

# Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal

**Resumen:** La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes permite identificar aquellas estructuras sísmicamente deficientes y establecer prioridades y pautas relacionadas con la necesidad de su rehabilitación, refuerzo o reemplazo. Al respecto, en nuestro país no existe ninguna metodología establecida. El objetivo del presente trabajo es presentar un método de avanzada aplicado a dos puentes típicos ubicados en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional a fin de verificar su nivel de desempeño estructural. Se utiliza análisis dinámico no lineal, método considerado como el de mayor rigurosidad. Los modelos 3D utilizados se construyeron con la plataforma de elementos finitos OpenSees. Se verificó el mejor comportamiento sismorresistente del puente que presenta mayor rigidez del sistema suelo de relleno-pilotes en los estribos y con mayor número y robustez de las pilas. Ambos puentes cumplen con los niveles de desempeño exigidos, acorde a la vida útil remanente de cada uno de ellos.

**Palabras Claves:** Puentes, Metodología, Evaluación, Sismos, Vulnerabilidad.

**Abstract:** The evaluation of the seismic vulnerability of bridges allows identifying those seismically deficient structures and establishing priorities and guidelines related to the need for their rehabilitation, reinforcement or replacement. In this regard, in our country there is no established methodology. The objective of the present work is to present an advanced method applied to two typical bridges located in a zone of high and very high seismic hazard of the national territory in order to verify its level of structural performance. Nonlinear dynamic analysis is used, method considered as the most rigorous. The 3D models used were built using the OpenSees finite element platform. It was verified the best seismic resistant behavior of the bridge that presents greater rigidity of abutment backfill – pile system and with greater number and robustness of the bents. Both bridges meet the performance levels required according to the remaining service life of each of them.

**Keywords:** Bridges, Evaluation, Methodology, Earthquake, Vulnerability.

José A. Saracho<sup>1</sup>, Gustavo A. Perez<sup>2</sup>, José R. Barlek<sup>1,2</sup>, Oscar Dip<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán, Rivadavia 1050 (4000), S. M. de Tucumán, Tel: 0381- 4217150  
PID's UTN: "Evaluación y rehabilitación de puentes" y "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes".

Email: joseanibalsaracho@yahoo.com.ar.

<sup>2</sup>Universidad Nacional de Tucumán, Av. Independencia 1800 (4000), S. M. de Tucumán, Tel: 0381 4364087

## INTRODUCCIÓN

El daño sísmico reportado después de sismos importantes ocurridos en los últimos años (Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, Kocaeli en 1999, Taiwan en 1999, Tecomán en 2003, Cachemira en 2005, L' Aquila en 2009, Honduras en 2009, Haití en 2010, Chile en 2010 y Japón en 2011) ha vuelto a manifestar que los puentes son los componentes críticos de los sistemas de transporte. Al salir de servicio un puente se producen interrupciones significativas de las redes de transporte, ocasionando grandes pérdidas económicas indirectas. Asimismo, la necesidad de mantener operativas dichas redes para la atención de la emergencia luego de la ocurrencia del evento sísmico indica la importancia de que los puentes permanezcan en estado operacional, o de que al menos tengan función parcial y que la total sea restablecida en tiempos mínimos. Para comprobar este desempeño se debe verificar la aptitud estructural de los puentes ante la acción sísmica, con lo cual se podrán caracterizar los sistemas más susceptibles mediante determinaciones de su vulnerabilidad. Una vez realizado esto, se podrán establecer prioridades y pautas relacionadas con la necesidad de rehabilitación, refuerzo o reemplazo de las estructuras más comprometidas.

En nuestro país, no existe ninguna metodología contemplada al respecto. A nivel mundial, existen diversos procedimientos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes, desde los métodos de clasificación, inspección o puntaje para una evaluación preliminar, a los que obtienen la vulnerabilidad a partir de determinaciones analíticas, de estimaciones experimentales y de métodos estadísticos.

De la revisión efectuada de metodologías de evaluación analítica existentes, aquella propuesta en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes (FHWA,

2006) se constituyó en objeto de estudio por parte de nuestro grupo de investigación. Su importancia radica en el hecho de que se enmarca dentro de un procedimiento general de rehabilitación de puentes existentes basados en el desempeño estructural. En dicha metodología, se contempla la realización de una evaluación detallada en el caso de que los puentes fueran hallados deficientes en un análisis preliminar o bien en otras situaciones determinadas. Dentro de los diferentes métodos contemplados para dicha evaluación detallada, el correspondiente al Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) se considera como el de mayor rigurosidad y complejidad a costa de un mayor esfuerzo computacional y competencias para la interpretación de los resultados (FHWA, 2006). Al presente, en la literatura científica y técnica pudo advertirse que los casos de puentes estándar en donde se utiliza el análisis dinámico no lineal con un modelo refinado de la estructura, lo constituyen los estudios de curvas de fragilidad. Pudo a su vez observarse que a nivel mundial, para la construcción de dichos modelos, en todos estos casos no se trabaja con ningún software comercial, sino que se lo hace con el programa OpenSees (OpenSees, 2013). Se trata de una plataforma computacional desarrollada por investigadores pertenecientes al Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER).

A su vez, este mismo Centro proporciona herramientas para la búsqueda, escalado, selección y descarga de acelerogramas registrados en distintas partes del mundo. La base de datos cuenta con uno de los conjuntos más completos de meta-datos, incluyendo distintas caracterizaciones de sitio, datos de la fuente del sismo, etc.

El objetivo central de este trabajo consiste en presentar el uso de estas herramientas de avanzada para

la evaluación detallada de dos puentes típicos ubicados en zonas caracterizadas como de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. De esta manera, podrá determinarse si se alcanza o no el nivel de desempeño requerido para tales estructuras según el estado actual del conocimiento.

Cabe destacar que existen escasos antecedentes de estudios similares de evaluación detallada por medio de ADNL utilizando modelos refinados con consideraciones de la interacción suelo – estructura, con vistas a dirimir su desempeño sísmico y así establecer la necesidad o no de rehabilitación. En este sentido, el Manual de la FHWA (FHWA, 2006) carece de ejemplos ilustrativos que sirvan de guía para la aplicación de este tipo de evaluación detallada. A su vez, en dicha publicación no están definidos los parámetros de demanda ingenieril para caracterizar los distintos estados de daño luego de un ADNL.

Asimismo, en este trabajo se persigue el afán de dar a conocer el uso de la citada base de datos para la obtención de acelerogramas representativos de la sismicidad local, de manera tal de establecer las acciones en los modelos.

Por otro lado, se cree conveniente resaltar las diversas incompatibilidades e inconsistencias encontradas en análisis comparativos de las respuestas obtenidas mediante el uso de modelos de puentes estándar realizados con los programas SAP2000 y OpenSees (PEER, 2008). En el citado trabajo de referencia (PEER, 2008) se dan recomendaciones sobre el uso del programa SAP2000 para realizar un análisis dinámico no lineal en puentes, de manera de estimar la demanda sísmica de los componentes críticos y de la estructura considerada como sistema. Pero se recalca allí que dichas recomendaciones no deben usarse para la evaluación de los puentes. Por ello, siendo el

SAP2000 uno de los programas comerciales más utilizados, ante esta limitación planteada para llevar a cabo la evaluación detallada por ADNL debe propenderse al uso del programa utilizado en este estudio.

Como propósitos a futuro, se pretende avanzar en el desarrollo de Curvas de fragilidad para las distintas clases de puentes típicos (Saracho, 2014). Por otro lado, con la intención de hacer asequible para los referentes del Sistema de Gestión de Puentes de Vialidad Nacional de Argentina la metodología de evaluación detallada aquí presentada, se trabajará en la implementación de una plataforma computacional amigable que utilice como base de cálculo (solver) los archivos de procesamiento (script) desarrollados en OpenSees para los modelos de dichas clases de puentes típicos.

## METODOLOGÍA

El procedimiento de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal consiste una serie de pasos sucesivos. En primer lugar, se requiere de una evaluación de la sismicidad del sitio de emplazamiento de la obra para obtención de una serie de acelerogramas representativos de ese nivel de sismicidad. Posteriormente, se necesita determinar capacidad de los componentes críticos del puente de estudio. Luego se realiza el análisis dinámico no lineal para cada acelerograma. Finalmente se evalúan las respuestas, comparando las demandas sísmicas con las capacidades de los elementos, para determinar así el grado de daño alcanzado.

### Puentes de estudio seleccionados

Para este trabajo se seleccionaron dos puentes típicos 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 sísmica 3; corresponde a la clase: Puente de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples según el estudio realizado por los autores (Saracho, 2014). 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. 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 sísmica 4; pertenece a la clase de Vigas Cajón de Hormigón Continua de Tramos Múltiples. 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 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 (Saracho, 2014). En Figs. 1 y 2 se ofrecen vistas y cortes de estos puentes de estudio. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.

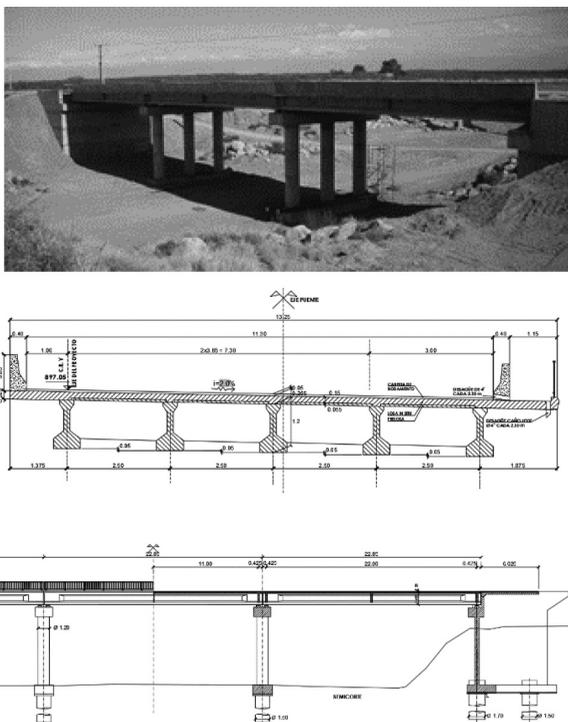


fig. 1. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40.

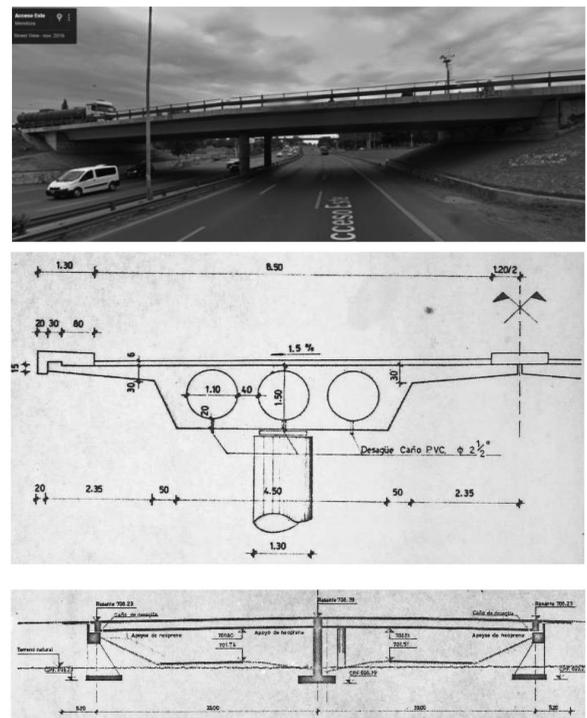


Fig. 2. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7 (dos puentes similares yuxtapuestos).

Cabe aclarar que, con el propósito de poder realizar un análisis comparativo de las respuestas de ambos puentes, para la obtención de las acciones se adoptó el escenario sísmico más desfavorable, que

corresponde al del puente sobre Ruta 7 en la Ciudad de Mendoza ubicado en zona sísmica 4 (muy elevada peligrosidad sísmica).

### Objetivos de desempeño estructural

En la metodología de la FHWA (FHWA, 2006), se fijan los objetivos de desempeño estructural a cumplir por las estructuras de puentes. En primer lugar se debe establecer la importancia del puente, distinguiéndose dos clases: 1) Puentes esenciales y 2) Puentes comunes. Los del primer grupo son aquellos que deben mantener su funcionalidad después de un terremoto, es decir que atraviesan rutas cuyo tránsito debe estar habilitado inmediatamente después del evento. Se trata de aquellos puentes que proporcionan acceso a los servicios de emergencias. En el grupo de los “comunes” se hallan todos los demás que no satisfacen las condiciones anteriores.

Luego se determina la Vida Útil Remanente (VUR) considerando que la vida útil promedio de los puentes es de 75 años. Se tienen tres categorías de VUR según el detalle ofrecido en Tabla 1.

Categoría de VUR	Periodo de VUR
VUR1	0 – 15 años
VUR2	16 – 50 años
VUR3	Mayor a 50 años

Tabla 1. Categorías de Vida Útil Remanente (VUR).

Los objetivos de desempeño estructural se fijan para dos niveles de sismos definidos como:

Sismo Menor: Tiene un 50% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, esto corresponde a un período de retorno promedio de unos 100 años.

Sismo Mayor: Tiene un 7% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, corresponde a

un período de retorno promedio de unos 1000 años.

A su vez, se definen cuatro niveles de performance o desempeño, según lo indicado a continuación:

Nivel de Desempeño 0 (ND0): Situación en la que no se recomienda ningún nivel mínimo de desempeño.

Nivel de Desempeño 1 (ND1): Seguridad de vida. Se asegura únicamente la vida, pero el daño permanente sufrido por el puente durante un terremoto es significativo y el servicio es interrumpido. El puente puede necesitar ser reemplazado después de un gran sismo.

Nivel de Desempeño 2 (ND2): Operacional. Después de ocurrido el sismo, el daño permanente es mínimo y todo el servicio para los vehículos de emergencia puede estar disponible después de una inspección y limpieza de escombros. El puente podrá ser reparado con o sin restricción del tráfico.

Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente operacional. Después del sismo, el daño permanente es despreciable. El servicio estará disponible para todos los vehículos después de la inspección y limpieza de escombros. Cualquier daño es reparable sin necesidad de interrupción del tráfico.

Finalmente, de acuerdo al nivel de sismo, la importancia del puente y la vida útil remanente, se establecen los niveles mínimos de desempeño recomendados (ver Tabla 2).

Sismo	Importancia y vida útil remanente del puente					
	Estándar			Esencial		
	VUR1	VUR2	VUR3	VUR1	VUR2	VUR3
Menor	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
Mayor	ND0	ND1	ND1	ND0	ND1	ND2

Tabla 2. Niveles mínimos de desempeño.

### Sismicidad local, obtención de acelerogramas

Para la obtención de las ordenadas espectrales de los Sismos denominados Menor y Mayor respectiva-

mente se parte del espectro correspondiente al Sismo de Diseño (periodo de recurrencia de 475 años), el cual es fijado por el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES CIRSOC 103 (INPRES, 2013). En este trabajo, el método utilizado para tal fin corresponde al propuesto por el Dr Aguiar Falconi (Falconi, 2004). En primer lugar se obtiene la forma espectral para el Sismo Frecuente (43 años de periodo de retorno), para lo cual se divide por tres a las magnitudes de las ordenadas del Sismo Raro (correspondiente al de Diseño, recurrencia de 475 años). Luego, las ordenadas espectrales para el Sismo Menor (recurrencia de 100 años) se obtienen después de multiplicar por 1.4 los valores de las ordenadas del espectro del Sismo Frecuente. Para el Sismo Mayor (sismo muy raro, recurrencia de 1000 años), sus ordenadas resultan de multiplicar por 1.3 los valores del Sismo de Diseño (recurrencia de 475 años).

Otro aspecto determinante para obtener de los acelerogramas lo constituyen las características del sitio de emplazamiento del puente. En estos casos de estudio, la sismicidad local 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 y San Juan 1977 (Frau y Saragoni, 2005). La fuente sismogénica predominante en el centro oeste argentino lo constituyen fallas geológicas activas del tipo inversa (Frau, 2009).

En la Fig. 3 se ubican las fuentes potenciales del centro-oeste argentino. Allí están resaltadas las dos fallas cercanas a los puentes de estudio, la del Cerro La Cal para el puente sobre Ruta 7 y la de Tupungato, para la estructura sobre la Ruta 40. En la Tabla 3 se resumen las características fundamentales de dichas fuentes sísmicas potenciales.

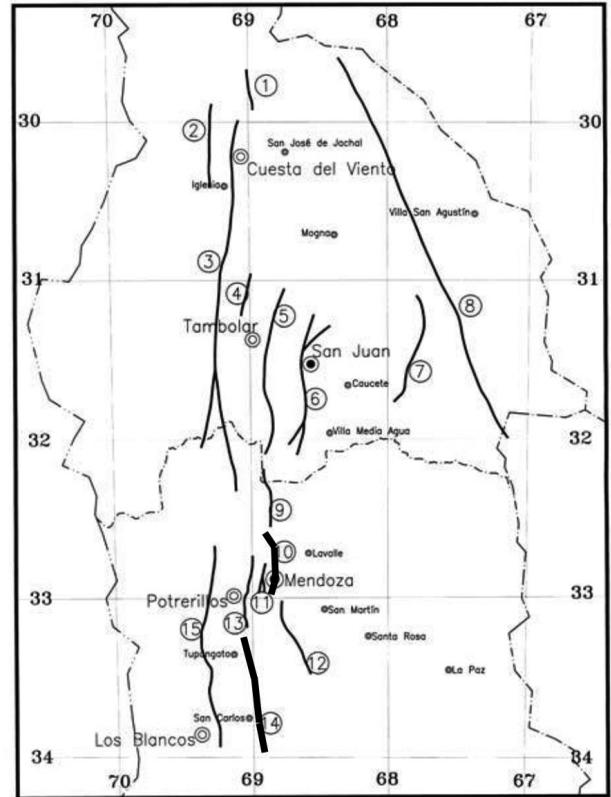


Fig. 3. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino (Frau y Saragoni, 2005).

Nº	Fuente sísmica	Terr. Pot. Máx.		Terreno Histórico Asociado Fecha/Magnitud
		Mag. [Ms]	Recurr. [años]	
10	Cerro La Cal	7.0	1300	20/03/1861, Ms=7.0
14	Tupungato	7.0	1000	-

Tabla 3. Características de fuentes sísmicas potenciales cercanas a los puentes de estudio.

Según las prescripciones del Manual de la FHWA, cuando se trata de casos en donde los puentes se hallan ubicados a menos de 10 km de fallas activas y con periodos mayores a 0.5 seg., se deben realizar estudios detallados sobre los efectos de fuente cercana para ver si afectan significativamente la respuesta de las estructuras. Precisamente, esta es la situación de los puentes de estudio.

Los acelerogramas representativos de la sismicidad del sitio, compatibles con los espectros para el Sismo Menor y Mayor, se obtienen utilizando la base de datos del PEER. Para ello se ingresa al sitio web del PEER: [www.ngawest2.berkeley.edu](http://www.ngawest2.berkeley.edu), en donde se presenta una especie de formulario en el que se cargan distintos datos, como ser: archivo de las ordenadas del espectro de respuesta objetivo (para los Sismos Menor y Mayor respectivamente), rango de magnitud del sismo, tipo de falla, rango de distancias a la falla, velocidad media de la onda de corte en los 30 metros superficiales del suelo de emplazamiento de la obra y otros criterios para la búsqueda de registros compatibles (ver Fig. 4). Como resultado, se obtienen archivos de acelerogramas escalados de sismos registrados en distintas partes del mundo (dos componentes horizontales y la vertical).

Ingenieril (PDI) para caracterizar los distintos estados de daño luego de realizado el ADNL. Acorde a los niveles de desempeño establecidos, en este trabajo se definen umbrales de daño que ofician de límites para dichos niveles. Para ello, se adoptaron los criterios propuestos en estudios recientes para el desarrollo de Curvas de Fragilidad en puentes (Caltrans, 2012) basados en la utilización de dos PDI. El primero tiene que ver con la capacidad por curvatura de las columnas, denominado ductilidad por curvatura, que resulta ser el cociente entre la curvatura máxima alcanzada y la correspondiente a la primera fluencia de las barras longitudinales (Ecuac. 1).

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_{Max}}{\varphi_{Fluencia}} \tag{1}$$

El otro parámetro está relacionado con la capacidad de desplazamiento de la superestructura en función de las dimensiones de los elementos que le sirven de apoyo. Así, entran en juego tanto las medidas de los pedestales donde se ubican los elastómeros, como también los anchos de sustentación disponibles en las vigas cabeceras de pilas y en la base de apoyo de estribos (ver Fig. 5).

La Tabla 4 muestra los umbrales de daño referidos, con los respectivos niveles de desempeño que limitan. Cada vez que se supera uno de estos umbrales, el componente afectado y por ende el puente en su conjunto sufre distinto nivel de daño visible, lo que conlleva a una estrategia diferente de reparación. Asimismo, según se indicó, cada nivel de daño está asociado con un determinado nivel de desempeño.

En la Tabla 5, se muestran los distintos umbrales de daño, con los correspondientes valores de los PDI, adoptados para este estudio.



Fig. 4. Base de datos PEER.

## Niveles de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

Según se comentó en la introducción, en el Manual de la FHWA no se fijan los Parámetros de Demanda

Umbral de Daño en Compon.	Niveles de daño en componentes				
	UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3	
Rango de Daño en Compon.	Ningún Daño	Daño despr.	Daño mín. Repar. Menor	Daño signif. Repar. Import.	Daño Irrepar. Reempl. de Comp.
Nivel de desempeño		ND3	ND2	ND1	

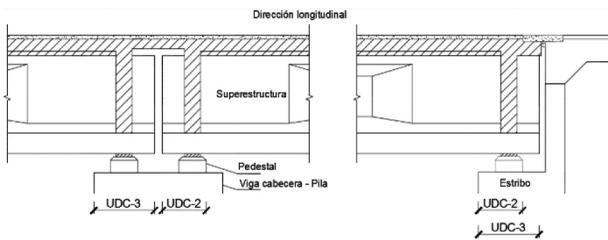


Fig. 5. Longitudes de apoyo disponibles para la superestructura, en Pila y Estribos, según definición de los distintos Umbrales de Daño en Componentes.

Parametro de Demanda Ingenieril	Puente	Umbral de Daño en Componente			
		UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Ductilidad por Curvatura ( $\mu\phi$ )	Ambos	1	4	8	12
Desplazamiento Superestr. [mm]	Puente R 7	30	100	350	450
	Puente R 40	30	100	475	750

Tabla 5. Umbrales de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril.

En el caso de la ductilidad por curvatura, los valores adoptados responden al comportamiento dúctil esperado en función de los detalles de armado en los extremos de las columnas hallados en los planos. Según los criterios fijados por Caltrans para la inspección visual post-sismo y evaluación de la capacidad de puentes de hormigón armado (Caltrans, 2008), se espera dicho comportamiento dúctil cuando en los extremos de las columnas, en las regiones donde se forman las articulaciones plásticas, entre otras exigencias se cuenta con una armadura transversal de confinamiento cuya separación cumple con la siguiente condición:

$$Sep_{estr} \leq \text{Min} (6 D_{long}, 0.20 m) \quad (2)$$

En inecuación 2,  $D_{long}$  representa el diámetro de las barras correspondientes a la armadura longitudinal. En Tabla 6 se indican las separaciones de estribos requeridas para las columnas de ambos puentes según el criterio planteado y también las efectivamente constatadas en los planos (ver Figs. 6 y 7).

Puente	Diám. de Armad. Long. ( $D_{long}$ ) [mm]	Sep. de estribos s/ inec. (2) [m]	Sep. de estribos exist., s/ planos [m]
Ruta 7	25	0.15	0.08
Ruta 40	25	0.15	0.15

Tabla 6: Separaciones de estribos requeridas para comportamiento dúctil de columnas en los puentes de estudio. Separaciones existentes.

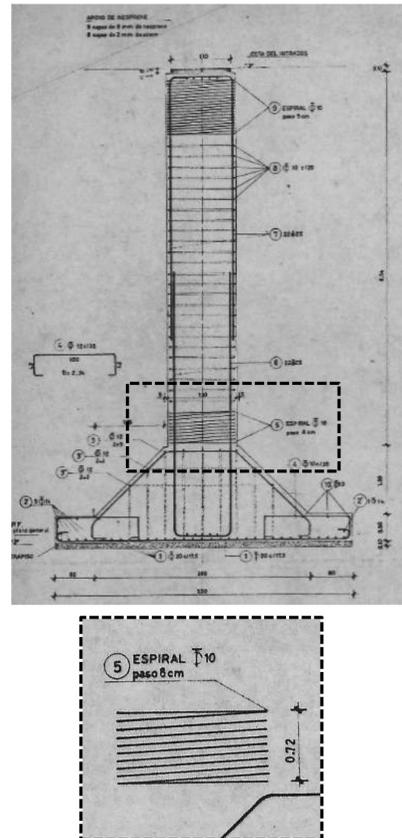


Fig. 6. Detalles de armado en pila de puente Ruta 7.

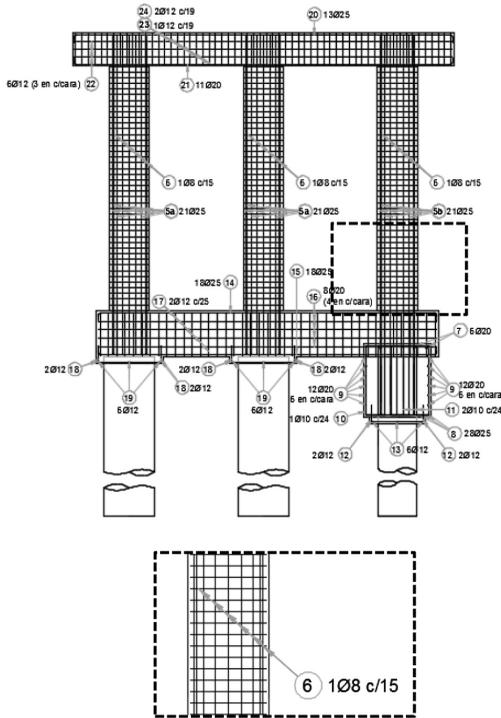


Fig. 7. Detalles de armado en pila de Puente Ruta 40.

Asimismo, de los planos se extrajo la capacidad de desplazamiento de la superestructura, en función de las dimensiones de los elementos de apoyo según lo señalado en Fig. 5.

### Modelos analíticos

Se desarrollaron modelos analíticos 3D de los puentes de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees. 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 (Caltrans, 2013). Para las pilas se adoptaron elementos

de barra no lineales con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formarán las rótulas 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. En el caso de las armaduras, éstas fueron modeladas utilizando el modelo material Steel01 provisto por OpenSees; se trata de un modelo bilineal con endurecimiento cinemático. En el hormigón, el confinamiento mejora la resistencia y la ductilidad; por esta razón se emplearon distintos modelos para el hormigón confinado y no confinado. Se utilizó el modelo material Concrete01 con diferentes parámetros para uno y otro caso.

Por otro lado, los estribos son uno de los componentes claves de los puentes que afectan su respuesta sísmica. Por lo tanto, resulta importante la consideración de la interacción suelo estructura en el mode-

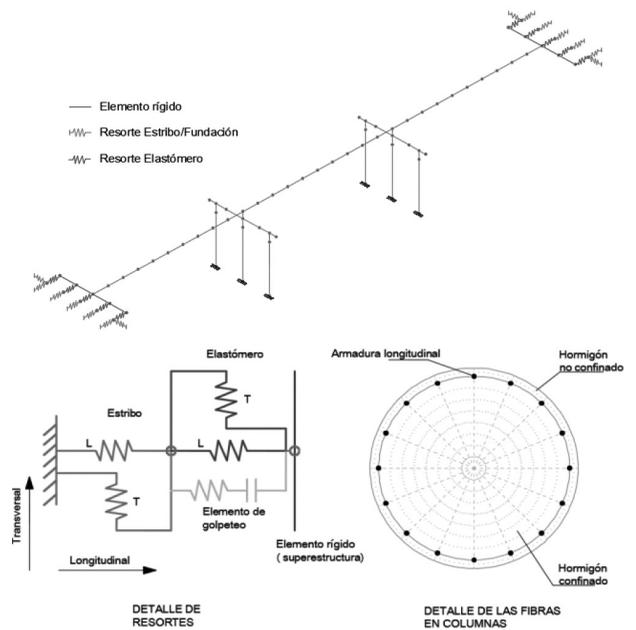


Fig. 8. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes.

lado de dicho componente. Para ello, se dispusieron resortes en los extremos del modelo con relaciones no lineales de fuerza-deformación contempladas en las disposiciones de Caltrans (Caltrans, 2013).

En Fig. 8 se ofrece una vista del modelo analítico del puente sobre Ruta 40, así como detalles de los resortes en estribos y de las fibras en columnas.

En la Fig. 9 pueden apreciarse las leyes constitutivas que corresponden a los materiales de las fibras.



Fig. 9. Modelos constitutivos para materiales en fibras de columnas.

En Fig. 10 se pueden ver las relaciones fuerza- deformación tomadas para los distintos resortes ubicados en los extremos, en correspondencia con los estribos. Por un lado, se considera el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro pantalla. Por el otro, con un resorte conectado en serie al anterior, se consideran las acciones activa y pasiva de los pilotes. Esta situación se contempla en el caso del puente sobre Ruta 40. En el caso del puente más antiguo, solo se toma en cuenta la primera acción, dado que se trata de un estribo del tipo simple, con fundación superficial vinculada a la viga cabecera mediante dos contrafuertes. Asimismo, en dicha figura se puede apreciar la relación fuerza- deformación adoptada para los elementos que representan el golpeteo entre el extremo de la superestructura y el muro pantalla del estribo, considerando el espacio vacío entre ambos. Por último, se ofrece el modelo analítico escogido para los elastómeros, en el cual la capacidad última por corte ( $F_{fricción}$ ) depende de la fricción entre el neopreno y el hormigón.

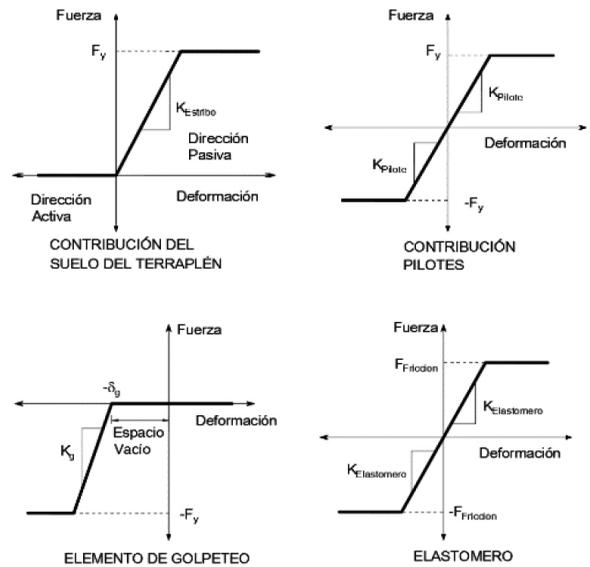


Fig. 10. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos.

## RESULTADOS

Los acelerogramas compatibles con los espectros correspondientes a los Sismos Menor y Mayor resultantes del método de Aguiar Falconí se obtuvieron de la Base de datos del PEER. Allí se cargaron los archivos de estas ordenadas espectrales y se indicaron los siguientes parámetros: tipo de falla inversa, Magnitud entre 6.0 y 7.5, distancia a la falla entre 1km y 10 km, velocidad superficial de la onda de corte entre 120 a 250 m/s. Para el caso del Sismo Mayor, se consiguieron 7 registros correspondientes al sismo de Christchurch, New Zealand, con factores de escala que van desde 1 a 1.8. En Fig. 11 se representan los espectros de dichos registros escalados, observándose la buena aproximación del promedio de la serie respecto del espectro objetivo para este caso del Sismo Mayor.

En Fig. 12 se ofrecen los registros de las tres componentes de uno de estos acelerogramas (aceleración máx. horiz.: 0.7 g).

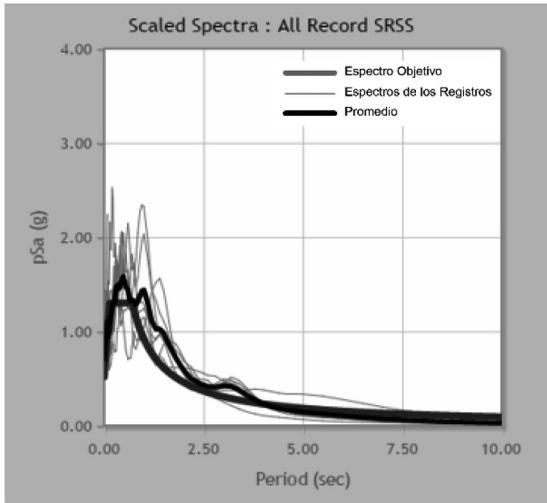


Fig. 11. Espectros de registros escalados obtenidos.

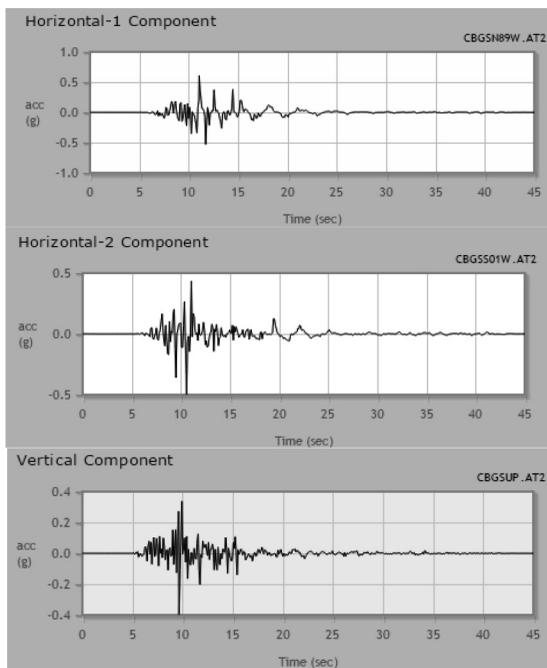


Fig. 12. Componentes de uno de los Registros escalados obtenidos.

En la Tabla 7 se muestran los periodos fundamentales correspondientes a cada una de las estructuras analizadas. En ambos casos, este primer modo de vibración se da en la dirección longitudinal.

Puente	Periodo [seg]
Ruta 40	0.55
Ruta 7	0.91

Tabla 7. Periodos fundamentales de los puentes analizados.

En lo que sigue, por razones de abreviación, solo se presentarán algunos resultados correspondientes a la respuesta de ambas estructuras ante el Sismo Mayor.

Las Figs. 13 y 14 ofrecen las respuestas de desplazamientos de la superestructura de ambos puentes en la dirección longitudinal, en la cual se registraron los mayores valores. En la Tabla 8 se ofrecen dichos valores máximos.

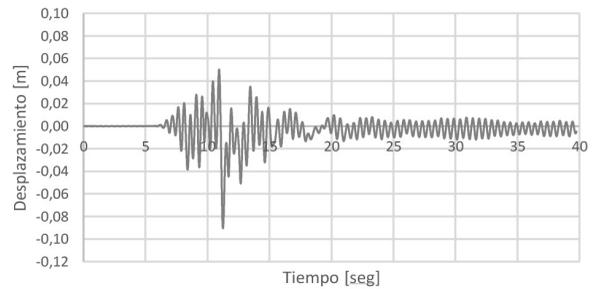


Fig. 13. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

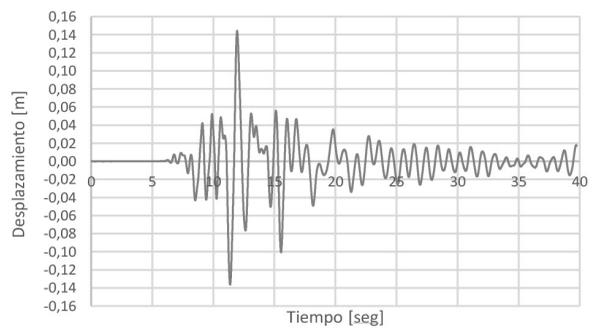


Fig. 14. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

Puente	Desplazamiento máximo longitudinal [m]
Ruta 40	0.09
Ruta 7	0.144

Tabla 8. Desplazamientos máximos de los puentes analizados en Dirección Longitudinal.

Asimismo, se monitoreó la respuesta Momento-Curvatura de las columnas. En las figs. 15 y 16 se muestran dichas respuestas para los dos puentes en la dirección longitudinal, donde resultaron más desfavorables. Según se definió en Ecuación 1, la ductilidad por curvatura constituye la relación entre la curvatura máxima alcanzada y la de fluencia. Dicha curvatura de fluencia se obtiene utilizando el programa SAP2000 a través de la modelación de la sección transversal de la columna, con indicación de la carga normal de compresión a la cual se halla sometida. En Fig. 17 se aprecia la aproximación bilineal de la respuesta momento curvatura obtenida del programa para el caso de la columna del puente sobre Ruta 7. Allí está marcado el punto de la curva correspondiente a la Curvatura de Primera Fluencia.

En Tabla 9 se ofrecen los resultados de las Curvaturas de Fluencia, Curvaturas Máximas y las Ductilidades de Curvatura para las columnas de ambos puentes.

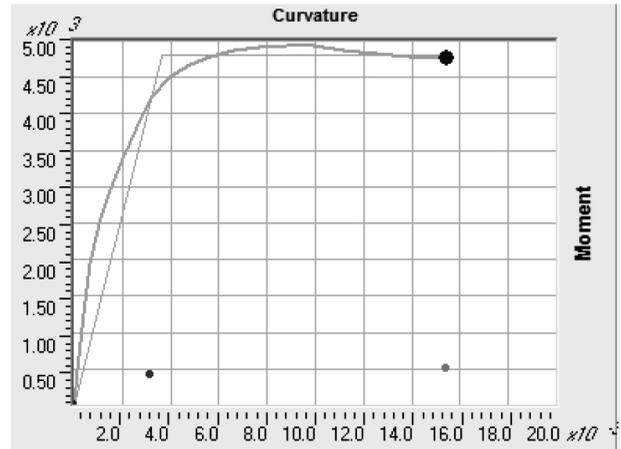


Fig. 17. Aproximación bilineal de la respuesta Momento- Curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7. Punto de curvatura de fluencia.

Puente	Curvatura de Fluencia $\varphi_{Fluencia}$ [m <sup>-1</sup> ]	Curvatura Máxima $\varphi_{Max}$ [m <sup>-1</sup> ]	Ductilidad de Curvatura $\mu_{\varphi}$
Ruta 40	0.00277	0.014	5.05
Ruta 7	0.00316	0.029	9.27

Tabla 9. Curvatura de Fluencia, Curvatura Máxima y Ductilidades de Curvatura en columnas de los puentes analizados.

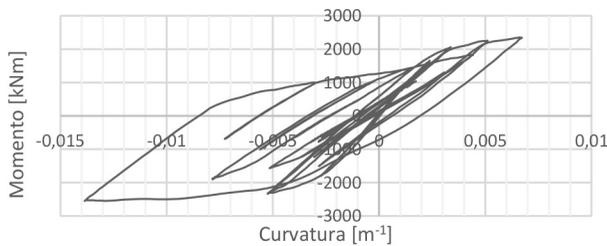


Fig. 15. Diagrama Momento-Curvatura en columna lateral de pila del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

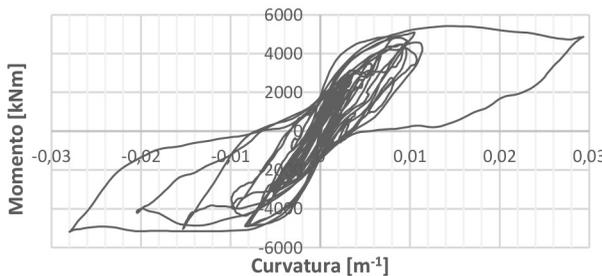


Fig. 16. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

La Fig. 18 muestra la respuesta del sistema suelo de relleno-pilotes en estribo para el puente sobre Ruta 40, en dirección longitudinal. En este caso, para la respuesta entran en juego tanto el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro pantalla como la acción activa y pasiva de los pilotes. Obsérvese el desplazamiento máximo de 0.09 m, coincidente con el máximo reportado para la superestructura en Tabla 8.

Por su parte, para el caso del puente sobre Ruta 7, la Fig. 19 muestra la respuesta longitudinal, influenciada solo por el empuje pasivo del suelo de relleno sobre el muro de pantalla del estribo. Ídem al caso anterior, el desplazamiento máximo registrado de 0.14 m coincide con el valor indicado para la superestructura en Tabla 8.

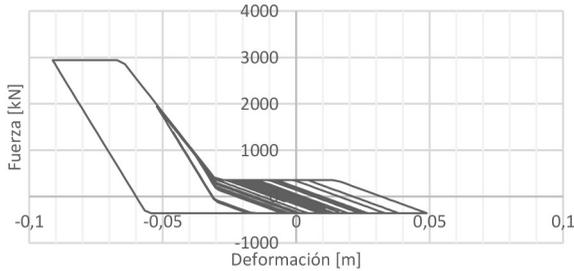


Fig. 18. Respuesta del sistema suelo de relleno-pilotes en estribo de Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

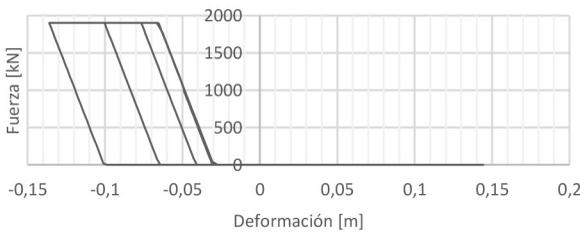


Fig. 19. Respuesta del Sistema Suelo de Relleno-Muro de Pantalla en Estribo de Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

La Fig. 20 ofrece la respuesta de los apoyos elastoméricos ubicados sobre los estribos del puente sobre Ruta 40, en dirección longitudinal.

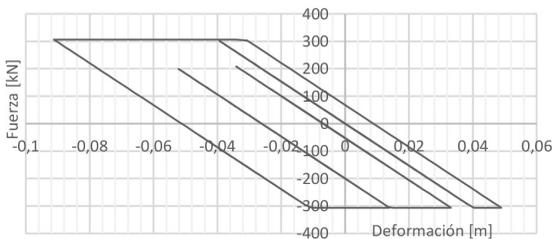


Fig. 20. Respuesta de los Apoyos Elastoméricos sobre Estribos en Puente sobre Ruta 40, en Dirección Longitudinal.

## DISCUSIÓN

En ambos puentes, para el Sismo Mayor, la Ductilidad por Curvatura en el sentido longitudinal resultó superior que la transversal y la correspondiente al puente más antiguo resultó ser un 80 % mayor. De acuerdo a las prescripciones de Caltrans, el puente

sobre la Ruta 7 acusa un nivel de daño significativo con necesidad de reparaciones importantes para llevarlo al estado operacional. En tanto el puente sobre Ruta 40 presenta daño mínimo con necesidad de reparaciones menores. Conforme a los resultados obtenidos, ambos puentes cumplen con los requerimientos mínimos de desempeño tanto para el Sismo Menor como para el Mayor. Para este último caso, el puente antiguo, con menos años de vida útil remanente respecto del nuevo, requiere un nivel de desempeño 1, que garantiza seguridad de vida con daños permanentes significativos (ver Tabla 2). Por su parte, el puente nuevo, con más años para prestar servicio, requiere un nivel de desempeño 2, lo que implica mantenerse operacional luego del evento sísmico, con daños permanentes mínimos.

El desplazamiento pasivo del suelo resulta mayor en el caso del puente más antiguo. Asimismo, se aprecia la significativa no linealidad en el comportamiento de los apoyos elastoméricos. El comportamiento global de las estructuras se ve fuertemente influenciado por el sistema suelo-pilote del estribo. La diferencia en la respuesta, longitudinal y transversal, justamente radica en el hecho de la mayor rigidez del sistema suelo-pilotes del estribo del puente nuevo y también en la mayor cantidad y robustez de las pilas. Otro hecho desfavorable para la respuesta del puente de la ruta 7 lo constituye el mayor peso propio de la superestructura, superior en aproximadamente un 34 %.

## CONCLUSIONES

Se presentó una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos mediante análisis dinámico no lineal conforme al actual estado del conocimiento, desde la evaluación de la sismicidad

del sitio de implantación de la obra hasta la determinación de su desempeño estructural.

A la luz de los resultados obtenidos, y al haber comprobado la sensibilidad de la respuesta de los modelos en relación a la rigidez del sistema suelo-pilote en los estribos, se recomienda en todos los casos tener en cuenta esta propiedad al construir los modelos para efectuar las evaluaciones detalladas. Asimismo, se cree conveniente incorporar en los modelos el comportamiento de las llaves de corte y también la interacción suelo-estructura en la fundación de las pilas.

El detalle de armado en los extremos de las columnas resulta decisivo sobre el comportamiento sismorresistente de las mismas y por ende del puente como sistema. Esto influye directamente sobre los valores a adoptar en los umbrales de daño para ductilidad por curvatura. Si no se prevé comportamiento dúctil, como ocurre para los casos aquí tratados, dichos umbrales se

reducirán considerablemente. Esto llevará a que para una misma respuesta, en términos de ductilidad por curvatura, se incurriera en un nivel de daño mayor en esos casos.

Se recomienda aplicar este método de evaluación detallada a puentes de distintas tipologías ubicados en cercanía a fallas activas en zonas de elevada y muy elevada peligrosidad sísmica del territorio nacional. De esa manera, se hará una primera identificación de aquellas estructuras pasibles de requerir rehabilitación, refuerzo o reemplazo.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Vialidad Nacional. Nuestra especial gratitud por la predisposición y valiosa colaboración del Ing. Horacio Ferrada, referente del SIGMA Puentes del 4to Distrito-Mendoza.

## REFERENCIAS

- FHWA (2006). 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).
- OpenSees (2013). 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).
- PEER (2008). Aviram, Ady; McKie, Kevin; Stojadinovic, Bozidar. Pacific Earthquake Engineering Research Center. "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California". California Department of Transportation. California. i-iii. (2008).
- Saracho (2014). 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).
- INPRES (2013). Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes". 31-32. (2013).
- Falconi (2004). Falconi, Roberto Aguiar. "Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos". Universidad Central de Venezuela. Boletín Técnico. 184-186. (2004).
- Frau y Saragoni (2005). Frau, Carlos; Saragoni, Rodolfo. "Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del oeste argentino". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Chile. 1. (2005).
- Frau (2009). Frau, Carlos D. "Sismicidad Regional, Estudios de riesgo sísmico y el fallamiento local". I Jornadas Internacionales sobre Gestión de Riesgos de Desastres. Mendoza, Argentina. 15. (2009).
- Caltrans (2012). DesRoches, R; Padgett, J.; Ramanathan, K.; Dukes, J. Georgia Institute of Technology. "Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships". California Department of Transportation. 186-203. (2012).
- Caltrans (2008). Veletzos, Marc; Panagiutou, Mario; Restrepo, Jose; Sahs, Stephen. Department of Structural Engineering School of Engineering University of California. "Visual Inspection & Capacity Assessment of Earthquake Damaged Reinforced Concrete Bridge Elements". California Department of Transportation. 9-17. (2008).
- Caltrans (2013). California Department of Transportation. "Caltrans Seismic Design Criteria". California Department of Transportation: California. 124-129. (2013).