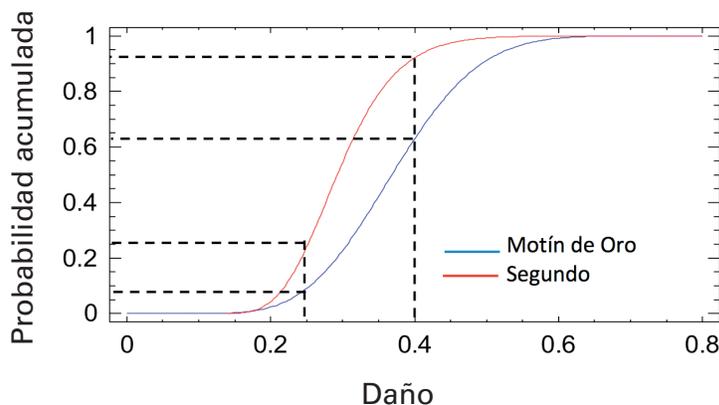


Fig. 20: Curvas de fragilidad para los dos tipos de puentes.
Primer escenario sísmico.

Tabla 7: Probabilidades de daño de los dos puentes. Primer escenario sísmico.

Daño	Puente	
	Motín de Oro	Segundo
≤ 0.1	0	0
≤ 0.25	9	25
≤ 0.4	62	92

Los puentes fueron sometidos a carga sísmica, representada por cuatro escenarios sísmicos generados de acelerogramas registrados en estaciones cercanas al puente Motín de Oro. Basados en los cuatro escenarios, se generaron familias de sismos artificiales, suponiendo que tienen espectros compatibles con el espectro del sismo real. Se elaboraron un total de 300 variaciones de cada puente y para cada escenario sísmico, considerando que las variables aleatorias eran las propiedades mecánicas de los materiales y la misma excitación sísmica. Los puentes fueron modelados elásticamente con el programa SAP, para calibrar dichos modelos, y con el programa Ruaumoko 3D, para obtener niveles de daño con los índices propuestos por Park *et al.*, 1985. A partir de estos índices de daño se determinaron las curvas de fragilidad por carga sísmica, tanto para valores locales (para elementos) como globales (para las estructuras). El índice de daño global se define como la suma pesada de los índices de daño de las pilas, los únicos elementos que pueden sufrir daño, ya que el tablero permanece elástico. Las curvas de fragilidad de las pilas de los puentes se compararon para definir los elementos más susceptibles en cada estructura. También, se compararon las curvas de fragilidad para cada pila o grupo de pilas, cuando los puentes se sometieron a cuatro escenarios sísmicos, caracterizados a partir de registros reales con diferentes magnitudes, valores máximos o contenidos frecuenciales. Finalmente, se compararon las curvas de fragilidad obtenidas para las distintas tipologías de los puentes seleccionados.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos, se definen las siguientes conclusiones:

- Para el puente Motín de Oro, las pilas extremas son los elementos más y menos vulnerables, mientras que para el puente Segundo los elementos con mayor posibilidad de daño son las pilas centrales. Para el puente Despeñadero se observaron daños similares en sus cuatro pilas.
- Para el primer escenario sísmico, el puente Motín de Oro tiene mayor probabilidad de daño global que el puente Segundo, además de que la falla en la primera estructura conlleva la falla del sistema por tener pilas únicas por eje.

- Para otros escenarios sísmicos se alterna cuál de los dos puentes, Motín de Oro y Segundo, es el más susceptible a la carga sísmica planteada
- Para el puente Despeñadero no se registraron valores en los índices de daño locales y globales para la mayoría de las 300 variaciones analizadas, debido a las características dinámicas de esta estructura y de los sismos utilizados.
- El escenario sísmico de mayor aceleración es el que produce mayores daños en las tres estructuras.
- Como las estructuras analizadas se ubican próximas a la costa del Pacífico Mexicano, los sismos utilizados son de periodo fundamental corto. Sería importante que en el futuro se consideraran sismos con otras características, para puentes de la misma tipología localizados en otras zonas.
- El índice de daño global utilizado pondera al o los elementos de mayor probabilidad de daño, por lo que en su valor se refleja más el comportamiento de éstos. Sería importante verificar otros índices globales propuestos.

Las curvas de fragilidad obtenidas pueden ser utilizadas como herramientas de decisión para definir programas de inspección. Así, las estructuras o elementos más vulnerables son candidatos para inspecciones más frecuentes que otros elementos, con el objetivo de capturar el principio y propagación inicial del daño y actuar ante ello. Con esta información se pueden mejorar las campañas de mantenimiento, rehabilitación y reposición de estructuras, sobre todo cuando hay recursos limitados.

REFERENCIAS

- Abbasnia, R., N. Mirzadeh, K. Kildashti (2011), "Assessment of axial force effect on impact damage index of confined RC beam-column members", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, No. 3, pp. 237-246.
- Ang, A., W. Tang (2007), "Probability concepts in engineering", *Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering*, Segunda edición, Wiley.
- ATC-25 (1997), "Seismic vulnerability and impact disruption of lifelines in the coterminous United States", Reporte Técnico, *Applied Technology Council*, California, USA.
- BMSF (2000), "Base Mexicana de Sismos Fuertes", *CD-ROM*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS, México.
- Basöz, N., A. Kiremidjian (1998), "Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes", *Technical Report MCEER-98-0004*, Department of Civil Engineering Stanford University Stanford, California, USA.
- Gómez, S.C. (2002), "Riesgo sísmico de un puente de concreto reforzado con pila simple por eje y viga cajón", *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- HAZUS (1999), "Earthquake loss estimation methodology: Technical manual", *Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science*, USA.
- Jara, J. M. (2010) Comunicación personal.
- Jara, M., J. M. Jara, R. Rojas (2009), "Estimación de daño en pilas de puentes con base en un criterio de desplazamientos", *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Artículo 6-15, *CD-ROM*, Puebla, México.
- Karim, K. R., F. Yamazaki (2000), "Comparison of empirical and analytical fragility curves for RC bridges in Japan", *8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, Artículo PCM-2000-050, Notre Dame, USA.
- Karim, K. R., F. Yamazaki (2007), "Effect of isolation on fragility curves of highway bridges based on simplified approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27, pp. 414-416, doi:10.1016/j.soildyn.2006.10.006.

Liao, W., C. Loh (2004), "Preliminary study on the fragility curves for highway bridges in Taiwan", *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 27, No. 3, pp. 367-375.

Mackie, K. R., B. G. Nielson (2009), "Uncertainty quantification in analytical bridge fragility curves", *Lifeline Earthquake in a Multi-hazard Environment*, ASCE, 148.206.91.180

Nasserasadi, K., M. Ghafory-Ashtiany, S. Eshghi, M. R. Zolfaghari (2009), "Developing seismic fragility function of structures by stochastic approach", *Asian Journal of Civil Engineering (building and housing)*, Vol. 10, No. 2, pp. 183-200.

Nielson, B. G. (2005), "Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones", *Tesis doctoral*, School of Civil and environmental Engineering Georgia Institute of Technology, Georgia, USA.

Nielson, B. G., R. DesRoches (2007), "Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and Southeastern United States", *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 3, pp. 615-633.

Novelli, V. I. (2008), "The unloading stiffness of reinforced concrete members", *Tesis de Maestría en Ingeniería Sísmica y Sismología*, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia, Pavia, Italia.

Olmos, B., M. Jara (2011), "Curvas de fragilidad de desplazamiento de puentes con subestructura tipo marco", *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Artículo VI-18, Aguascalientes, México.

Olmos, B. (2012), Comunicación personal.

Padgett, J. E., R. DesRoches (2008), "Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 37, pp. 1157-1174. DOI: 10.1002/eqe.801.

Park, Y. J., A. H. Ang (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Division* (ASCE), Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

Priestley, M. J. N., R. Park (1987), "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, pp. 61-76.

Ruaumoko (2004), "Inelastic dynamic analyses", Athol J. Carr., Departamento de Ingeniería Civil, Nueva Zelanda.

Ruiz-Sandoval, H. M., Martínez Ruiz, G., Rojas Rojas, R., Sánchez Ibarra, A., Navarro Caballero, E., Jara Guerrero, J. M., Olmos Navarrete, B., Tejeda Jácome, J. (2010), "Caracterización dinámica de puentes carreteros", Artículo 6-22, *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México.

SAP2000, Advanced 14.1. (2009), "Integrated solution for structural analyses and design", *Computer and Structures INC.* USA.

Shinozuka M. (1998), "Development of bridge fragility curves", *Memorias del Grupo de trabajo US-Italia en Evaluación Sísmica y Refuerzo*, *Centro Multidisciplinario de Ingeniería Sísmica*, MCEER-98-0015: 93-99.

Shinozuka, M., Y. Murachi, X. Dong, Y. Zhou, M. Orlikowski (2003), "Effect of seismic retrofit of bridges on transportation networks", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 2, No. 2, pp. 169-179.

Statgraphics Plus 5D (1999), Statgraphics Plus for Windows, Manugustics.

Zhang, J., Y. Huo, S. J. Brandenberg, P. Kashighadi (2008), "Effects of structural characterizations on fragility functions of bridges subjected to seismic shaking and lateral spreading", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 7, No. 4, pp. 369-382. DOI: 10.1007/s11803-008-1009-2.