



PROPUESTA PARA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES TIPICOS EN ARGENTINA A TRAVES DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Saracho, José Aníbal; Perez, Gustavo Ariel; Dip, Oscar
Ingenieros Civiles

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. Instituto de Estructuras,
Universidad Nacional de Tucumán

joseanibalsaracho@yahoo.com.ar; gperez@herrera.unt.edu.ar; odip@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo se presenta una metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos en Argentina a través de curvas de fragilidad. Para este propósito se utilizaron dos puentes de estudio, los cuales son estadísticamente representativos de las clases: a) Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples y b) Vigas cajón de hormigón continuas de tramos múltiples. Se desarrollan curvas de fragilidad para evaluar el desempeño sísmico de ambas estructuras. Para ello, se crearon modelos 3D de los puentes en la plataforma de elementos finitos OpenSees con consideración de la interacción suelo-estructura. Se utilizaron 25 registros sísmicos representativos de la sismicidad de la región de estudio, correspondiente al centro-oeste argentino. Se generaron modelos de demanda sísmica probabilística, tomando como parámetro de demanda ingenieril la ductilidad por curvatura en las columnas. En base a estos modelos se construyeron las curvas de fragilidad contemplando distintos estados de daño. Mediante la utilización de estas curvas, luego se establece un método de priorización conforme a la necesidad de rehabilitación. La mayor vulnerabilidad sísmica se expresa por las más elevadas relaciones de costos de reparación, así como las superiores pérdidas económicas directas que corresponden al caso del puente de la clase b).

ABSTRACT

In this paper, a methodology for evaluating the seismic vulnerability of typical bridges in Argentina through fragility curves is presented. For this purpose, it will be used in two study bridges, which are statistically representative of the classes: a) Simply supported concrete girders with multiple spans and b) Continuous box concrete girders with multiple spans. Fragility curves are developed to evaluate the seismic performance of both structures. To do this, 3D models of the bridges were created on the OpenSees finite element platform with consideration of the soil-structure interaction. 25 seismic records were used, representative of the seismicity of the study region, corresponding to the center-west of Argentina. Probabilistic seismic demand models were generated, taking the ductility due to curvature in the columns as the engineering demand parameter. On the basis of these models, the fragility curves were constructed contemplating different states of damage. By using these curves, a prioritization method is then established according to the need for rehabilitation. The highest seismic vulnerability is expressed by the highest repair cost ratios, as well as the higher direct economic losses that correspond to the case of the class b) bridge.



INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de terremotos fuertes en áreas urbanas puede resultar en un potencial impacto devastador y repentino en la infraestructura de transporte, donde los puentes representan puntos de vulnerabilidad dentro la red. Cuando un puente se daña durante un terremoto, a corto o largo plazo se producen interrupciones en el flujo del tráfico. Esto retrasará la respuesta de emergencia en las horas posteriores al evento, y también restringirá el movimiento de personas y mercancías durante meses. Por tanto, es importante desarrollar medidas para ayudar a mitigar los posibles riesgos y consecuencias de los daños sísmicos en estas obras de infraestructura ^[1].

Para minimizar el daño potencial sobre estas estructuras en el caso de un terremoto, un enfoque consiste en rehabilitar aquellos puentes sísmicamente deficientes. Sin embargo, por los insuficientes recursos económicos disponibles, la gran mayoría de las veces el ente u organismo encargado de la toma de decisiones se enfrenta al desafío de seleccionar sólo unos pocos puentes dentro de los inadecuados, obligándose a priorizar dicha rehabilitación. Por lo tanto, es necesario desarrollar una metodología de priorización para que los puentes críticos sean rehabilitados primero.

Para propósitos de monitoreo y priorización se identifican tres sistemas de evaluación para detectar y priorizar los puentes que requieran reacondicionamiento sísmico ^[2]. Los métodos son: 1) evaluación sísmica mediante índices, 2) evaluación sísmica utilizando el daño esperado y 3) evaluación del riesgo sísmico.

El presente trabajo se encuadra dentro del segundo método, en el cual se compara la severidad del daño esperado para cada puente del inventario en determinada zona, provocado por un mismo terremoto. Dicha severidad se mide ya sea por los estados de daño sufridos o por estimación de las pérdidas económicas directas. A aquellos puentes con el mayor daño esperado (y / o pérdida) se les debe dar la máxima prioridad para la rehabilitación. La incertidumbre en los movimientos del terreno y la aleatoriedad en las propiedades del suelo y la estructura, se abordan explícitamente mediante el uso de funciones de fragilidad para estimar las probabilidades de alcanzar o exceder un determinado estado de daño. Por otro lado, adicionalmente se debe considerar una valoración cualitativa de pérdidas indirectas, redundancia de la red y problemas no sísmicos.

Las funciones de fragilidad son elementos esenciales tanto en el segundo como en el tercer método de evaluación. Las mismas se utilizan en la mayoría de las metodologías de estimación de pérdidas, como por ejemplo la desarrollada por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (HAZUS) ^[3].

Prueba de la utilidad y potencialidad de esta metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica es que en años recientes se desarrollaron Curvas de fragilidad analíticas para los puentes de la red vial de distintos países ^{[4] - [15]}.

En América latina los estudios de vulnerabilidad sísmica a través de Curvas de fragilidad se orientaron más bien a las edificaciones, tales como edificios públicos, residenciales, educacionales y hospitalarios. Particularmente, con respecto a los puentes existen algunos trabajos aislados ^{[16] - [18]}, ocurriendo lo propio en nuestro país ^{[19], [20]}.



Por ende, en nuestro territorio es de suma necesidad e importancia incrementar estos estudios y abordarlos a una escala regional, a fin de desarrollar las Curvas de fragilidad de los tipos de puentes más frecuentes. De esta manera, organismos como Vialidad Nacional, Vialidades provinciales, Municipios y Concesionarios viales contarán con una metodología para la toma de decisiones durante los procesos de inspección, mantenimiento o rehabilitación sísmica de estas obras de infraestructura.

METODOLOGÍA

Puentes típicos

Dado el hecho de que los puentes de una región en particular presentan ciertas similitudes, se pueden definir algunas clases generales de puentes que los agrupen en determinada tipología estructural. Luego, la tarea consiste en generar curvas de fragilidad para las clases típicas de puentes y no para obras de arte particulares. Dichas clases son definidas en la hipótesis de que aquellos puentes asignados a ellas tendrán respuestas similares ante la excitación sísmica.

Para llevar a cabo la clasificación comentada, los autores realizaron un estudio pormenorizado del inventario de puentes de las regiones de Cuyo y NOA provisto por la base de datos del Sistema de Gestión SIGMA Puentes, que comprende los Distritos de San Juan, Mendoza, La Rioja, Salta y Jujuy, ubicados en zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica ^[21]. De esa manera, se arribó a cinco clases de puentes basadas en el material de construcción, tipología estructural y número de tramos.

Para el presente trabajo se seleccionaron dos puentes típicos representativos de dos de las clases comentadas, ubicados en la provincia de Mendoza. El primero, construido recientemente en el año 2014, se halla ubicado en Ruta Nacional 40 sobre el Arroyo Tierras Blancas, en zona caracterizada como de “elevada peligrosidad sísmica”; corresponde a la clase: Puente de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples. Se cuenta con losas de continuidad que proveen el enlace longitudinal entre tramos y asimismo logran el efecto de diafragma para el comportamiento transversal. Se tienen dos pilas, formadas cada una por tres columnas con viga cabecera. Los estribos son del tipo rígido cerrado, con muro frontal, muros laterales y de ala, fundados sobre seis pilotes. Los apoyos de las vigas son de neopreno zunchado ubicados sobre dados de hormigón armado en estribos y pilas. El segundo puente fue construido en el año 1971, se encuentra en el acceso este a la Ciudad de Mendoza sobre Ruta Nacional 7, en zona de “muy elevada peligrosidad sísmica”; pertenece a la clase de Vigas Cajón de Hormigón Continua de Tramos Múltiples. Cabe aclarar que esta última designación se adoptó conforme a la clasificación dada por el Sistema de Gestión de Puentes de la República Argentina y que en realidad se trata de la tipología conocida como losa aligerada. Se tiene una sola pila central con una única columna. Los estribos son del tipo simple, con viga cabezal, muro pantalla y muros de ala; la viga cabezal descansa en contrafuertes que transmiten la carga a la fundación superficial llevada a una cota más profunda. En este caso, en los estribos se cuenta con dos apoyos elastómeros, mientras que en la pila, con uno solo.

En ambos casos, las luces de tramo, número de tramos, altura de pilas y ancho de

tablero se corresponden con los valores medios del estudio estadístico presentado en trabajo referido [21]. En Figuras 1 y 2 se ofrecen vistas y cortes de estos puentes de estudio. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.

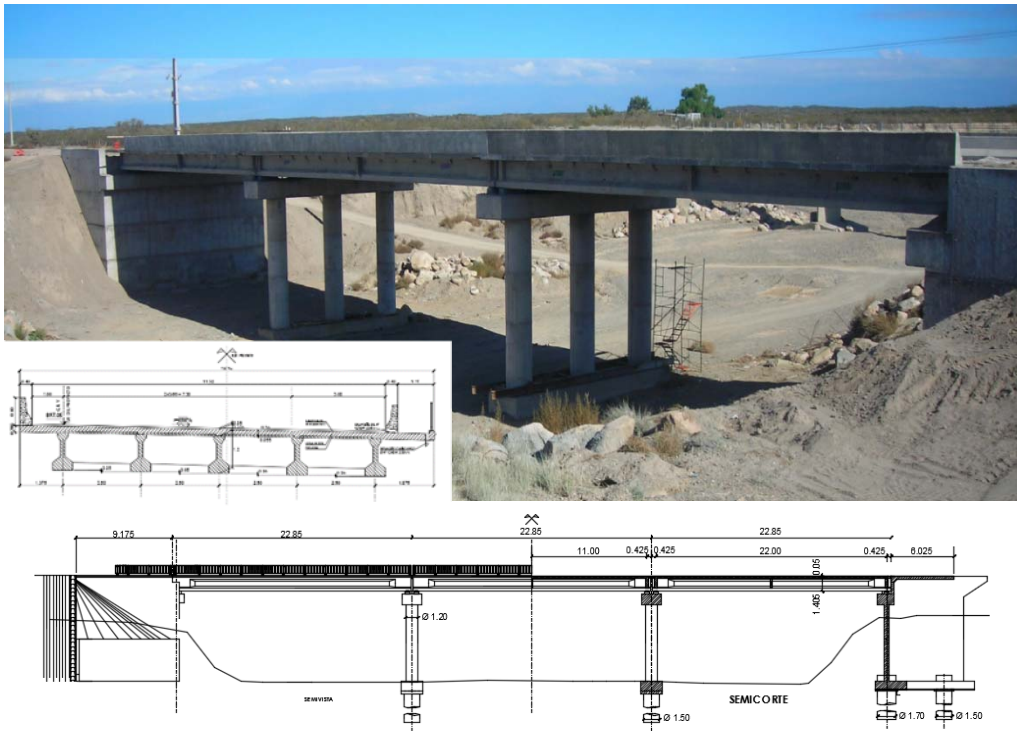


Figura 1. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40.

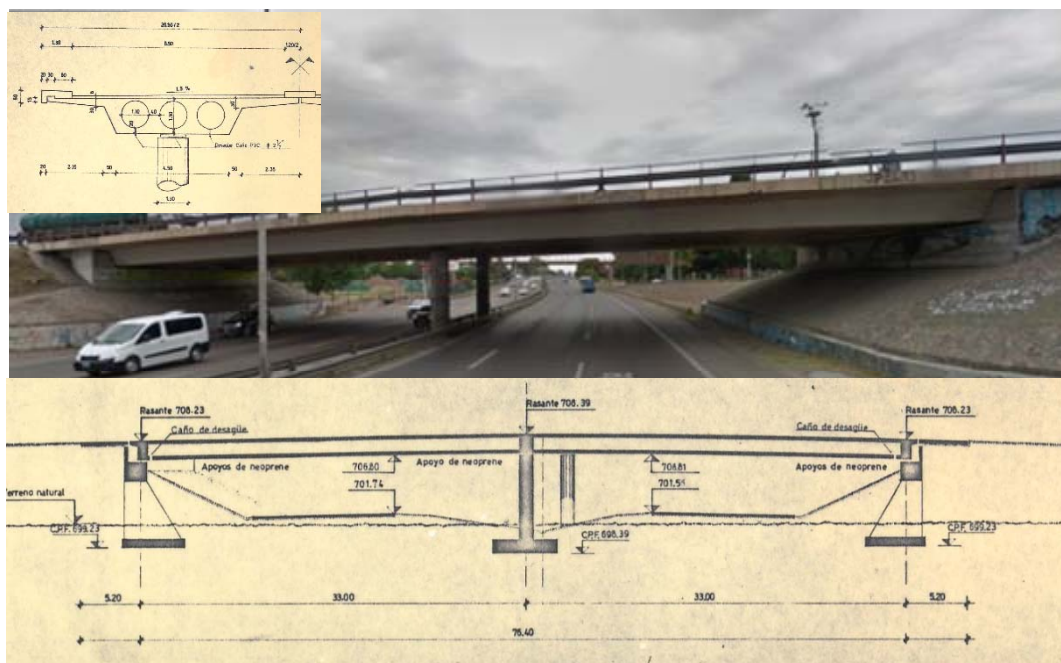


Figura 2. Puente en Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7.

Sismicidad local, obtención de acelerogramas

El principal propósito en la selección de movimientos del terreno es compilar un conjunto que genere un amplio rango de acciones sísmicas, de manera tal de imponer variados grados de daños sísmicos en los puentes. En este sentido, en un trabajo realizado por los autores [22] se presentó una metodología con tal propósito. En primer lugar, se decidió trabajar con sismos reales registrados en distintas partes del mundo en ambientes tectónicos similares a los del centro-oeste argentino, en lugar de hacerlo con acelerogramas sintéticos. Esto en atención a distintos considerandos, como ser: contenidos de energía y frecuencias no reales, mayor duración [23] y exageración en el input de la demanda de desplazamiento y energía para el caso de usar dichos registros sintéticos [24], lo cual podría distorsionar el desempeño esperado de la estructura cuando se halla expuesta a acción sísmica.

El presente trabajo abarca la región centro-oeste de nuestro país, en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica. La sismicidad está relacionada con terremotos superficiales intraplaca o corticales que dan origen a sismos tipo impulsivos o de fuente cercana como los registrados para el terremoto de Mendoza de 1985 ($M=5.9$) y San Juan 1977 ($M=7.4$) [25]. Hay un predominio de fallas tipo inversas [25], aunque también existen fallas de desplazamiento de rumbo, ambas constituyendo fuentes sísmicas potenciales [26]. Dichas fuentes potenciales de la actividad sísmica superficial se ubican en Figura 3.

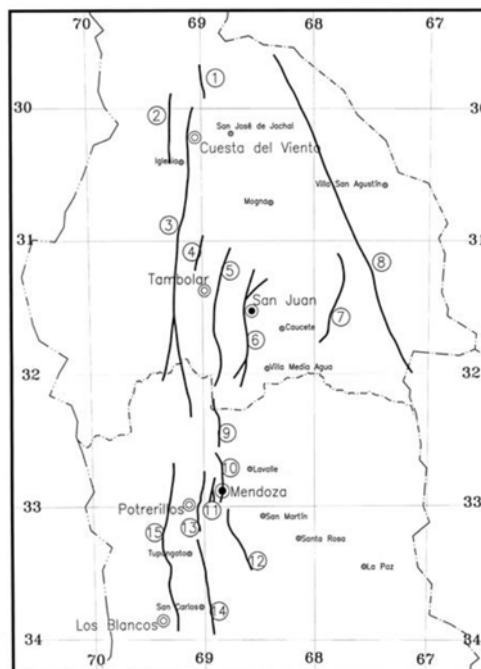


Figura 3. Ubicación de fuentes sísmogénicas potenciales del centro-oeste argentino [26]

Para el proceso de selección se utilizó una de las herramientas propuestas más versátiles, constituida por la aplicación web de la base de datos de movimientos del



terreno del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center's) - Next Generation Attenuation (NGA). La misma permite seleccionar una serie de registros modificados (multiplicados por factores de escala) sobre la base de compatibilizar la forma espectral de cada uno de los registros respecto del espectro objetivo. En el proceso de selección, también se toman en consideración parámetros tales como la magnitud del sismo, tipo y distancia a la falla, características del sitio, duración y presencia de pulsos de velocidad en el caso de registros de fuente cercana ^[27].

Para la obtención de los espectros objetivos se consideraron dos niveles de amenaza sísmica: 500 años y 2500 años de periodo de retorno. Asimismo, se tuvieron en cuenta las zonas sísmicas 3 y 4, juntamente con los tipos de suelo A, B, C, D y E.

En Saracho et al ^[22] se detallan los distintos criterios tomados en cuenta para la selección. En una primera instancia de búsqueda, se obtuvieron 274 sismos. En un segundo paso, el conjunto se redujo a 39 por descarte de aquellos registros con bajos valores de la magnitud ASI (Intensidad de aceleración espectral) procurando también contar con una cantidad relativamente uniforme de registros en los distintos rangos de PGA. Todo lo señalado se dirimió por inspección visual de los registros volcados en un gráfico PGA versus ASI, como el ofrecido en Figura 9 (apartado Resultados y Discusión), tal como se hizo en Avsar ^[4]. Posteriormente, se tomó en cuenta la duración significativa de dichos registros atendiendo a los criterios establecidos en el reporte técnico del PEER ^[28], ^[29]. De esta manera se eliminaron 12 registros y se añadieron otros 9 para reemplazar los descartados, quedando un total de 36 sismos. En Figura 9 están representados todos los registros, con identificación de los respectivos criterios de búsqueda y selección.

Modelos analíticos de los puentes típicos

Se desarrollaron modelos analíticos 3D de los puentes de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees ^[30]. Para generar estos modelos se tomaron en consideración los detalles de los distintos componentes, los cuales fueron obtenidos de los planos de los puentes. La superestructura de cada puente fue modelada usando elementos de barra prismáticos elásticos, asumiendo que permanecen en el rango elástico según las prescripciones de Caltrans ^[31]. Para las pilas se adoptaron elementos de barra no lineales con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formarían las rotulas plásticas. En este caso, las secciones son discretizadas con fibras longitudinales de acero para las armaduras longitudinales, hormigón confinado para el núcleo central y hormigón no confinado para el recubrimiento.

Asimismo, la interacción suelo-estructura en los estribos se modeló disponiendo resortes en los extremos del modelo con adecuadas relaciones no lineales de fuerza-deformación, las cuales están basadas en las disposiciones de Caltrans ^[31].

En Figura 4 se ofrece una vista del modelo analítico del puente sobre Ruta 40. En la misma, a su vez se brindan detalles de los resortes ubicados en estribos y pilas, como asimismo de las fibras en columnas.

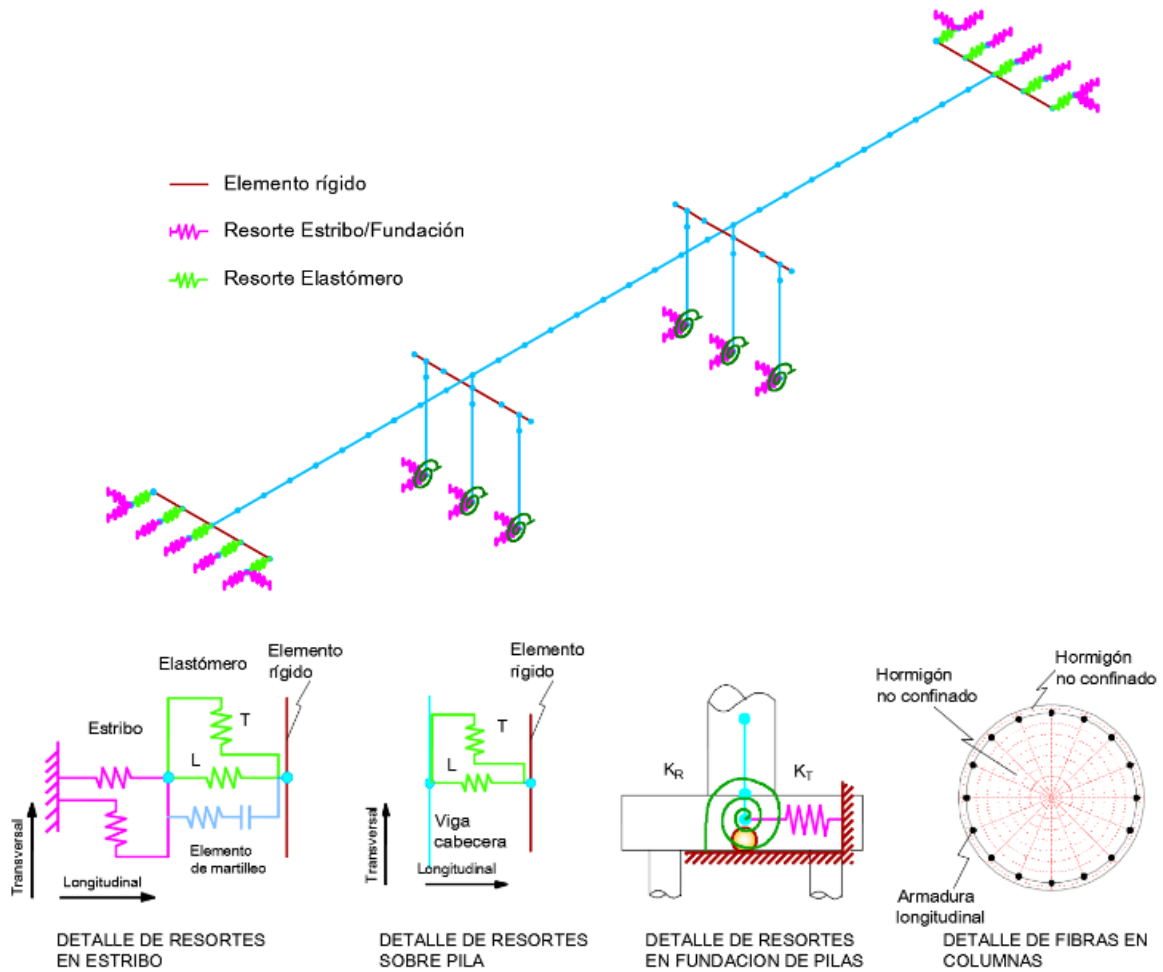


Figura 4 - Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes ^[14].

En la figura 5 pueden apreciarse las leyes constitutivas adoptadas para los materiales de las fibras.



Figura 5 - Modelos constitutivos para materiales en fibras de las columnas.

En Figura 6 se pueden ver las relaciones fuerza-deformación tomadas para los distintos resortes ubicados en los extremos, en correspondencia con los estribos.

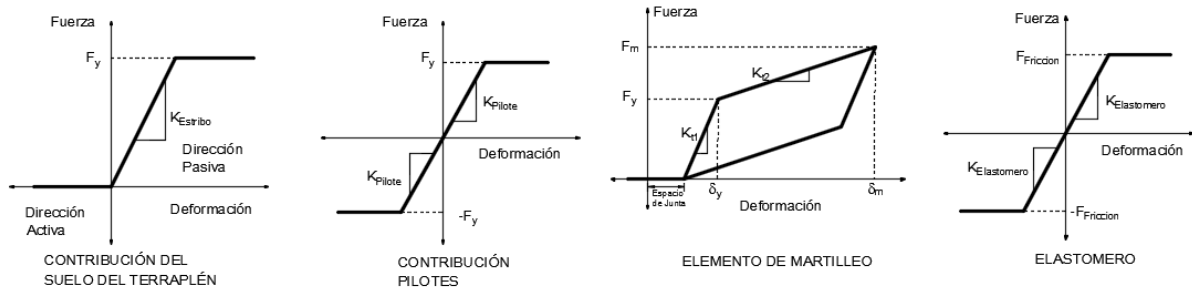


Figura 6 - Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos.

En cuanto a la interacción suelo-estructura en las pilas, se colocaron resortes rotacionales y traslacionales en la base de las columnas mediante una matriz acoplada de rigideces.

Modelos de demanda sísmica probabilística

Las dos partes del concepto de fragilidad son la capacidad y la demanda, donde los estados de daño sufridos por una estructura pueden considerarse relacionados con la capacidad estructural (C), mientras que la intensidad del movimiento sísmico es una representación de la demanda (D). La probabilidad de falla, P_f , puede escribirse como:

$$P_f = P \left[\frac{C}{D} \leq 1 \right] \quad (1)$$

La cual da la probabilidad de que la demanda excederá la capacidad estructural.

Siguiendo a Dusica y Roberts ^[32], dado que para ambas se asume una distribución lognormal de probabilidad ^[33], luego de unos arreglos matemáticos, P_f puede ser expresada usando la función de distribución normal estándar $\Phi(\cdot)$ ^[34]:

$$P_f = \Phi \left(\frac{\ln\left(\frac{D_m}{C_m}\right)}{\sqrt{\ln(1+V_C^2) + \sigma_{\ln D}^2}} \right) \quad (2)$$

Donde C_m y D_m son los valores de la mediana de las distribuciones de capacidad y demanda respectivamente, V_C es el coeficiente de variación (COV) de la distribución de la capacidad. $\sigma_{\ln D}$ es la desviación estándar de la distribución lognormal de la demanda.

La mediana de la demanda puede representarse por un modelo exponencial ^[35] tal que:

$$D_m = a(IM)^b \quad (3)$$

Donde para la medida de intensidad sísmica (IM), en este estudio se adoptó la PGA, ya que la misma se deriva fácilmente de los registros sísmicos. Puesto que se utilizaron en las simulaciones las dos componentes horizontales de un sismo, se trabaja con la media geométrica de los PGA de cada uno de los acelerogramas.

Transformando la ecuación (3) en el espacio lognormal se tiene:

$$\ln D_m = b \cdot \ln IM + \ln a \quad (4)$$

En la Figura 7 se ofrece una ilustración de Padgett [36] que muestra la transformación en el espacio lognormal.

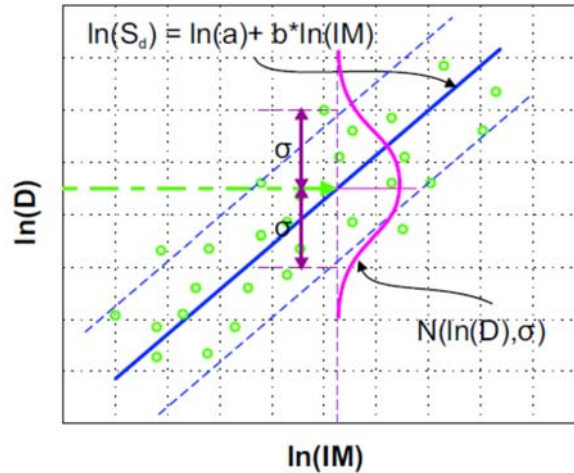


Figura 7. Ilustración MDSF en el espacio lognormal [36].

La figura muestra los datos procedentes de los análisis dinámicos no lineales, estando representados en el espacio $\ln(D)$ vs. $\ln(IM)$. Adicionalmente, también se representa la desviación estándar de los datos transformados; esta es la desviación estándar usada en la ecuación (2).

Usando la ecuación (3) en la (2), puede derivarse otra expresión para la probabilidad de falla P_f :

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln IM - \ln e^{\left(\frac{\ln C_m - \ln a}{b}\right)}}{\frac{\sqrt{\ln(1+V_C^2) + \sigma_{\ln D}^2}}{b}} \right] \quad (5)$$

Dado que la forma de esta ecuación es tal que representa una función de distribución lognormal acumulativa, el segundo término del numerador en el argumento de la misma, $e^{\frac{\ln C_m - \ln a}{b}}$, es la mediana de la distribución lognormal de la capacidad. Por su parte, el denominador: $\frac{\sqrt{\ln(1+V_C^2) + \sigma_{\ln D}^2}}{b}$, es una medida de la dispersión.

La ductilidad por curvatura se usa frecuentemente para evaluar la demanda sobre las columnas y su valor se define como:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_{fluencia}} \quad (6)$$

Donde φ_{max} es la máxima curvatura acusada para un dado registro y $\varphi_{fluencia}$ es la curvatura correspondiente a la primera fluencia de la armadura longitudinal.

Límites de los estados de daño sísmico

La mayor parte de los trabajos refieren a los estados de daño sísmico empleados en

el paquete de evaluación de pérdidas HAZUS [3]. Dichos estados, que son descriptos cualitativamente allí, son los siguientes: leve, moderado, significativo y colapso.

Para la generación de las curvas de fragilidad se requieren definir umbrales para cada estado de daño, los cuales están asociados a la capacidad (C_m), indicada en la ecuación (5). Para ello se consideran los siguientes parámetros de demanda ingenieril (PDI): Curvatura o desplazamiento en columnas y vigas de las pilas, corte en estos elementos y desplazamiento relativo del tablero para evaluación del posible desbancado o caída. Se destaca el trabajo llevado a cabo por Hwang et al. [37], el cual es tomado como marco referencial en la mayoría de las publicaciones sobre fragilidad sísmica de puentes. En el mismo, se propusieron umbrales para los distintos estados de daño que se corresponden con los descriptos cualitativamente por HAZUS para puentes típicos de la zona central y sudeste de los estados Unidos. Así, para el caso de los valores de las medianas de las ductilidades de desplazamiento, se tiene: 1.0, 1.2, 1.76 y 4.76, que corresponden a los estados de fluencia, fisuración, desconchamiento y pandeo de la armadura longitudinal, respectivamente. Por otro lado, Nielson [38] empleó en sus estudios las ductilidades por curvatura, equivalentes a las adoptadas por Hwang et al. [37], las cuales son: 1.0, 1.58, 3.22 y 6.84, respectivamente.

En la Figura 8 se muestra la relación Momento-Curvatura en columnas, indicándose la aproximación bilineal elasto-plástica y los distintos umbrales de daño referidos.

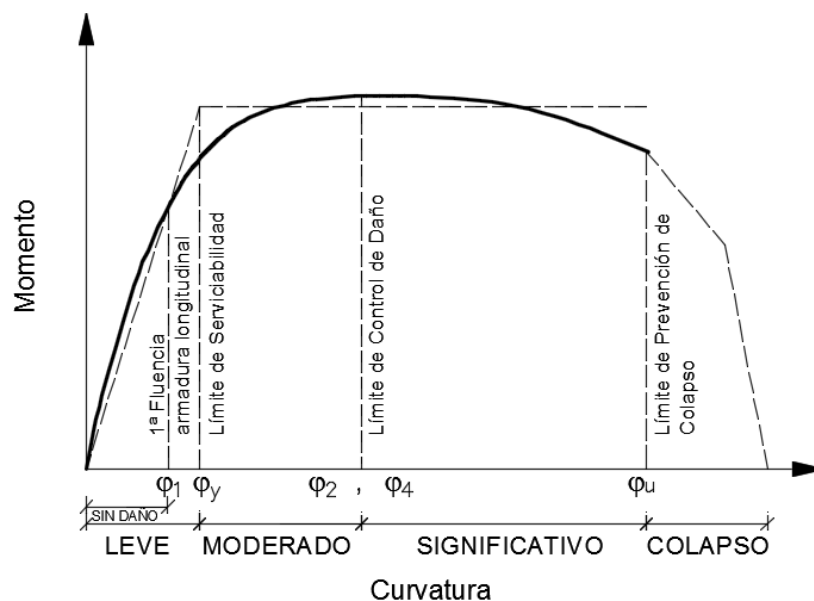


Figura 8. Diagrama Momento-Curvatura en columnas. Umbrales de daño.

A continuación se brinda una mayor precisión sobre dichos umbrales o límites de daño en columnas:

- Primera fluencia de armadura longitudinal: φ_1
- Límite de serviciabilidad: curvatura de fluencia, φ_y



- Límite de control de daño: φ_2 , curvatura correspondiente a una deformación específica de la fibra externa del hormigón de 0.002 para el caso de la presencia de empalmes por yuxtaposición de armaduras longitudinales en la zona de formación de rótulas plásticas. Curvatura φ_4 , ídem, para la situación donde no se presentan dichos empalmes, con una deformación específica de 0.004.
- Límite de prevención de colapso: φ_u , curvatura asociada a valores de la deformación específica última, ya sea de la armadura longitudinal o de la fibra extrema del hormigón confinado, o también la curvatura correspondiente al momento que acusa una disminución del 20 % del máximo alcanzado [23].

Una vez disponibles las medianas de la capacidad (C_m), luego se necesita estimar la variabilidad o dispersión de la distribución de la misma. El coeficiente de variación (COV), cuando se trabaja con una variable simple, se define como la relación entre la desviación estándar y la media de la distribución. Generalmente, los valores más bajos del COV se corresponden con una baja dispersión de la variable. Dado que dicho COV es desconocido para la distribución de la capacidad, se lo adoptó por contemplación de ciertas hipótesis. Así, Nielson [38] asumió que para los estados de daño ligero y moderado se adopte un valor de COV de 0.25, que corresponde a una variación relativamente baja. Para el caso de los estados de daño severo y colapso se tomó un valor de 0.5, que corresponde a un nivel alto de variación. Por otro lado, Dusicka y Roberts [32], en lugar de un salto abrupto en los valores, usaron un incremento gradual de la variabilidad, tal que dicho COV para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso fue de: 0.25, 0.33 0.42 y 0.5, respectivamente. Se asume que el incremento en la dispersión para los estados de daño más marcados se corresponde con el más acentuado comportamiento no lineal de los componentes del puente, lo cual está asociado por ende, con el hecho de que resulta más difícil modelar el verdadero comportamiento para los más altos niveles de daño.

Pérdidas económicas

Según el manual de rehabilitación sísmica de puentes [2], las pérdidas económicas pueden resultar de los efectos combinados de pérdidas directas debido al daño estructural en el puente ($D_{Perdidas}$) y las pérdidas indirectas que resultan de una variedad de causas tales como pérdidas de vidas, heridos, interrupción de la actividad económica, congestión del tráfico y acceso denegado ($I_{Perdidas}$). La pérdida económica total ($T_{Perdida}$) se puede expresar como:

$$T_{perdida} = D_{perdida} + I_{perdida} \quad (7)$$

La cuantificación de esta pérdida económica total es una tarea dificultosa, principalmente por la incertidumbre en la determinación de las pérdidas indirectas. No obstante, las pérdidas directas pueden encontrarse con cierto grado de confianza usando el costo para reparar o reemplazar un puente dañado. Esto no incluye otros costos directos como las desviaciones temporales.

Las estimaciones de estas pérdidas directas pueden obtenerse usando las relaciones de costo de reparación dadas en Tabla 1 [39]. Estas relaciones (también conocidas

como relaciones de daño) expresan los costos de reparación como una proporción de los costos de reemplazo del puente. La media de la relación de costo de reparación para “colapso” ($RCR_{i=5}$ para el estado de daño 5) puede ser expresada como una función del número de tramos. Dado que en este estado puede colapsar más de un tramo, se asume la hipótesis de que en cualquier evento no colapsarán más que dos de ellos. Luego la RCR_5 se expresa según Ecuación (8):

$$RCR_{i=5} = \frac{2}{n} \quad (8)$$

Donde n es el número de tramos del puente.

Estado de daño, i	Rango de Relación de Costo de Reparación	Media de la Relación de Costo de reparación
1: Ningún daño	0	0
2: Daño leve	0.01 a 0.03	0.02
3: Daño moderado	0.02 a 0.15	0.08
4: Daño Extensivo	0.10 a 0.40	0.25
5: Colapso	0.1 a 1.0	Ecuación (8)

Tabla 1 – Relación de costos de reparación

La pérdida económica directa en dólares puede ser obtenida por multiplicación de la relación de costo de reparación por el costo de reemplazo del puente, luego:

$$D_{Perdida} = U \cdot RCR_T \quad (9)$$

donde:

U = Costo de reemplazo del puente

RCR_T = relación del costo total de reparación, que es la proporción esperada del costo de reemplazo total del puente como consecuencia del daño sísmico, o la *probabilidad de pérdida directa*, que se define como sigue:

$$RCR_T = \sum_{i=2}^5 (RCR_i P[DS_i|PGA]) < 1.0 \quad (10)$$

donde:

$P[DS_i|PGA]$ = probabilidad de alcanzar un estado de daño DS_i para una dada aceleración máxima (PGA), usando los datos de la curva de fragilidad para un determinado puente en particular y estado de daño, DS_i

RCR_i = relación de costo de reparación para el estado de daño i

En cuanto al costo de reemplazo del puente U , se indagaron varias referencias para establecerlo. En Buckle et. al. [2], el valor adoptado en los ejemplos allí desarrollados es de 1100 US\$/m². En el trabajo de Mehary y Dusicka [1] se toma un valor de base de aproximadamente 1800 US\$/m². Asimismo, otra fuente consultada fue la base de datos de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA) [40], donde el valor promedio de los datos de costos para reemplazo de puentes de los 52 estados de la unión, recolectados durante el año 2019, es de 2650 US\$/m². En nuestro

país, el valor buscado se obtuvo a través de entrevistas realizadas a dos referentes en Ingeniería de Puentes de nuestro medio, el Ing. Adolfo Rodríguez, Jefe de la División Estructuras de la Dirección Provincial de Vialidad Tucumán y el Ing. Eduardo Alberto Castelli, Jefe de la Sección Sigma Puentes del Distrito Tucumán de Vialidad Nacional. Según coincidieron, durante muchos años se manejó un valor de referencia de 2000 US\$/m² para la construcción de un puente estándar nuevo. Según el Ing. Castelli, en años recientes se llegó a tomar un valor de 2500 US\$/m², incremento motivado por las incertidumbres económicas. Para este estudio, conservativamente se adoptará el valor promedio de 2650 US\$/m² aportado por la FHWA.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Selección final de registros sísmicos

En el apartado anterior se mostró como se arribó a un conjunto de 36 sismos para el abordaje de los estudios de fragilidad, que constituyen el objetivo del presente trabajo. En esta oportunidad se pudo realizar un análisis de sensibilidad que permitió identificar el nivel de daño experimentado por la estructura para cada uno de los 36 registros. Se identificaron aquellos que provocan un daño muy bajo conforme al esperado, según la magnitud dada de PGA, o bien que generan daños similares a aquellos de menores PGA. Se trató de 11 registros, los cuales fueron eliminados por este concepto, quedando un total de 25. En la Figura 9, se identifica el conjunto finalmente seleccionado volcados en el diagrama ASI vs PGA.

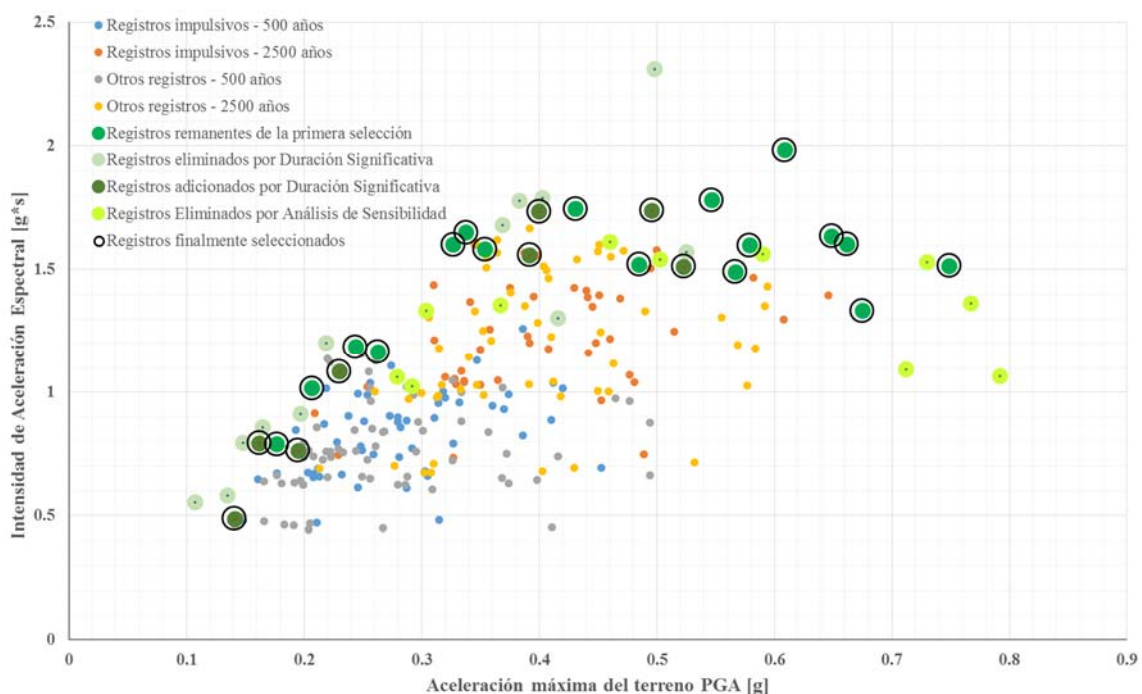


Figura 9. Distribución ASI versus PGA. Conjunto de sismos finalmente seleccionados

Límites de estados de daño

En este estudio resultó determinante el PDI ductilidad por curvatura en columnas. Se trabajó con el Section Designer del SAP2000 para modelar la sección transversal de las columnas de las pilas de ambos puentes típicos, con lo cual se pudieron obtener los valores de ductilidad por curvatura representativos de la mediana de la capacidad para los distintos límites de estados de daño. En cuanto a los coeficientes de variación, se adoptaron los propuestos por Dusicka y Roberts ^[32]. En la Tabla 2 se presentan los valores referidos, relacionados con la capacidad.

Estado de daño	Mediana de la Capacidad. Ductilidad de Curvatura		Coeficiente de Variación
	Puente Ruta 40	Puente Ruta 7	
Ligero	1.00	1.00	0.25
Moderado	1.69	1.2	0.33
Extensivo	3.49	2.65	0.42
Completo	7.77	7.67	0.50

Tabla 2. Valores del modelo de capacidad de los puentes.

Modelos de Demanda Sísmica Probabilística

Usando la metodología descrita en el Apartado anterior, se logró arribar a los Modelos de demanda Sísmica Probabilística para los dos puentes tipo. En Figura 10 se presenta el correspondiente al de la Ruta 7 y en Figura 11, el de Ruta 40. Los parámetros que los definen están provistos en la Tabla 3.

La dispersión encontrada durante este análisis es comparable a las encontradas por otros investigadores que han empleado este método (Nielson ^[38], Padgett ^[36], Avsar ^[4] y Dusicke y Roberts ^[32]).

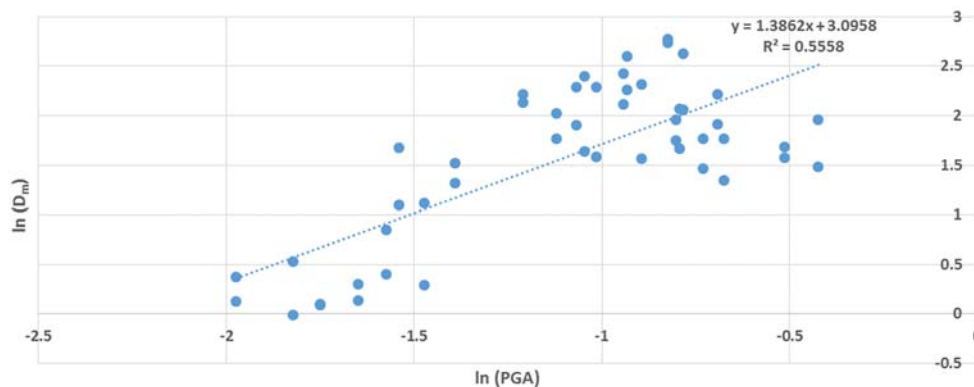


Figura 10. Modelo de Demanda Sísmica Probabilística Puente sobre Ruta 7

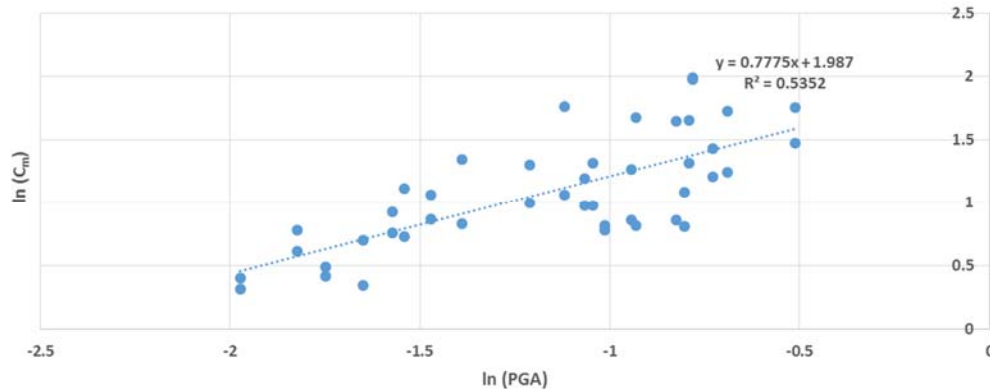


Figura 11. Modelo de Demanda Sísmica Probabilística Puente sobre Ruta 40

Puente	MDSP	Dispersión $\sigma_{\ln(D_m)}$
Ruta 7	$\ln D_m = 1.386 \cdot \ln IM + 3.096$	0.532
Ruta 40	$\ln D_m = 0.777 \cdot \ln IM + 1.987$	0.541

Tabla 3 – Modelos de Demanda Sísmica Probabilística (MDSP) de los Puentes

Curvas de Fragilidad

Usando la Ecuación (5) se encontraron los valores de la mediana y dispersión para construir las curvas de fragilidad para ambos puentes. Los resultados se presentan en la Tabla 4 y las curvas de fragilidad se ofrecen en las Figuras 12 y 13.

Estado de daño	Puente s/ Ruta 7		Puente s/ Ruta 40	
	Mediana	Dispersión	Mediana	Dispersión
Leve	0.107	0.423	0.078	0.764
Moderado	0.122	0.448	0.152	0.809
Extensivo	0.216	0.481	0.387	0.868
Completo	0.466	0.513	1.085	0.924

Tabla 4 - Valores para Curvas de Fragilidad para Puentes Típicos

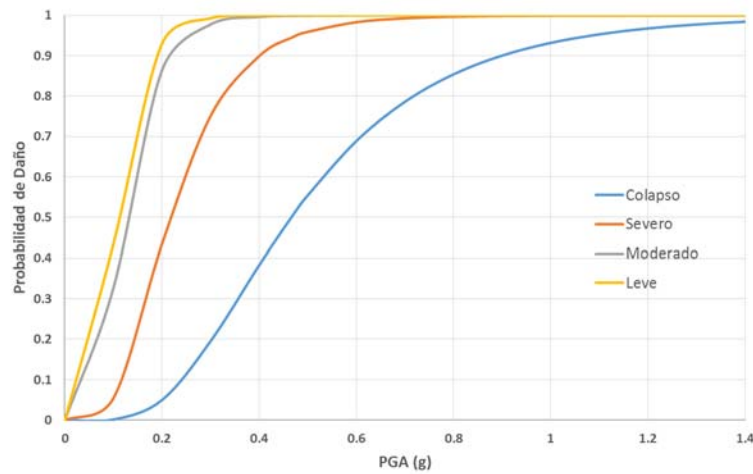


Figura 12. Curvas de Fragilidad para Puente s/ Ruta 7

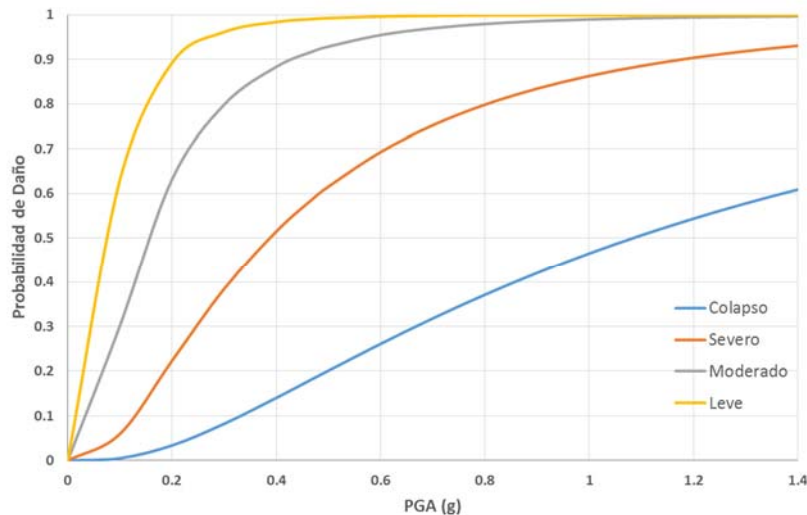


Figura 13. Curvas de Fragilidad para Puente s/ Ruta 40

Los mayores valores de la mediana observados para el puente sobre Ruta 40 (curvas más desplazadas hacia la derecha), salvo para el estado de daño leve, indican que esta clase de puentes resulta menos vulnerable para los demás estados.

Cálculo del daño esperado por aplicación de las curvas de fragilidad

Para el cálculo del daño esperado por aplicación de las curvas de fragilidad obtenidas, en primer lugar se debe encontrar el valor de PGA con el cual operar. Para ello se trabajará con el sismo mayor, para una recurrencia de 1000 años, según lo establece el Manual de rehabilitación sísmica de puentes [2]. El valor de PGA correspondiente a dicha recurrencia se puede obtener de distintas maneras. La más directa es utilizando el espectro brindado por el código de diseño de puentes [41]. Otras formas consisten en el empleo de la curva de amenaza sísmica o bien el espectro de amenaza uniforme brindados para la ciudad de Mendoza en el trabajo sobre perfil de riesgos de desastres para Argentina [42]. Los valores son próximos, siendo mayor el que corresponde al



código de diseño ^[41], por ende éste es el que se adopta en consecuencia. Para zona sísmica 4 y sitio tipo D, condición de referencia, dicho valor de PGA es de 0.47 (g).

El proceso de cálculo para cada uno de los puentes está resumido en las Tablas 5 y 6. Los valores de la columna (2) de dichas tablas representan la probabilidad de alcanzar un estado de daño (D) que resulta mayor o igual que el estado de daño i (DS_i). Los mismos se leen de las curvas de fragilidad correspondientes al puente tipo para los respectivos estados de daño, para el valor de PGA de 0.47 g. En la misma tabla también se presentan las relaciones de costos de reparación a partir de las cuales se determinan las relaciones de pérdidas esperadas en términos del costo total de reemplazo del puente.

Estado de daño, i (1)	$P[D > DS_i PGA]$ (2)	$P[DS_i PGA]$ (3)	RCR_i (4)	Producto (3) * (4) = (5)
1	1.000	0.000	0.000	0.00000
2	1.000	0.001	0.020	0.00002
3	0.999	0.052	0.080	0.00418
4	0.946	0.440	0.250	0.10993
5	0.507	0.507	1.000	0.50666
Total Probabilidades:		1.000	RCR_T	0.62079

Tabla 5 – Cálculo de la Relación de Costos de Reparación Puente sobre Ruta 7

Estado de daño, i (1)	$P[D > DS_i PGA]$ (2)	$P[DS_i PGA]$ (3)	RCR_i (4)	Producto (3) * (4) = (5)
1	1.000	0.009	0.000	0.00000
2	0.991	0.073	0.020	0.00146
3	0.918	0.330	0.080	0.02639
4	0.588	0.405	0.250	0.10135
5	0.183	0.183	0.667	0.12173
Total Probabilidades:		1.000	RCR_T	0.25093

Tabla 6 – Cálculo de la Relación de Costos de Reparación Puente sobre Ruta 40

Se ilustró el proceso de cálculo de las pérdidas esperadas para dos puentes de diferentes tipologías, con aproximadamente la misma longitud, suelo de fundación y sujeto a similares sismos. Las pérdidas son expresadas, primero como relación de costo de reparación (fracción del costo de reemplazo), y luego como costo de



reparación asumiendo un costo de reemplazo real.

Los resultados se presentan en la Tabla 7, donde se evidencia la mayor vulnerabilidad del puente de la clase Vigas cajón continua de múltiples tramos, la cual está representada por la más elevada relación de pérdidas (0.62 contra 0.25) y el mayor costo de reparación obtenidos para este puente. La razón entre ambas pérdidas económicas directas es de 1.89.

Puente	Long. [m] (1)	Ancho [m] (2)	Area [m ²] (3)	Costo reempl. [US\$/m ²] (4)	U [US\$] (3)*(4)=(5)	RCR _T (6)	D _{pérdida} [US\$] (5)*(6)=(7)
R7	66	10.4	686.4	2650	1818960	0.62079	1129193
R40	67.7	13.25	897	2650	2377116	0.25093	596500

Tabla 7 – Pérdidas económicas directas esperadas por sismo en ambos puentes

CONCLUSIONES

Este estudio presenta el desarrollo de curvas de fragilidad para dos clases de puentes típicos en Argentina. Para alcanzar este propósito, se destacan las siguientes contribuciones realizadas por los autores:

Un estudio estadístico para establecer las distintas clases de puentes típicos construidos en nuestro país.

La selección de un conjunto de sismos representativos de la sismicidad del centro-oeste argentino para el abordaje de estos estudios de fragilidad.

La construcción de modelos refinados 3D en elementos finitos en la plataforma OpenSees para las dos clases de puentes analizadas.

La determinación de los distintos umbrales para cada estado de daño sísmico conforme a las características propias de las pilas de los puentes típicos.

Por otro lado, utilizando las curvas obtenidas, se presentó un método para determinar las potenciales pérdidas económicas directas que resultan de los sismos, lo cual constituye una base para establecer prioridades de rehabilitación. Los resultados muestran que la clase de puentes designada como Vigas cajón de hormigón continua de múltiples tramos resulta más vulnerable que la correspondiente a Vigas de hormigón simplemente apoyadas de tramos múltiples. La relación entre las pérdidas económicas directas para ambos tipos de puentes ante la acción de un mismo sismo de 1000 años de recurrencia es prácticamente el doble.

REFERENCIAS

[1] Mehary, S. T., Dusicka, P. *Seismic Retrofit Benefit considering Statewide Transportation Assessment*. Final Report. Oregon Department of Transportation, Salem, Oregon, 2015.



- [2] Buckle, Ian; Friedland, Ian; Mander, John; Martin, Geoffrey; Nutt, Richard; Power, Maurice. *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges*. Federal Highway Administration; Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, USA. 2006.
- [3] FEMA, *Hazus Earthquake Model Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2020.
- [4] Avsar O., Yakut A., Caner A., *Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey*, Earthquake Spectra, 27(4), 971-996, 2011.
- [5] Azevedo J., Guerreiro L., Bento R., Lopes M., Proenca J., *Seismic vulnerability of lifelines in the greater Lisbon area*, Bulletin of Earthquake Engineering 8(1), 157–180, 2010.
- [6] Banerjee S y Shinozuka M., *Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis*, Probabilistic Engineering Mechanics 23(1), 12-22, 2008.
- [7] Cardone D., Perrone G., Sofis S., *A performance-based adaptive methodology for the seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges*, Bull Earthquake Eng 9:1463-1498, 2011.
- [8] Fardis M.N., Tsionis G., Askouni P., *Analytical fragility functions for reinforced concrete bridges – UPAT methodology*, Internal Report Syner-G Project, 2012.
- [9] Franchin P., Lupoi A., Pinto P., *On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes*, Journal of Earthquake Engineering, 10(2), 195-206, 2008.
- [10] Jeong S.H., Elnashai A.S., *Probabilistic fragility analysis parameterized by fundamental response quantities*, Engineering Structures 29(6), 1238-1251, 2007.
- [11] Kappos A., Moschonas I., Paraskeva T. and Sextos A., *A methodology for derivation of seismic fragility curves for bridges with the aid of advanced analysis tools*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2006.
- [12] Karim K.R. & Yamazaki F., *A simplified method for constructing fragility curves for highway bridges*, Earthquake and Structural Dynamics, 32(10), 1603-1626, 2003.
- [13] Moschonas I.F., Kappos A.J., Panetsos P., Papadopoulos V., Makarios T. & Thanopoulos P., *Seismic fragility curves for greek bridges: methodology and case studies*, Bulletin of Earthquake Engineering 7(2), 439-468, 2009.
- [14] Nielson, B. G., R. DesRoches, *Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and Southeastern United States*, Earthquake Spectra, Vol. 23, No. 3, pp. 615-633, 2007.
- [15] Yi J.H., Kim S.H., Kushiya S. *PDF interpolation technique, for seismic fragility analysis of bridges*, Engineering Structures 29 (7), 1312-1322, 2007.
- [16] Olmos, B., Jara M., *Curvas de fragilidad de desplazamiento de puentes con subestructura tipo marco*, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo VI-18, Aguascalientes, México, 2011.
- [17] Gómez Soberón C. y Soria Rodríguez I., *Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto*, Concreto y Cemento - Investigación y desarrollo, Vol. 4, num. 2, pp. 26-42, 2013.
- [18] Galo Atiaga, Florent Demoraes, *Vulnerabilidad sísmica de pasos elevados y puentes que forman parte de la infraestructura vial del distrito metropolitano de Quito-Adaptación de la metodología HAZUS 99*, Informe técnico presentado al municipio de Quito, Ecuador, 2003.
- [19] Méndez J. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado*, Tesis de Maestría, Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina, 2012.
- [20] Danna, J. *Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes*, Tesis Doctoral, Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina 2017.
- [21] Saracho, J.; Perez, G.; Barlek, J.; Dip, O.; Castelli, E. *Clasificación de puentes en Argentina para la evaluación de su vulnerabilidad sísmica*. Memorias de la 1a Conferencia Internacional de Puentes-Chile 2014. Santiago. 2014.
- [22] Saracho, J.; Perez, G.; Dip, O. *Selection of Accelerograms for Studies of Fragility in Typical Bridges of Argentina*. Memorias del 2nd Bridge Engineering Workshop 2019 Mexico. Puerto Vallarta. 2019.



- [23] Priestley M J N, G M Calvi y M J Kowalsky, "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Italy. (2007).
- [24] Naeim F. and Lew M. *On the use of Design Spectrum Compatible Time Histories*. Earthquake Spectra. 1995; Volume 11, No. 1, pp. 111-127.
- [25] Frau C.; Saragoni R. *Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Chile. 1. 2005.
- [26] Castano, Juan C. *Influencia de las fuentes sísmicas potenciales en el diseño sismorresistente*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. Publicación Técnica N° 17; 1992, San Juan.
- [27] Wang G., Youngs R., Power M. and Li Z. *Design ground motion library: an interactive tool for selecting earthquake ground motions*. Earthq. Spectra. 2015; 31, 617–635.
- [28] PEER, *Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application. Beta version*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. 2010.
- [29] Kempton J J y J P Stewart, *Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects*, Earthquake Spectra, Vol. 22, No. 4, pp. 985-1013. 2006.
- [30] McKenna, Frank; Fenves, Gregory; Filippou, Filip; Scott, Michael; Elgamal, Ahmed; Arduino, Pedro. *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. <http://opensees.berkeley.edu>. 2013.
- [31] Caltrans, *Seismic Design Criteria Version 1.7*, California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129. 2013.
- [32] Dusicka, P.; Roberts, J. *Bridge Damage Models for Seismic Risk Assessment of Oregon Highway Network*. Final Report. Oregon Transportation Research and Education Consortium, Portland, Oregon, 2011.
- [33] Wen Y. K., Ellingwood B. R., Veneziano D., and Bracci J., *Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering*. MAE Center Project FD-2 Report, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign. 2003.
- [34] Melchers, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons Ltd., West Sussex, England, second edition. 1999.
- [35] Cornell, A. C., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A.. *Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines*. Journal of Structural Engineering, 128(4), 526–533. 2002
- [36] Padgett, J. *Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges Using Probabilistic Methods*, PhD thesis, Georgia Institute of Technology. 2007.
- [37] Hwang, H., Liu, J.B., and Chiu, Y.H. "Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges". Report No. MAEC RR-4, Mid-America Earthquake Center. 2001.
- [38] Nielson, B. *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, PhD thesis, Georgia Institute of Technology. 2005.
- [39] Basoz, N., and Mander, J.B., *Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS*, Final Pre-Publication Draft (#7) prepared for the National Institute of Building Sciences, March 31. 1999.
- [40] FHWA. *Bridge Replacement Unit Costs 2019*. Federal Highway Administration. <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/sd2019.cfm>
- [41] INPRES CIRSOC, *Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte VI. Puentes de Hormigón Armado*, INPRES CIRSOC 103, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Argentina. 2019.
- [42] Cardona O, A. Barbat, M Carreño, G Bernal, M Mora, C Velásquez, M Salgado, *Perfil de Riesgo de Desastres. Informe Nacional para Argentina*, CIMNE, Centro Internacional de Métodos numéricos en Ingeniería. Banco Interamericano de Desarrollo. 2016.