

Contribuciones para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos en Argentina en cercanía de fallas activas

Contributions for the evaluation of seismic vulnerability of typical bridges in Argentina in proximity of active faults

José Aníbal Saracho^{*,a}, Gustavo Ariel Perez^b, José Rodolfo Barlek^c, Óscar Dip^c,
Eduardo Alberto Castelli^d

^a Magister en Ingeniería Estructural, Ingeniero en Construcciones y Civil. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. S. M. de Tucumán, Argentina

^b Dr. Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. S. M. de Tucumán, Argentina

^c Magister en Ingeniería Estructural, Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Tucumán, Instituto de Estructuras. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán. S. M. de Tucumán, Argentina.

^d Ingeniero Civil. Vialidad Nacional, Distrito Tucumán. S. M. de Tucumán, Argentina

Recibido el 3 de mayo de 2018; aceptado el 3 de diciembre de 2018

FUENTE DE FINANCIACIÓN:

Las Instituciones que han proporcionado financiación económica para la realización de la Investigación son:
la Universidad Tecnológica Nacional y la Universidad Nacional de Tucumán.

AGRADECIMIENTOS

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

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 Argentina no existe ninguna metodología establecida. El objetivo 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.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: puentes; metodología de evaluación; vulnerabilidad sísmica

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 Argentina there is no established methodology. The objective 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.

© 2019 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: bridges; evaluation methodology; seismic vulnerability

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: joseanibalsaracho@yahoo.com.ar (José Aníbal Saracho).

1. 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.

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes puede seguirse un camino probabilístico o bien abordar un método determinístico. En el primer caso se tienen en cuenta la aleatoriedad e incertidumbres de los parámetros que afectan a la capacidad y a la demanda sísmica. En este sentido, en los últimos tiempos se ha popularizado el uso de un procedimiento que caracteriza la naturaleza probabilística de estos aspectos, denominado "Curvas de fragilidad".

Concretamente, las curvas de fragilidad representan la probabilidad acumulada de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Dichas curvas constituyen relaciones entre la acción sísmica y el daño para diferentes tipos de estructuras. En Fig. 1 se ofrecen las curvas de fragilidad obtenidas por Nielson [1] para puentes de hormigón armado de múltiples tramos en zonas de moderada peligrosidad sísmica de los Estados Unidos. En abscisas se representan valores de la aceleración pico del terreno (PGA), expresados como fracción de la aceleración de la gravedad, mientras que en ordenadas, la probabilidad acumulada de exceder un determinado estado de daño. Cada una de las curvas de la figura corresponde a un determinado estado de daño, caracterizados como: leve, moderado, severo y total.

Por otro lado, en cuanto al camino determinístico, de la revisión efectuada de metodologías de evaluación analítica existentes, aquella propuesta en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes [2] 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

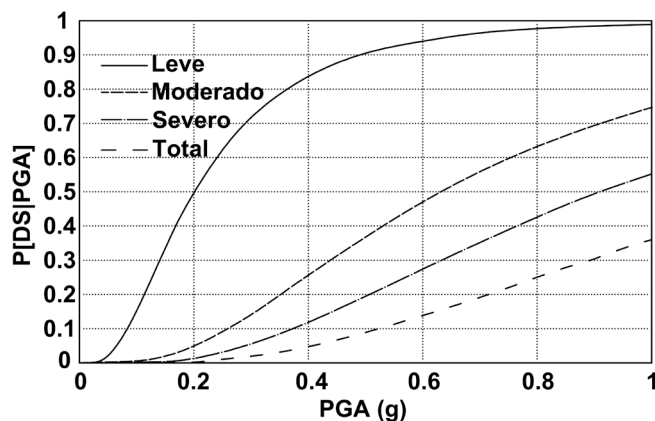


Figura 1. Curvas de Fragilidad para puentes típicos de hormigón armado en zona central de USA [1].

de mayor rigurosidad y complejidad a costa de un mayor esfuerzo computacional y competencias para la interpretación de los resultados [2]. Asimismo, se prescribe que este es el método que corresponde aplicarse en casos de estructuras complejas e irregulares y también de aquellas ubicadas en la cercanía de fallas activas. 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 la gran mayoría de estos casos no se trabaja con ningún software comercial, sino que se hace con el programa OpenSees [3]. 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 [2] 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. En razón de estas situaciones, los ejemplos aquí desarrollados y los criterios adoptados en la definición de dichos parámetros de demanda ingenieril constituyen una guía para la aplicación de la metodología. Asimismo, en este trabajo se persigue el afán de dar a conocer el uso de la citada base de datos para la



Figura 2a. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Vista.

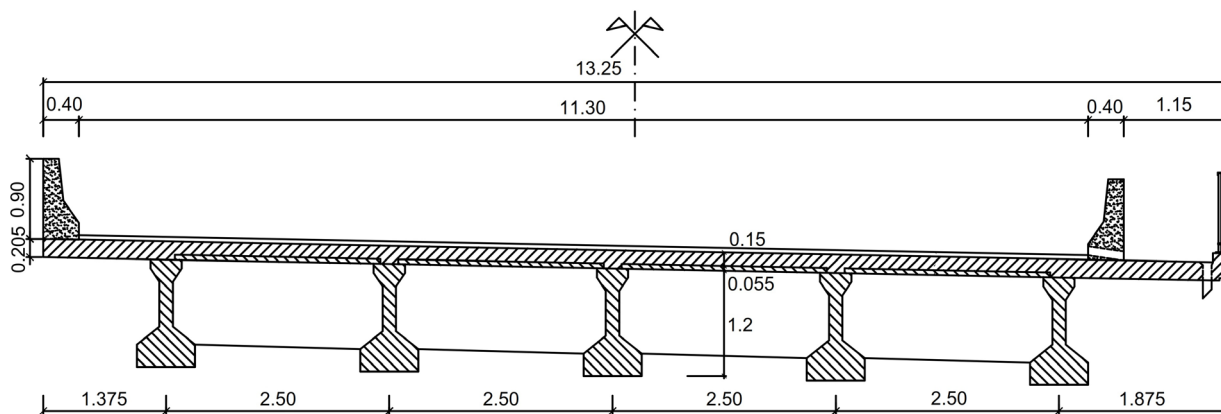


Figura 2b. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Sección transversal.

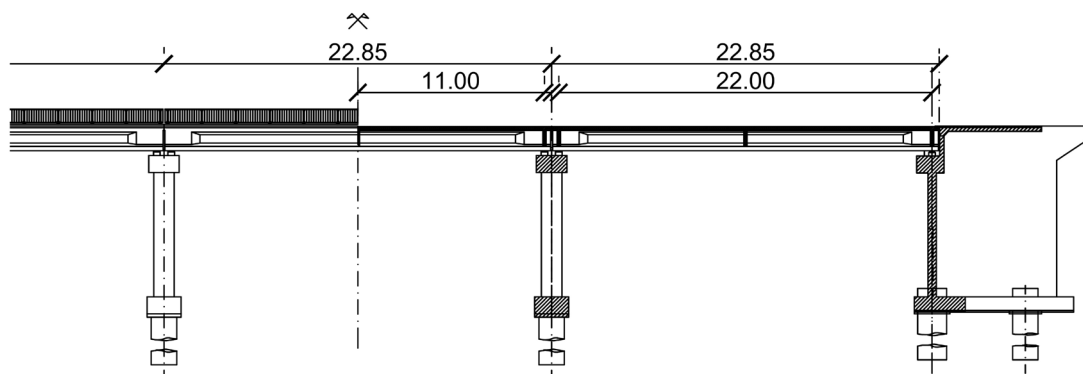


Figura 2c. Puente sobre Arroyo Tierras Blancas, Ruta Nacional 40. Semicorte longitudinal.

obtención de acelerogramas representativos de la sismicidad local, de manera tal de establecer las acciones en los modelos.

Como propósitos a futuro, se pretende avanzar en el desarrollo de Curvas de fragilidad para las distintas clases de puentes típicos [4]. 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.



Figura 3a. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7 (dos puentes similares yuxtapuestos). Vista.

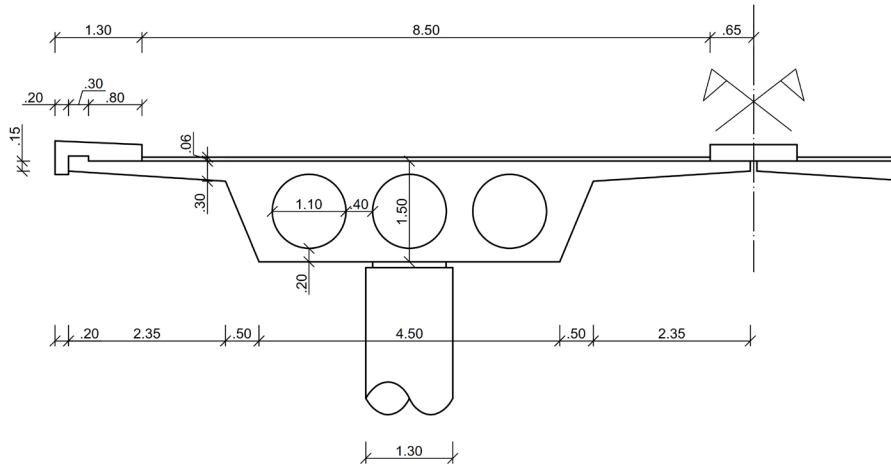


Figura 3b. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7. Sección transversal.

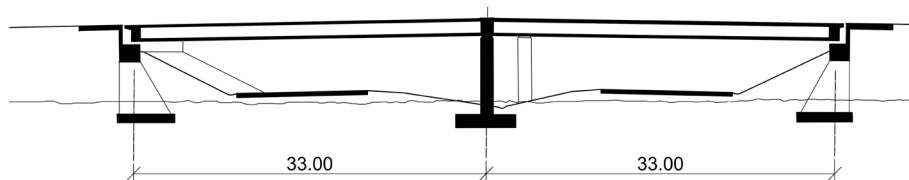


Figura 3c. Puente Acceso Este a Ciudad de Mendoza, Ruta Nacional 7. Corte longitudinal.

2. METODOLOGÍA

El procedimiento de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal consiste en 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.

2.1. 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 caracterizada como de “elevada peligrosidad sísmica”; corresponde a la clase: Puente de Vigas de Hormigón Simplemente Apoyado y de Tramos Múltiples según el estudio realizado por los autores [4]. 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 apoyo de hormigón armado. En los estribos se tienen 5 elastómeros de dimensiones 25 x 50 x 6 cm, con una altura neta de 4.8 cm, en tanto que en las pilas se cuenta con 10 elastómeros de 25 x 50 x 3 cm, con una altura neta de 2.4 cm. 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 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 elastoméricos de 50 x 30 x 8.8 cm, con una altura neta de 7.2 cm, mientras que en la pila se cuenta con un elastómero de 110 cm de diámetro por 8.8 cm de altura, con idéntica altura neta.

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 [4]. En Figs. 2 y 3 se ofrecen vistas y cortes de estos puentes de estudio. La longitud total de ambas estructuras es de aproximadamente 66 m.

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 de “muy elevada peligrosidad sísmica”. Esto se justifica fundamentalmente en el hecho de que se procurará establecer el desempeño estructural de los dos puentes seleccionados ante la misma acción sísmica, cuyos sistemas estructurales están conformados de forma diferente en lo que hace a número de tramos, tipo de superestructura, constitución de las pilas y tipo de estribos. Esto llevará a importantes conclusiones que serán presentadas en el apartado de discusión de los resultados obtenidos.

2.2. Objetivos de desempeño estructural

En la metodología de la FHWA [2], 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.

TABLA 1
Categorías de Vida Útil Remanente (VUR) [2].

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

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).

2.3. Sísmicidad local, obtención de acelerogramas

Los acelerogramas a utilizar en análisis dinámico no lineal para verificación del desempeño estructural deben representar el ambiente tectónico y las condiciones locales del sitio de emplazamiento del puente. Estos acelerogramas pueden provenir de registros de sismos reales que luego son escalados conforme

TABLA 2
Niveles mínimos de desempeño [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

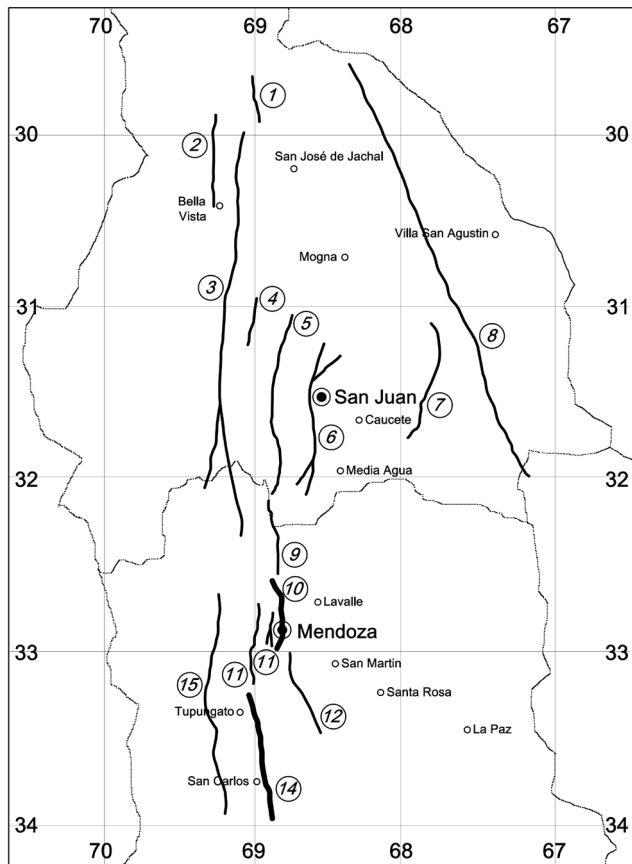


Figura 4. Ubicación de fuentes sísmicas potenciales del centro-oeste argentino [15].

a un determinado espectro de respuesta, o bien puede tratarse de acelerogramas sintéticos compatibles con dicho espectro.

Los acelerogramas sintéticos pueden ser obtenidos por generación artificial de registros espectralmente compatibles mediante el empleo de software para ese propósito especial. Esta modalidad resulta muy atractiva para obtener movimientos del terreno artificiales con distintos niveles de amenaza sísmica. Por otro lado, mientras estos registros sintéticos están forzados a ser compatibles con el espectro de diseño específico del sitio de estudio, por ejemplo, es altamente posible obtener registros que tienen contenidos de energía y frecuencia que no se presentan en la realidad. Asimismo, los registros sintéticos tienen generalmente una duración mayor en comparación con los reales [5]. Bommer y Acevedo [6] indicaron que los acelerogramas reales constituyen claramente una opción viable para proveer datos de entrada para el análisis dinámico de estructuras, siendo de hecho más realistas que los registros artificiales y también más fáciles de obtener que los acelerogramas sintéticos espectralmente compatibles generados a partir de modelos de la fuente sísmogénica. Naeim y Lew [7] mencionaron que hay riesgo de potenciales problemas significativos asociados con el uso descontrolado de registros sintéticos en el diseño sísmico. Ello puede llevar a una exageración en la demanda de desplazamiento y energía, lo cual podría distorsionar el desempeño esperado de la estructura cuando se halla expuesta a acción sísmica. Para no toparse con tales problemas, como así también evitar resultados erróneos en los análisis, en este estudio no se utilizarán acelerogramas sintéticos. En su lugar, serán usados registros

de movimientos sísmicos que representan el potencial sísmico de la región investigada.

Muchos estudios han resaltado la importancia de alcanzar un espectro objetivo en los procesos de selección y modificación de registros de movimientos del terreno, como por ejemplo en el trabajo de Bommer y Acevedo [6]. Se entiende por espectro objetivo, aquel que representa el potencial sísmico de la región de interés y al cual deben aproximarse cada uno de los espectros de los registros seleccionados. Estos espectros objetivos se pueden obtener por medio de análisis de amenaza sísmica por la vía determinística, probabilística, o bien a partir de los brindados en los códigos de diseño sísmico. Este último, será el camino a seguir en este estudio.


Hay diversos algoritmos de selección de movimientos del terreno disponibles en la literatura, como los presentados en [8], [9] y [10]. Una de las herramientas propuestas más versátiles lo constituye la aplicación web de la base de datos de movimientos del terreno del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center's) - Next Generation Attenuation (NGA) [11]. 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 con respecto al espectro objetivo. Esta base de datos, que contiene 3551 registros en las tres componentes de 173 sismos [12], constituirá la fuente para seleccionar los acelerogramas en este trabajo.

Por otro lado, para la obtención de las ordenadas espectrales de los Sismos denominados "Menor" y "Mayor" respectivamente 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 [13]. En este trabajo, el método utilizado para tal fin corresponde al propuesto por el Dr Aguiar Falconi [14]. 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).

Según se indicó, 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 [15]. La fuente sísmogénica predominante en el centro oeste argentino lo constituyen fallas geológicas activas del tipo inversa [16].

En la Fig. 4 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.

Según las prescripciones del Manual de la FHWA [2], cuando se trata de casos en donde los puentes se hallan ubi-



PEER Ground Motion Database

Pacific Earthquake Engineering Research Center NGA-West2

[HOME](#) [DOCUMENTATION](#) [HELP](#) [FEEDBACK](#) [PEER](#)
JOSEANIBALSARACHO@YAHOO.COM.AR [SIGN_OUT](#)

New Search

Load Sample Input Values
Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude :

min,max

R_JB(km) :

min,max

R_rup(km) :

min,max

Vs30(m/s) :

min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records :

(<=100)

Initial ScaleFactor :

min,max

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points : (T1,T2, ... Tn)

Weights : (W1,W2, ... Wn)

Controls

Search Records

Figura 5. Base de datos PEER [11].

cados 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 citada base de datos del PEER NGA-West2. Dicha base de datos contiene registros de terremotos corticales superficiales en ambientes tectónicamente activos semejantes al centro-oeste argentino. Se ingresa al

mencionado sitio web del PEER [11], en donde se presenta una especie de formulario en el cual 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. 5). Como resultado, se obtienen archivos de acelerogramas escalados de sismos registrados en distintas partes del mundo (dos componentes horizontales y la vertical).

TABLA 3

Características de fuentes sísmicas potenciales cercanas a los puentes de estudio [15].

N°	Fuente sísmica	Terremoto Potencial Máximo		Terreno Histórico Asociado Fecha/Magnitud
		Magnitud [Ms]	Recurrencia [años]	
10	Cerro La Cal	7.0	1300	20/03/1861, Ms=7.0
14	Tupungato	7.0	1000	-

TABLA 4

Niveles de daño en componentes según Caltrans [17].

Niveles de daño en componentes					
Umbral de Daño en Componentes	UDC-0		UDC-1	UDC-2	UDC-3
Rango de Daño en Componentes	Ningún Daño	Daño despreciable	Daño mínimo. Reparación menor	Daño significativo. Reparación importante	Daño Irreparable Reemplazo de Componente
Nivel de desempeño		ND3	ND2	ND1	

TABLA 5

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

Puente	Diámetro de Armadura Longitudinal (Dlong) [mm]	Separación de estribos s/inecuación (2) [m]	Separación de estribos existente. s/planos [m]
Ruta 7	25	0.15	0.08
Ruta	25	0.15	0.15

TABLA 6

Umbral de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril.

Parámetro de Demanda Ingenieril	Puente	Umbral de Daño en Componente			
		UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Ductilidad por Curvatura (μ_{ϕ})	Ambos	1	4	8	12
Desplazamiento	Puente R 7	30	100	350	450
Superestructura [mm]	Puente R 40	30	100	475	750

2.4. Niveles de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

Según se comentó en la introducción, en el Manual de la FHWA [2] no se fijan los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para caracterizar los distintos estados de daño luego de realizado el ADNL. Del estudio realizado, por revisión de distintos criterios, pudo advertirse que dichos parámetros son fijados en estudios para el desarrollo de curvas de fragilidad. De estos, según los autores del presente trabajo, los criterios más apropiados para ser tomados en consideración son los propuestos en estudios recientes patrocinados por CALTRANS [17]. Consecuentemente, acorde a los niveles de desempeño establecidos, en este trabajo se definen umbrales de daño que ofician de límites para dichos niveles 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 se determina según la ecuación 1.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_{Fluencia}} \quad (1)$$

Donde:

μ_{ϕ} = ductilidad por curvatura

ϕ_{max} = curvatura máxima alcanzada

$\phi_{Fluencia}$ = curvatura correspondiente a la primera fluencia de las barras

Merece destacarse que los autores Paulay y Priestley [18] indican de qué manera la carga axial afecta a la ductilidad por curvatura. La presencia de una carga axial de compresión incrementa la curvatura de fluencia, mientras que por otro lado reduce la curvatura última. Consecuentemente, dicha carga de compresión puede reducir de forma significativa la capacidad de ductilidad de curvatura disponible de una sección determinada. Por ende, en virtud de su importancia, en este trabajo, tanto en la determinación de la curvatura máxima alcanzada obtenida del modelo en OpenSees, como en la curvatura correspondiente a la primera fluencia de las armaduras conseguida mediante el SAP2000, se tuvieron en cuenta las cargas normales correspondientes.

El segundo parámetro está relacionado con la capacidad de desplazamiento de la superestructura en función de las dimensiones de los elementos que le sirven de apoyo. De esta

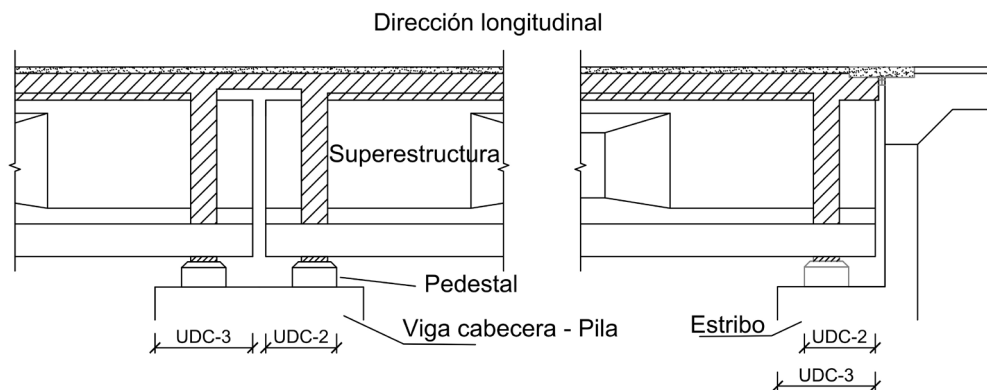


Figura 6. Longitudes de apoyo disponibles para la superestructura, en Pila y Estribos, según definición de los distintos Umbrales de Daño en Componentes.

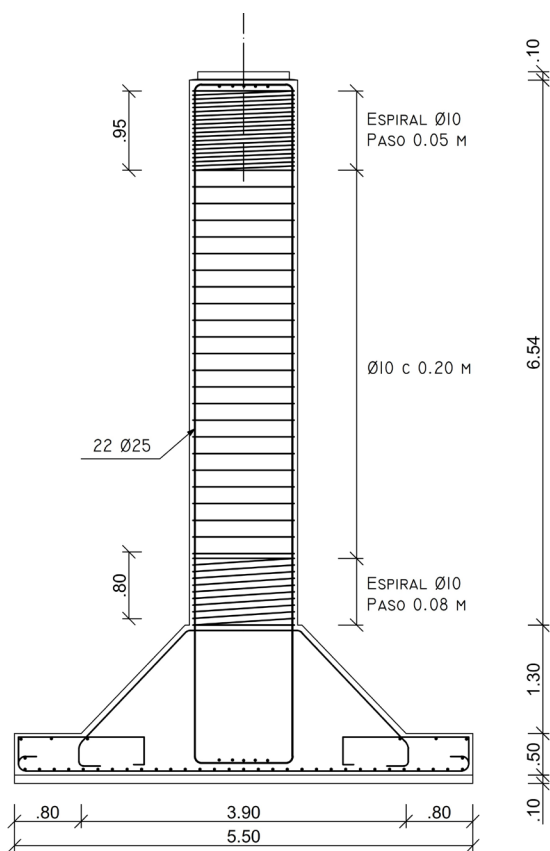


Figura 7. Detalles de armado en pila de puente Ruta 7.

manera, entran en juego tanto las medidas de los pedestales donde se ubican los elastómeros, como así también los anchos de sustentación disponibles en las vigas cabeceras de pilas y en la base de apoyo de estribos (ver Fig. 6).

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 el trabajo citado, CALTRANS [17], a diferencia de estudios anteriores, se establecen parámetros que prevén tres tipos de comportamiento de las columnas de las pilas: Dúctil, De-

gradación de resistencia y Frágil. En esto resultan decisivos los detalles de armado de dichas columnas. Luego de la revisión detallada de planos de puentes construidos en California se establecieron detalles típicos de diseño de dichas columnas, observándose una evolución a lo largo de tres épocas separadas por los sismos históricos de San Fernando de 1971 y Loma Prieta de 1989. Asimismo, con la amplia información disponible sobre el desempeño de columnas en pilas de puentes y resultados experimentales correspondientes a columnas, documentados en Veletzos et al. [19], Berry y Eberhard [20], Mackie y Stojadinovic [21], pudieron establecerse patrones de comportamiento de estos elementos según la época de diseño. Así, las columnas de puentes construidos en el periodo previo a 1971 exhiben ante la acción sísmica un comportamiento frágil; aquellas construidas entre 1971 y 1989, presentan un comportamiento con degradación de resistencia; en tanto que las construidas con posterioridad a 1989 dan muestra de comportamiento dúctil. Finalmente, de estos estudios surgen los valores medios de ductilidad por curvatura que caracterizan los umbrales de daño ya referidos para cada una de las tres épocas de diseño referidas.

En este trabajo, los valores adoptados de ductilidad por curvatura para los umbrales de daño en ambos puentes responden al comportamiento dúctil esperado en función de los detalles de armado en los extremos de las columnas hallados en los planos, principalmente. Según los criterios fijados por Caltrans para la inspección visual post-sismo y evaluación de la capacidad de puentes de hormigón armado [22], se espera dicho comportamiento dúctil cuando se cumplen los siguientes requisitos:

$$\frac{L}{D} > 2 \quad (2)$$

Donde:

L = altura de la columna o longitud de la viga Cantilever equivalente

D = diámetro de la sección transversal de la columna.

- Empalmes en armaduras longitudinales: no existen
- Separación de armadura transversal fuera de la zona de formación de rótulas plásticas:

$$Sep_{estr} \leq 0.30 \text{ m} \quad (3)$$

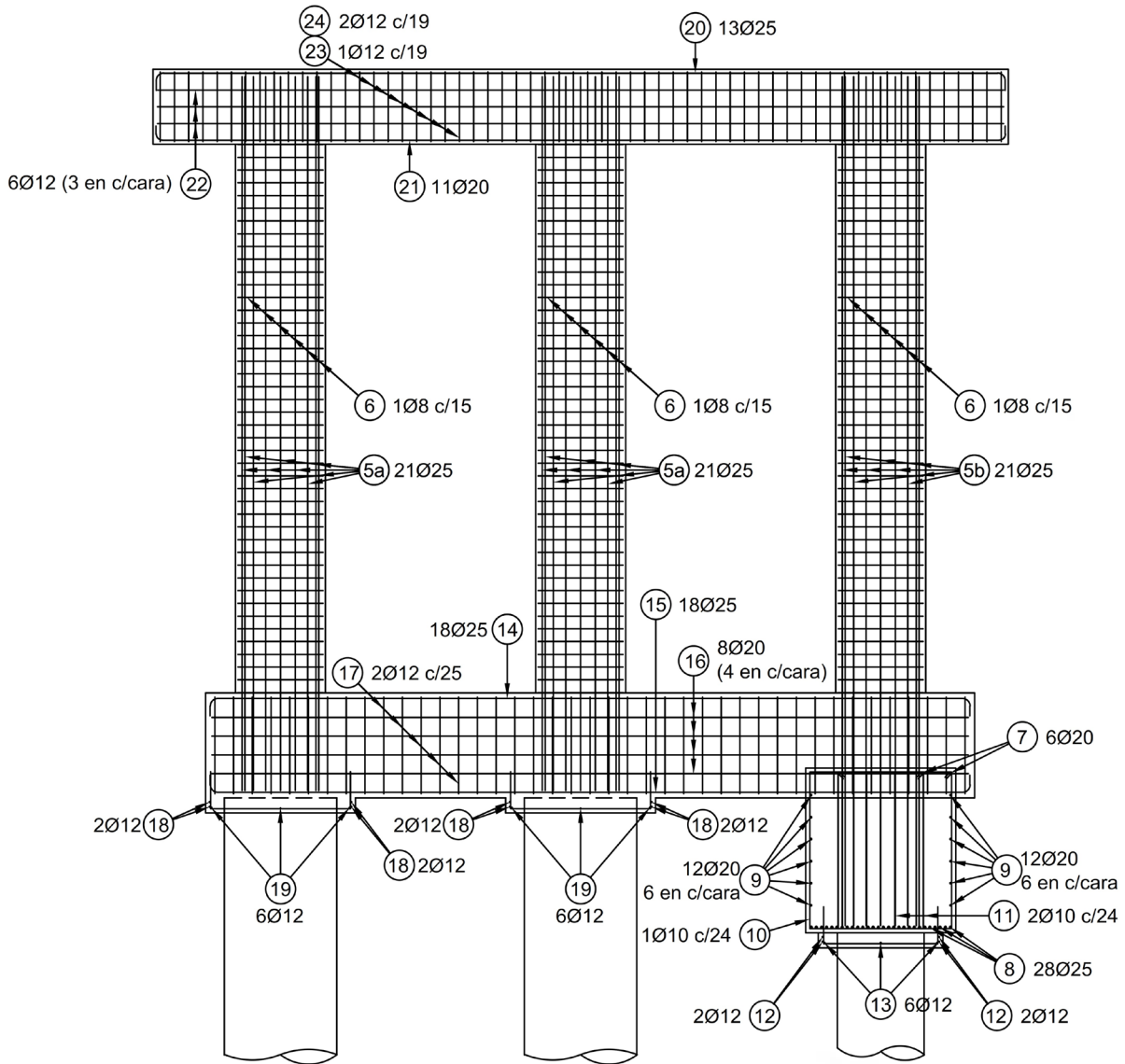


Figura 8. Detalles de armado en pila de Puente Ruta 40.

- Separación de armadura transversal en zona de formación de rótulas plásticas:

$$Sep_{estr} \leq \text{Min} (6 D_{long}, 0.20 \text{ m}) \quad (4)$$

Donde:

D_{long} = diámetro de las barras correspondientes a la armadura longitudinal.

En [Tabla 5](#) se indican las separaciones de estribos requeridas para las columnas de ambos puentes según el criterio planteado en zona de formación de rótulas plásticas y también las efectivamente constatadas en los planos (ver [Figs. 7 y 8](#)). Por otra parte, en cuanto a la capacidad de desplazamiento de la superestructura, se extrajeron de los planos las dimensiones de los elementos de apoyo que conforman los diferentes umbrales de daño, según lo indicado en [Fig. 6](#).

En la [Tabla 6](#), se presentan los distintos umbrales de daño señalados, con los correspondientes valores de los PDI, adoptados para este estudio. A modo de ilustración, en [Fig. 9](#) se representa la relación típica fuerza-deformación propia de una columna que acusa comportamiento dúctil, indicándose umbrales de daño, niveles de desempeño y los respectivos daños producidos en consonancia con cada umbral.

2.5. 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 elás-

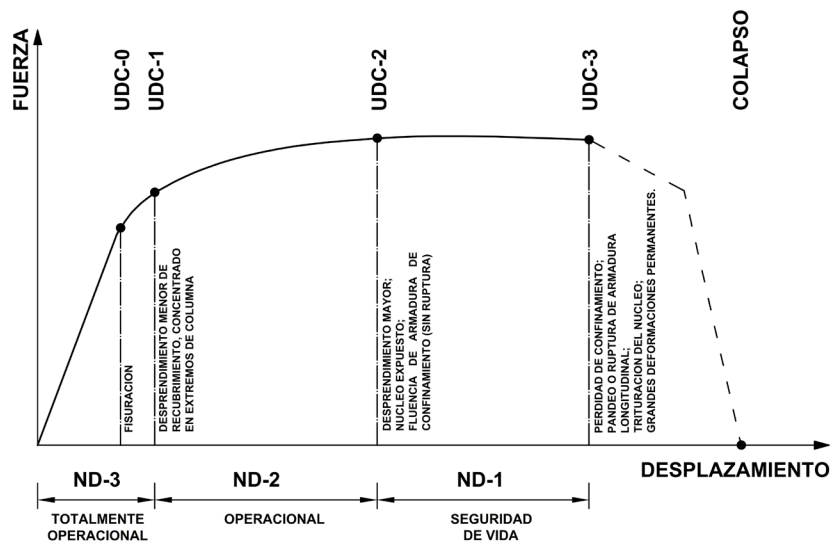


Figura 9. Relación Fuerza-Desplazamiento en columnas de comportamiento dúctil. Umbrales de daño y Niveles de desempeño.

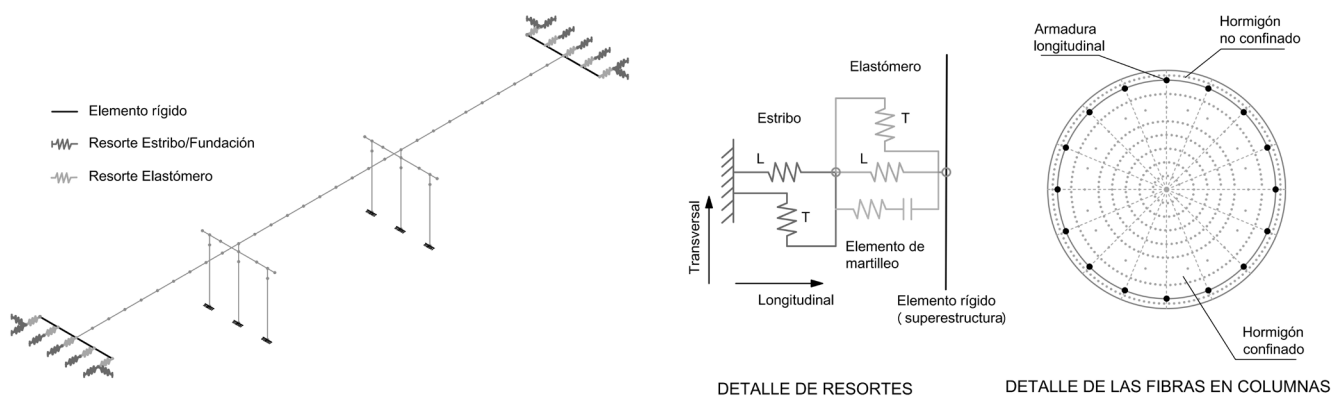


Figura 10a. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes. Vista del modelo analítico [24].

Figura 10b. Modelo analítico 3D detallado del Puente sobre Ruta 40 y sus componentes. Detalles de los resortes en estribos y de las fibras en columnas [24].

tico según las prescripciones de Caltrans [23]. 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, estas 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 modelado dicho componente. Para ello, se dispusieron resortes en los extremos del modelo con relaciones no lineales de fuerza-deformación. Asimismo, se colocaron en los extremos, resortes representativos del com-

portamiento de los elastómeros y el martilleo que se produce entre la superestructura y la subestructura. En los párrafos que siguen, estos aspectos serán considerados con cierto detenimiento y profundidad.

En Fig. 10 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. Para la construcción del modelo se tomaron como referencia los trabajos de Nielson y DesRoches [24] y el de Avsar [25].

En la Fig. 11 pueden apreciarse las leyes constitutivas que corresponden a los materiales de las fibras ya comentadas.

En relación a la interacción suelo-estructura en los estribos, según Avsar [25], el empleo de modelos muy detallados y complicados puede llevar no solo a un enorme esfuerzo computacional, causando inestabilidad numérica durante el análisis, sino que también debido a las incertidumbres involucradas en el sistema suelo-estribo, el modelado puede llevar a resultados no realistas. Por lo tanto, se recurrirá a un método muy simple basado en las previsiones de Caltrans [23].

Los estribos contribuyen a la rigidez en ambas direcciones del puente, longitudinal y transversal. En la dirección

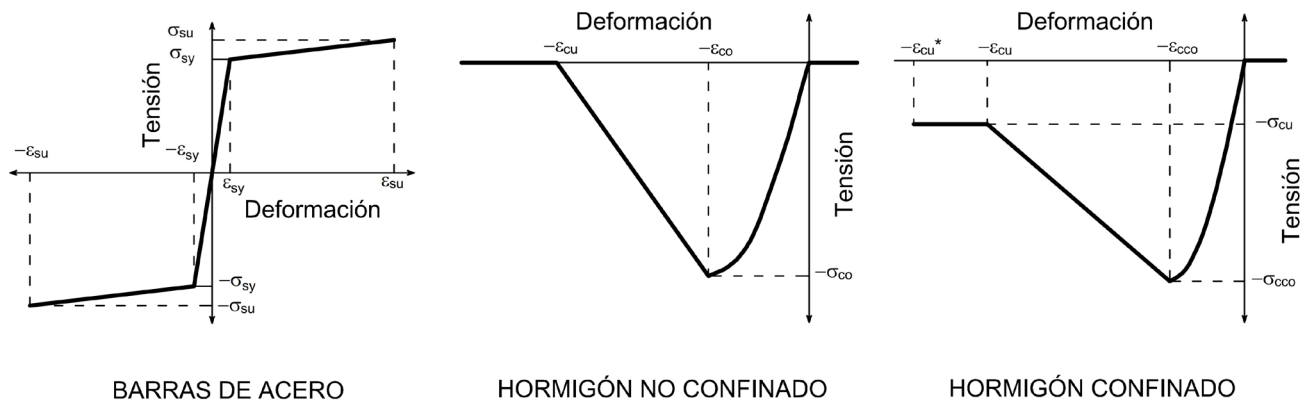


Figura 11. Modelos constitutivos para materiales en fibras de columnas.

longitudinal, es diferente la respuesta sísmica en los sentidos activo y pasivo (Fig. 12). En el sentido pasivo, la resistencia está provista por la presión pasiva del terraplén de relleno y también por 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. En el sentido activo, la contribución de la presión activa del suelo no es tomada en consideración en la resistencia del estribo, cuando este es solicitado hacia afuera del suelo de relleno. Por lo tanto, los pilotes son considerados los únicos componentes del puente que resisten en la dirección activa. Según se apuntó anteriormente, en los modelos analíticos son empleados elementos de resorte que se ubican en los extremos, para representar el comportamiento fuerza-deformación de la interacción estribo-suelo del terraplén y asimismo el de los pilotes. Para la presión pasiva del suelo del relleno terraplén se considera una relación fuerza-deformación bilineal (Fig. 13a). Caltrans propuso para la rigidez del relleno del terraplén un valor de $K_i = 11.5 \text{ KN/mm/m}$. Este valor de rigidez está basado en ensayos de presión pasiva del suelo y en los resultados fuerza-deformación de los ensayos de estribos a escala real realizados en la Universidad de California, en Davis [26]. La rigidez del estribo se ajusta de manera proporcional a la altura del muro pantalla usando la ecuación 5:

$$K_{estr} = K_i w \left(\frac{h}{1.7} \right) \quad (5)$$

Donde:

w = ancho del muro pantalla del estribo.

h = altura del muro pantalla del estribo.

La fluencia del relleno del terraplén para el modelo analítico es especificada considerando la presión pasiva máxima de 239 kPa brindada por Caltrans [23], la cual está basada en la fuerza estática última obtenida en el ensayo a escala real realizado en UC Davis. La fuerza de fluencia del modelo analítico se calcula usando la ecuación 6, para lo cual el factor de proporcionalidad por la altura es tomado en consideración.

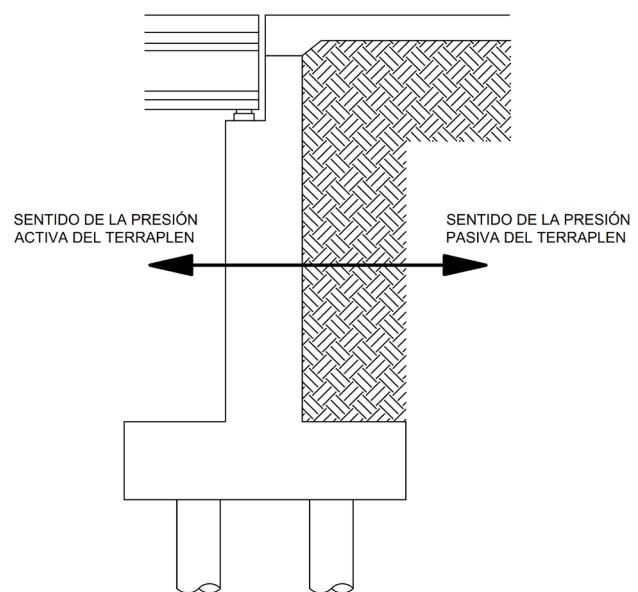


Figura 12. Tipos de presión en el suelo y su dirección en el estribo.

$$F_y = A_e 239 \text{ KPa} \left(\frac{h}{1.7} \right); A_e = h w \quad (6)$$

Por otro lado, los pilotes del estribo actúan en ambos sentidos, activo y pasivo. Conforme a la recomendación de Caltrans, se adopta una rigidez de 7 kN/mm/pilote con una resistencia última de 119 kN/pilote [27], de idéntica manera a lo realizado en el estudio de Nielson [1]. En Figura 13b se muestra la relación bilineal fuerza-deformación adoptada para los pilotes. Los resortes que representan los modelos analíticos de la contribución del suelo del terraplén y de los pilotes son conectados en paralelo en la dirección longitudinal del puente.

En la dirección transversal se utiliza un método conservativo, despreciando la contribución de los muros de ala, con lo que la respuesta del estribo es caracterizada solo por los pilotes [23].

A modo de ejemplo, en la Tabla 7 se ofrecen los valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén y pilotes en estribos, en el caso del puente sobre Ruta 40. Se aclara que

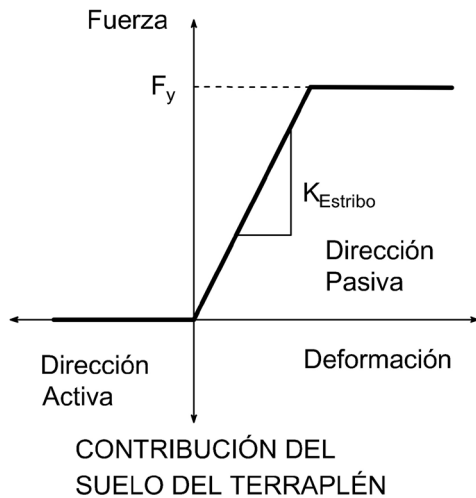


Figura 13a. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución suelo del terraplén.

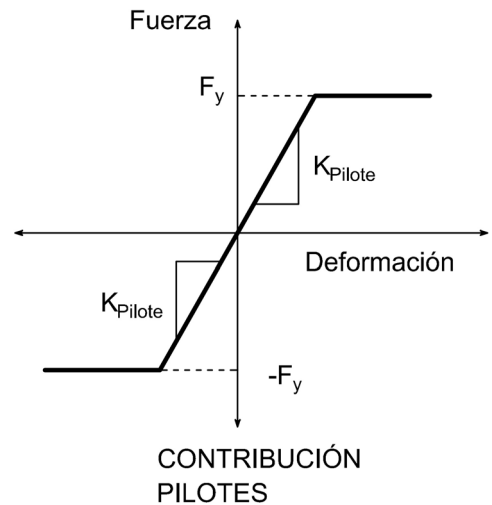


Figura 13b. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos. Contribución de los pilotes.

en cada extremo del modelo, se cuenta con dos resortes que representan este efecto, tanto en dirección longitudinal como transversal.

TABLA 7
Valores de rigideces y fuerzas de fluencia para terraplén y pilotes en estribos del Puente sobre Ruta 40.

	Categoría de VUR		Periodo de VUR	
Dirección	K_{Estribo} [kN/m]	F_y [kN]	K_{Pilote} [kN/m]	F_y [kN]
Longitudinal	73025	2580	21000	357
Transversal	-	-	21000	357

Por otra parte, en cuanto a los apoyos elastoméricos, los mismos están interpuestos simplemente entre los componentes de la superestructura y la subestructura sin ningún dispositivo de conexión. Por lo tanto, ninguna fijación es considerada en el modelado de dichos dispositivos y la única fuerza que soporta el apoyo elastomérico a cargas laterales es la fuerza de fricción entre el apoyo y las superficies de hormigón. Por lo tanto, la fuerza horizontal sobre el apoyo se incrementa en forma proporcional con el desplazamiento debido a la carga sísmica hasta que la fuerza de fricción es alcanzada, después de lo cual las deformaciones se producen a fuerza constante. El comportamiento de los apoyos elastoméricos es caracterizado por un modelo elástico perfectamente plástico tal como se muestra en Fig. 14.

La rigidez inicial del apoyo elastomérico se calcula usando la ecuación 7.

$$K_{\text{apoyo}} = \frac{GA}{h_n} \quad (7)$$

Donde:

G = Módulo de corte del apoyo elastomérico.

A = Área del apoyo elastomérico.

h_n = Altura neta del elastómero.

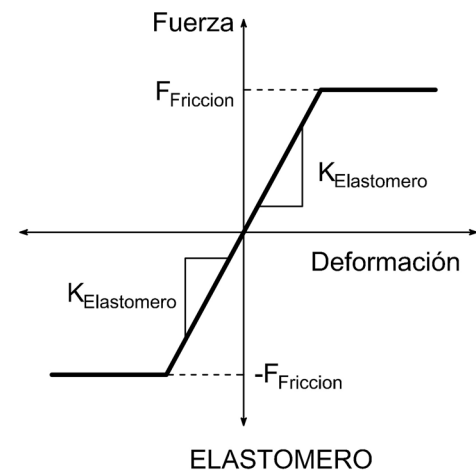


Figura 14. Modelo analítico para los apoyos elastoméricos.

El módulo de corte de los apoyos elastoméricos se especifica de acuerdo a su dureza. En el caso del puente sobre Ruta 40, de las memorias de cálculo pudieron extraerse los siguientes datos:

- Dureza Shore 60
- $G_{\infty} = 8 \text{ kg/cm}^2$
- $G_0 = 12 \text{ kg/cm}^2$

Se adopta para ambos puentes, $G = 10 \text{ kg/cm}^2$, el cual representa un valor medio del rango recomendado por AASHTO [28].

La capacidad de corte última ($F_{\text{fricción}}$) depende del valor de la carga axial sobre los apoyos y el coeficiente de fricción dinámico entre la superficie de hormigón y los elastómeros, el cual según Caltrans [23] es fijado en 0.40. La fuerza axial de cada apoyo se calcula como la reacción bajo cargas gravitatorias permanentes. Finalmente, la capacidad última de corte

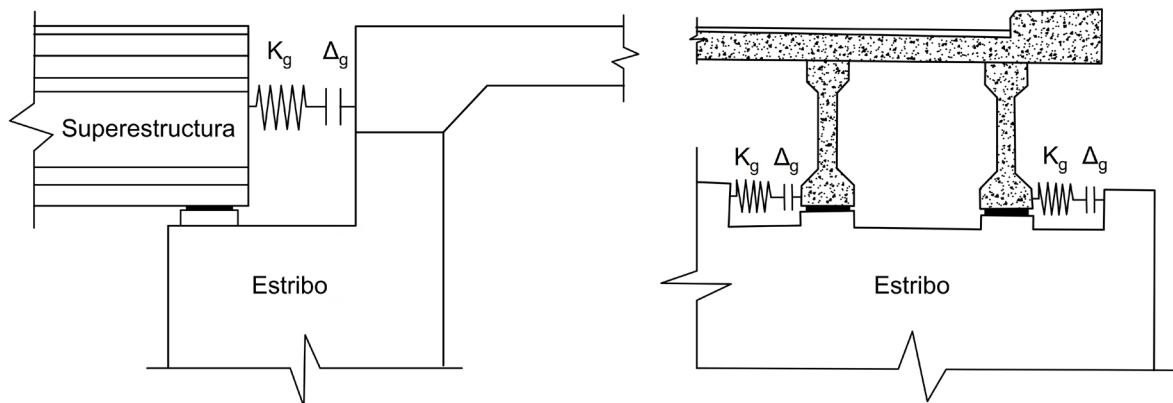


Figura 15. Ubicación de los elementos de martillo en los extremos del puente.

($F_{fricción}$) de los apoyos resulta de multiplicar la fuerza axial por el coeficiente dinámico de fricción.

En la [Tabla 8](#) se ofrecen los valores de rigidez y fuerza de fluencia para los elastómeros del puente sobre Ruta 40. Cabe aclarar que en los extremos del modelo se dispusieron dos resortes para representar estos dispositivos en la dirección longitudinal y uno en la transversal.

TABLA 8
Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elastómeros en puente sobre Ruta 40.

Dirección	$K_{Elastomero}$ [kN/m]	$F_{Fricción}$ [kN]
Longitudinal	7656	306.25
Transversal	15312	612.5

Los componentes de la superestructura y subestructura de los puentes no son continuos, ni en dirección longitudinal ni en la transversal, disponiéndose de juntas entre ellos. La apertura y cierre de dichas juntas de expansión entre los componentes introduce no linealidades y discontinuidades que afectan la transmisión de las cargas entre los mismos y por lo tanto afecta la respuesta dinámica de los puentes. Debido al cierre de las juntas y al contacto que se produce entre elementos adyacentes, tiene lugar un efecto de martillo, el cual se modela con un elemento apropiado. En particular, estos elementos dispuestos en los extremos representan el efecto del impacto entre la superestructura y el muro pantalla en la dirección longitudinal, mientras que en la transversal, el martilleo entre la superestructura y las llaves de corte correspondientes ([Fig. 15](#)).

El efecto de martilleo es representado por la relación fuerza-deformación mostrada esquemáticamente en la [Fig. 16](#). Para este estudio se adoptaron los parámetros típicos hallados para este tipo de elementos, en cuanto a los valores de rigidez y fuerza de fluencia, los cuales fueron extractados del trabajo de Avsar [25]. Para las distancias de apertura, tanto en la dirección longitudinal como transversal, se adoptó 30 mm, valor tomado de los planos. En [Tabla 9](#) se ofrecen los valores de los parámetros referidos.

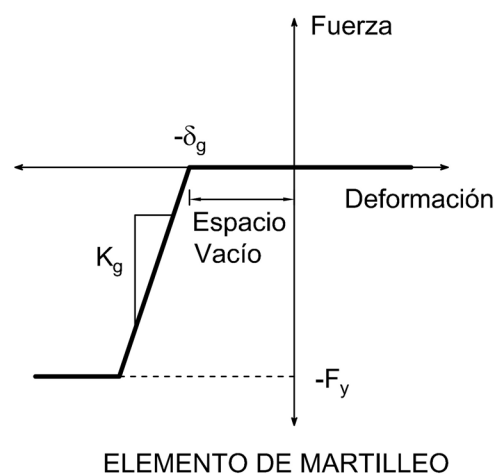


Fig. 16. Modelo analítico para elementos de martillo.

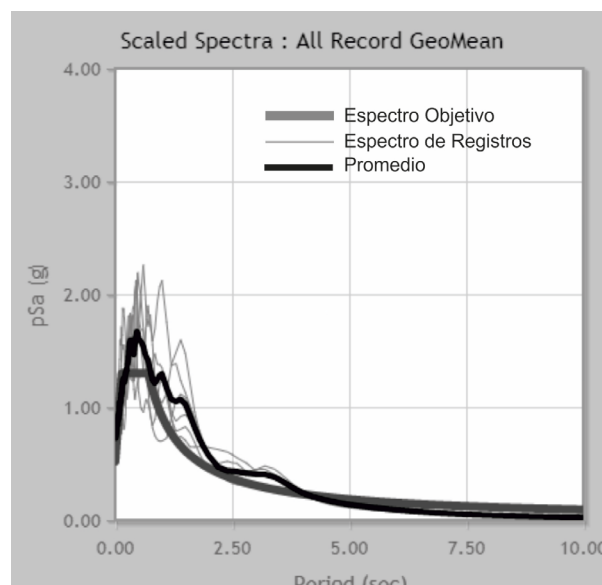


Fig. 17. Espectros de registros escalados obtenidos.

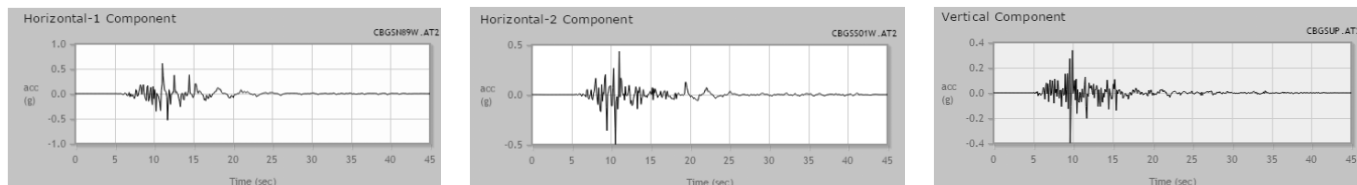


Fig. 18. Componentes de uno de los Registros escalados obtenidos. a) Horizontal 1, b) Horizontal 2, c) Vertical.

TABLA 9
Valores de rigidez y fuerza de fluencia para elementos de martillo en puente sobre Ruta 40.

Dirección	Elementos de martillo de componentes del puente	
	Superestructura – Muro pantalla	Superestr. – Llaves de corte
Δg [mm]	30	30
Kg [kN/m]	150000	3400000
Fy [kN]	250	1600

3. 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. 17 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. 18 se ofrecen los registros de las tres componentes de uno de estos acelerogramas (aceleración máx. horiz.: 0.7 g).

En la Tabla 10 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.

TABLA 10
Periodos fundamentales de los puentes analizados.

Puente	Periodo [seg]
Ruta 40	0.55
Ruta 7	0.91

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. 19 y 20 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 11 se ofrecen dichos valores máximos.

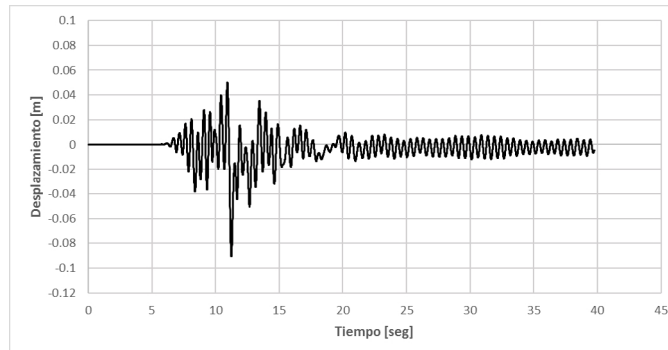


Fig. 19. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

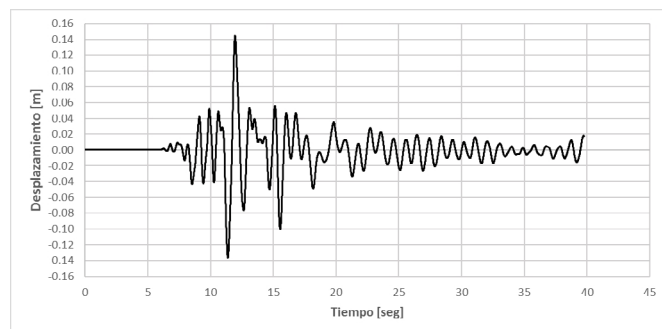


Fig. 20. Desplazamientos de la Superestructura del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

TABLA 11
Desplazamientos máximos de los puentes analizados en Dirección Longitudinal.

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

Asimismo, se monitoreó la respuesta Momento-Curvatura de las columnas. En las figs. 21 y 22 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. 23 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

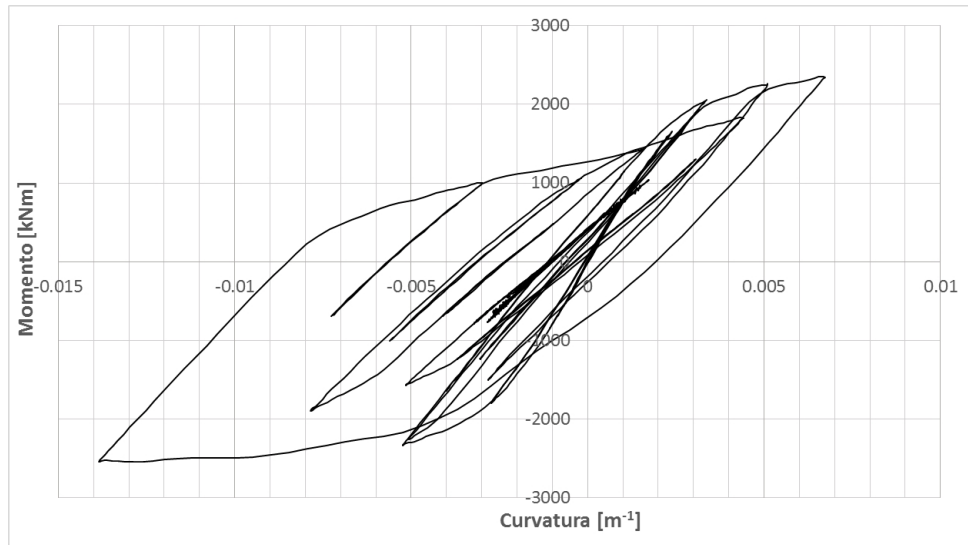


Fig. 21. Diagrama Momento-Curvatura en columna lateral de pila del Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

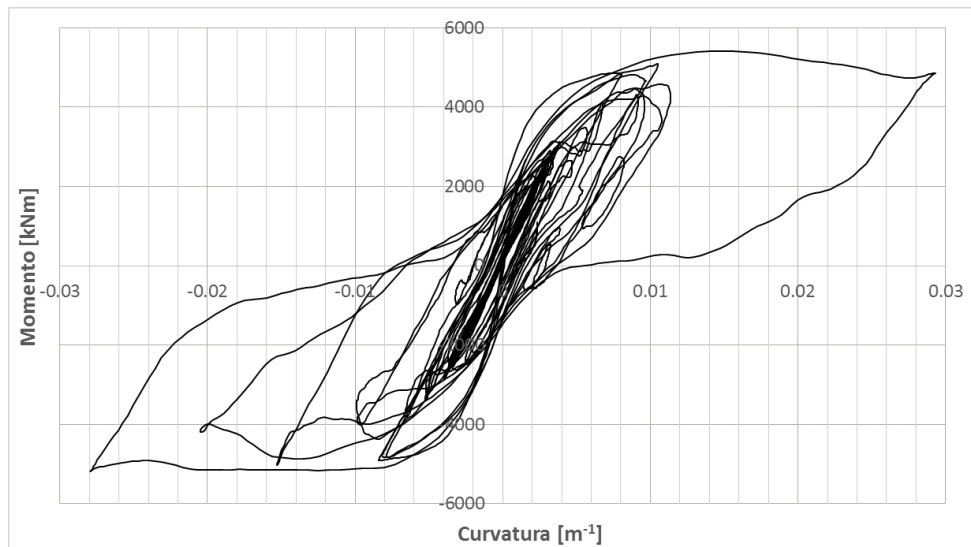


Fig. 22. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

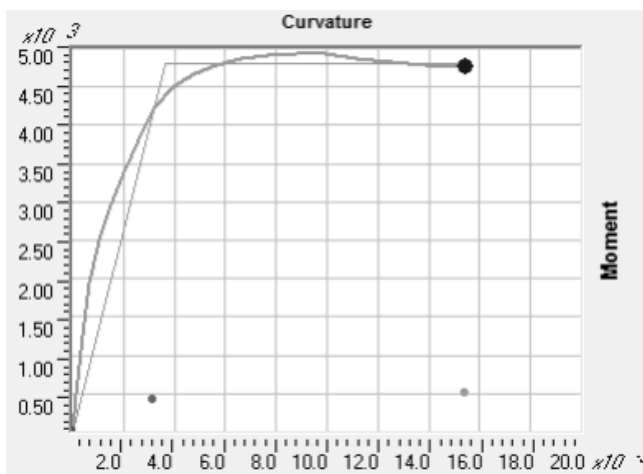


Fig. 23. Aproximación bilineal de la respuesta Momento-Curvatura en columna de pila del Puente sobre Ruta 7. Punto de curvatura de fluencia.

marcado el punto de la curva correspondiente a la Curvatura de Primera Fluencia.

En [Tabla 12](#) se ofrecen los resultados de las Curvaturas de Fluencia, Curvaturas Máximas y las Ductilidades de Curvatura para las columnas de ambos puentes. Así también se ofrecen allí los valores de ductilidad por desplazamiento, obtenidos a partir de los de curvatura por aplicación de la expresión que las relaciona [\[25\]](#).

TABLA 12

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

Puente	Curvatura Fluencia $\phi_{Fluencia}$ [m ⁻¹]	Curvatura Máxima ϕ_{Max} [m ⁻¹]	Ductilidad de Curvatura μ_{ϕ}	Ductilidad de Desplazamiento μ_{Δ}
Ruta 40	0.00277	0.014	5.05	2.26
Ruta 7	0.00316	0.029	9.27	3.7

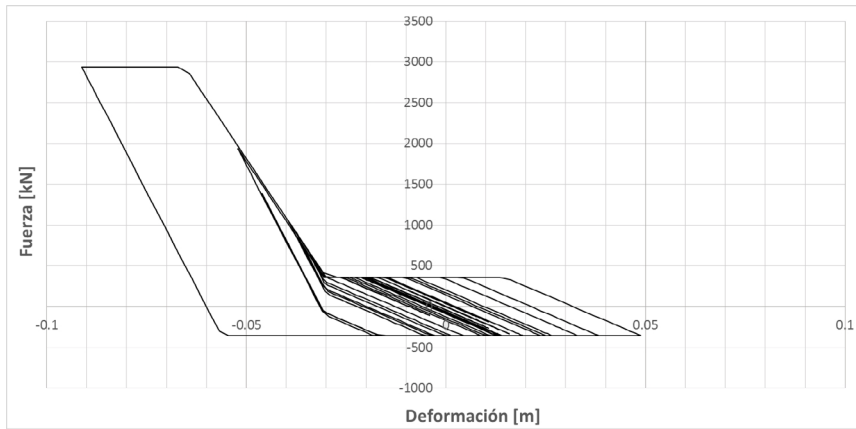


Fig. 24. Respuesta del sistema suelo de relleno-pilotes en estribo de Puente sobre Ruta 40 en Dirección Longitudinal.

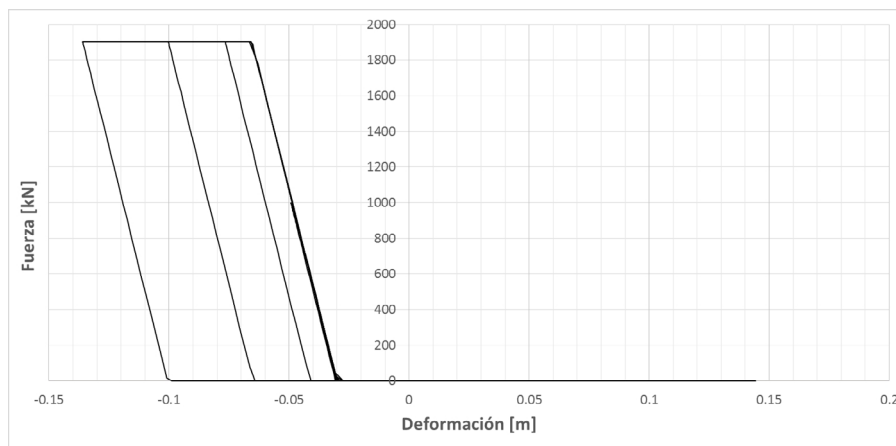


Fig. 25. Respuesta del Sistema Suelo de Relleno-Muro de Pantalla en Estribo de Puente sobre Ruta 7 en Dirección Longitudinal.

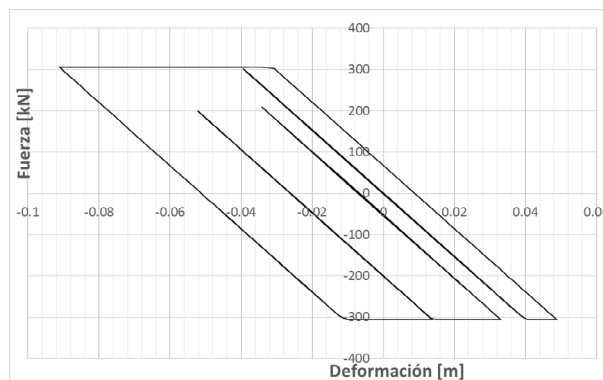


Fig. 26. Respuesta de los Apoyos Elastoméricos sobre Estribos en Puente sobre Ruta 40, en Dirección Longitudinal.

La Fig. 24 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 11](#). Por su parte, para el caso del puente sobre Ruta 7, la Fig.

25 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 11](#).

La Fig. 26 ofrece la respuesta de los apoyos elastoméricos ubicados sobre los estribos del puente sobre Ruta 40, en dirección longitudinal.

4. DISCUSIÓN

A primera vista, los valores de ductilidad por curvatura que representan los distintos umbrales de daño, mostrados en [tabla 6](#), parecieran ser muy elevados si se los compara con los establecidos por la norma AASHTO para diseño sísmico de puentes [28]. Allí se plantean como requerimientos de ductilidad de los elementos para puentes con categoría de diseño sísmico D (SDC D), correspondiente a los estudiados, para el caso de pilas de única columna, una ductilidad máxima de 5, en tanto que en el caso de pilas de múltiples columnas se exige una ductilidad máxima de 6. Conviene aclarar que se trata de valores de ductilidad de desplazamiento, los cuales al transformarse a ductilidad por curvatura, se hacen notoriamente mayores. De esta manera los valores máximos de ductilidad por curvatura obtenidos en ambos puentes se corresponden con los límites establecidos por la normativa de diseño sísmico de puentes. Prueba de ello son los valores de ductilidad de desplazamiento ofrecidos en [Tabla 12](#), con valores de 2.26 y 3.7 para los puentes sobre Ruta 40 y 7, respectivamente.

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. Los mismos son afectados por un marcado desplazamiento en rango de fluencia, con lo cual se requiere su reemplazo luego del evento de sismo mayor. 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 %.

5. 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. Los ejemplos aquí desarrollados y los criterios adoptados en la definición de los parámetros de demanda ingenieril constituyen una guía para la aplicación de esta metodología.

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 procurará mejorar los modelos en relación a la vinculación de la superestructura con las vigas cabeceras de las pilas, específicamente en referencia a reproducir el comportamiento de los elastómeros y llaves de corte allí dispuestos. Por otro lado, también se buscará plasmar en el modelo 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 incurse 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.

Bibliografía

- [1] Nielson B.G., "Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia. (2005).
- [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; Multi-disciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, USA. (2006).
- [3] McKenna, Frank; Fenves, Gregory; Filippou, Filip; Scott, Michael; Elgama, Ahmed; Arduino, Pedro. "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA. <http://opensees.berkeley.edu>. (2013).
- [4] 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).
- [5] Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J., "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS Press, Pavia, Italy. (2007).
- [6] Bommer J.J. and Acevedo A.B., "The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis", Journal of Earthquake Engineering, Volume 8, Special Issue 1, pp. 43-92. (2004).
- [7] Naeim F. and Lew M., "On the use of Design Spectrum Compatible Time Histories", Earthquake Spectra, Volume 11, No. 1, pp. 111-127. (1995).
- [8] Baker, J.W.: Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection, J. Struct. Eng., 137, 322-331. (2010).
- [9] Jayaram, N., Lin, T., and Baker, J. W.: A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance, Earthq. Spectra, 27, 797- 815. (2011).

- [10] Wang, G.: A ground motion selection and modification method capturing response spectrum characteristics and variability of scenario earthquakes, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 31, 611–625. (2011).
- [11] PEER Ground Motion Database. <http://www.ngawest2.berkeley.edu>. (2018). Consultada el 02.04.18)
- [12] Chiou, B. S. J. and Youngs, R. R.: Chiou-Youngs NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters, *Earthq. Spectra*, 24, 173–215. (2008).
- [13] INPRES CIRSOC 103. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”. 31-32. (2013).
- [14] Aguiar Falconi, Roberto. “Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos”. Universidad Central de Venezuela. *Boletín Técnico*. 184-186. (2004).
- [15] 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).
- [16] 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).
- [17] 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).
- [18] Paulay T; Priestley M. N. J. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. John Wiley & Sons. 137-138. (1992).
- [19] Veletzos M. J., Panagiotou, M., Restrepo, J. I. Post Seismic Inspection and Capacity Assessment of Reinforced Concrete Bridges, Report No. SSRP-06/19, Report submitted to the California Department of Transportation, University of California, San Diego, CA. (2006).
- [20] Berry, M. P., Eberhard, M. O. Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns, Report No. 2003/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2003).
- [21] Mackie, K., and Stojadinovic, B. Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making, PEER Report 2005/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2005).
- [22] Veletzos, Marc; Panagiotou, 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).
- [23] Caltrans, “Seismic Design Criteria Version 1.7.”, California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129. (2013).
- [24] Nielson, Bryant G.; DesRoches, Reginald. Earthquake Engineering Research Institute. “Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States”. *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 3, pages 615–633. (2007).
- [25] AVŞAR Ö. “Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey”, PhD Thesis, Middle East Technical University. Ankara, Turquia. (2009).
- [26] Romstad, K. M., Kutter, B., Maroney, B., Vanderbilt, E., Griggs, M., and Chai, Y. H. “Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior,” Report No. UCD STR 95 1, University of California Davis, Structural Engineering Group, CA. (1995).
- [27] Caltrans. Caltrans Structures Seismic Design References. California Department of Transportation, Sacramento, CA, first edition. (1990).
- [28] AASHTO, “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design”, American Association of State Highway and Transportation Officials 2nd Ed. with 2015 Interims, Washington D.C. (2012).