

REHABILITACIÓN SÍSMICA DE UN PUENTE TÍPICO DE ARGENTINA MEDIANTE EMPLEO DE FUSIBLES ESTRUCTURALES

Saracho, José Aníbal ^{a,b}; Pérez, Gustavo Ariel ^b; Dip, Oscar ^{a,b}; Rivera Vargas, Darío ^c

^aUniversidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Tucumán,
joseanibalsaracho@yahoo.com.ar

^bInstituto de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán, gperez@herrera.unt.edu.ar,
odip@herrera.unt.edu.ar

^cUniversidad Nacional Autónoma de México, dariorivera@comunidad.unam.mx

Palabras clave: rehabilitación, fusibles estructurales, puentes

RESUMEN

En este estudio se presenta la aplicación de disipadores de energía constituidos por barras de arriostramiento de pandeo restringido con el objetivo de rehabilitar sísmicamente un puente típico de la red vial nacional. Para la evaluación del desempeño se utilizó análisis dinámico no lineal, el de mayor rigurosidad y complejidad, para lo cual se creó un modelo 3D del puente en la plataforma de elementos finitos OpenSees con consideración de la interacción suelo-estructura, tanto en estribos como en pilas. Por otra parte, la acción sísmica se representó por medio de acelerogramas compatibles con los espectros de pseudoaceleraciones obtenidos para los niveles de sismos requeridos para la evaluación. Los resultados obtenidos demostraron tanto el comportamiento elástico de la pila, como así también el control del daño en el muro pantalla del estribo por efecto del martilleo del extremo de la superestructura. Al alcanzar simultáneamente estos dos propósitos, la utilización de esta técnica de rehabilitación resultó altamente efectiva.

ABSTRACT

This study presents the application of energy dissipators consisting of buckling-restrained bracing bars for the seismic rehabilitation of a typical bridge of the national road network. For the performance evaluation, nonlinear dynamic analysis, the most rigorous and complex method, was used. A 3D model of the bridge was created on the OpenSees finite element platform, considering soil-structure interaction at both the abutments and piers. Seismic action was represented using accelerograms compatible with the pseudo-acceleration spectra obtained for the earthquake levels required for evaluation. The results demonstrated both the elastic behavior of the pier and the prevention of damage to the abutment backwall from the impact of the superstructure's end. By simultaneously achieving these two objectives, the rehabilitation technique proved highly effective.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son los componentes críticos de los sistemas carreteros. Al salir de servicio estos se producen interrupciones significativas en 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 funcionalidad 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 identificar los 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 atención a los importantes daños estructurales observados en puentes durante terremotos ocurridos en varias partes del mundo, tales como: Northridge (1994), Kobe (1995), Wenchuan (2008), Axochiapan (2017), entre otros, se han realizado investigaciones sobre el control de dichos daños con el fin de desarrollar estrategias de refuerzo más efectivas y confiables para las estructuras existentes sujetas a potenciales movimientos sísmicos fuertes. Una alternativa que ha atraído la atención de las investigaciones actuales es el uso de fusibles estructurales. Este concepto de rehabilitación sísmica, que consiste en integrar componentes reemplazables en el sistema estructural principal, busca limitar el daño que sufriría la estructura primaria después de un terremoto devastador ^{1, 2}. En años recientes, se ha propuesto y estudiado el empleo de barras con pandeo restringido (BRB por sus siglas en inglés), un tipo de amortiguador histerético, como fusible estructural para la rehabilitación sísmica de puentes de hormigón. Los BRB pueden incorporarse como riostras entre las columnas de los pórticos que constituyen las pilas principalmente para resistir el movimiento transversal del puente ³⁻⁶; o también pueden utilizarse como arriostramientos en el sentido longitudinal ⁷, (ver Figura 1).

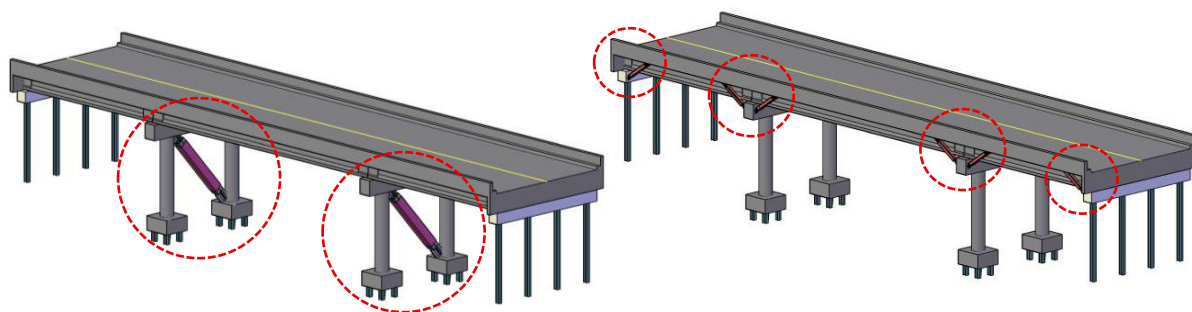


Figura 1. Uso de BRB's como fusible estructural en puentes de hormigón armado. Arriostramiento transversal (izquierda) y longitudinal (derecha).

Los arriostramientos con restricción de pandeo se introdujeron en EE. UU. a finales de la década de 1990. Diversas pruebas experimentales y la evaluación post sismo en edificios de varias plantas han demostrado que estas estructuras pueden reforzarse eficazmente utilizando esta estrategia de rehabilitación. La principal característica de un arriostramiento de esta naturaleza es su capacidad para ofrecer una respuesta histerética estable mediante la fluencia tanto en tracción como en

compresión, gracias a la restricción del pandeo global ⁸. Esta propiedad inherente de proporcionar una mayor disipación de energía histerética convierte a los BRB en un buen candidato para aplicaciones de refuerzo sísmico; con un diseño tal que la estructura principal pueda responder elásticamente, mientras que los arriostramientos se convierten en elementos desechables capaces de disipar la energía inducida por el terremoto. Como ocurre con cualquier dispositivo metálico de disipación, el comportamiento cíclico de los BRB depende de la geometría del arriostramiento y de las propiedades mecánicas del material. La Figura 2 ilustra la conformación típica de un BRB.

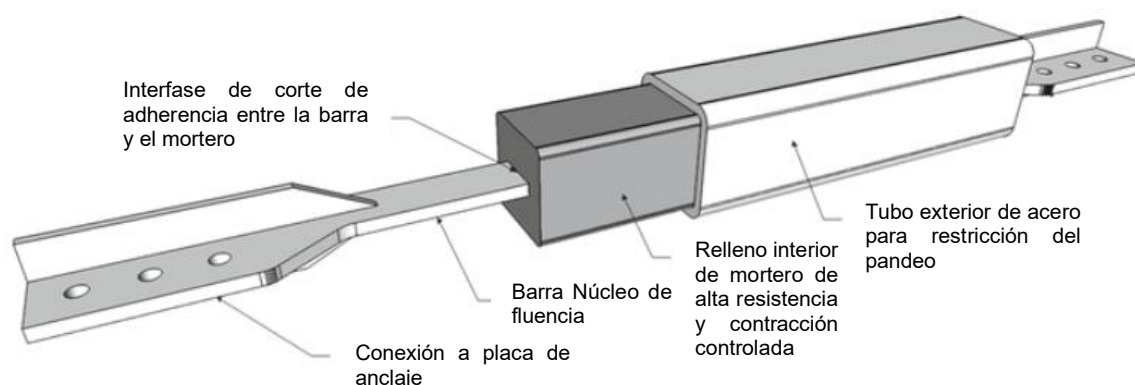


Figura 2. Conformación típica de un arriostramiento con pandeo restringido (BRB).

Dado que la utilización de este tipo de técnica de rehabilitación en puentes a nivel mundial es relativamente reciente, surge la inquietud de investigar su aplicación en un puente típico de Argentina ubicado en zona de muy elevada peligrosidad sísmica en cercanía de una falla activa.

METODOLOGÍA

Para la evaluación del desempeño se seguirá el camino determinístico prescripto en el Manual de Rehabilitación Sísmica de Puentes (MRSP) ⁹. Allí 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 a utilizarse 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 ⁹. 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.

En este estudio, tal evaluación se aplica para la situación del puente analizado en los estados original y rehabilitado.

Puente de estudio seleccionado

Para este trabajo se seleccionó un puente típico ubicado en la ciudad de Mendoza.

29° JORNADAS ARGENTINAS DE
**INGENIERIA
ESTRUCTURAL**
16 al 18 de septiembre de 2026 - Córdoba

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

Sismo Menor: corresponde a un periodo de retorno promedio de unos 100 años.

Sismo Mayor: ídem para 1000 años.

A su vez, se definen los siguientes niveles de desempeño:

Nivel de Desempeño 0 (ND 0): No se exige 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.

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.

Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente operacional. Después del sismo, el daño permanente es despreciable.

Finalmente, de acuerdo con el 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					
	Estandar			Esencial		
	VUR1	VUR2	VUR3	VUR1	VUR2	VUR3
Menor	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
Mayor	ND0	ND1	ND1	ND0	ND1	ND2

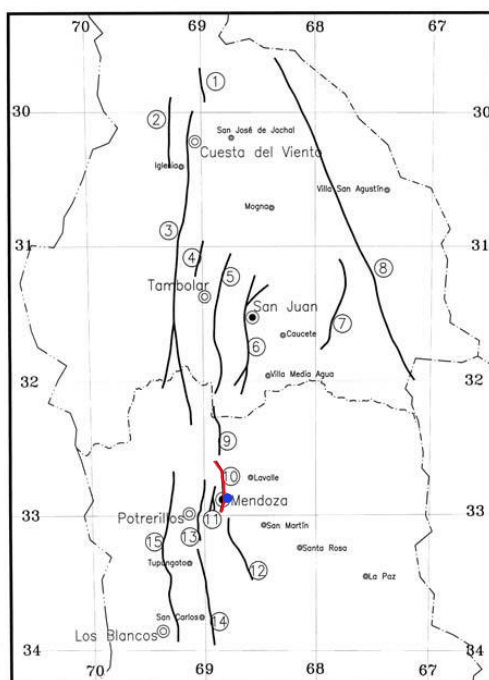
Tabla 2 - Niveles mínimos de desempeño de acuerdo a Buckle et al. (MRSP) ⁹

Sismicidad local, obtención de acelerogramas

Los acelerogramas a utilizar en el análisis dinámico no lineal para la verificación del desempeño estructural deben representar el ambiente tectónico y las condiciones locales del sitio de emplazamiento del puente. En este trabajo se utilizarán registros de sismos reales de ambientes tectónicos similares a los del centro-oeste argentino, los cuales serán escalados para ser compatibles con los espectros de respuesta para los sismos menor y mayor, respectivamente.

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 el de San Juan de 1977 ¹¹. La fuente sismogénica predominante en el centro oeste argentino lo constituyen fallas geológicas activas del tipo inversa ¹².

En la Figura 4 se ubican las fuentes potenciales del centro-oeste argentino. Allí está resaltada la falla del Cerro La Cal, cercana al puente de estudio. En la Tabla 3 se resumen las características fundamentales de dicha fuente sísmica potencial.



● Puente ubicado a menos
de 10 km de la falla

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

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

Tabla 3 - Características de la fuente sísmica potencial cercana al puente de estudio.

En cuanto a los espectros objetivos, el de 1000 años de recurrencia se corresponde con el de diseño fijado por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte VI Puentes de Hormigón Armado ¹³, el cual está basado en las especificaciones AASHTO para el diseño sísmico de puentes ¹⁴. Las ordenadas espectrales correspondientes al sismo menor, de 100 años de periodo de retorno, se obtienen por aplicación de un coeficiente de reducción sobre las del espectro de diseño. Este coeficiente se obtuvo a partir del análisis de los espectros dados para las ciudades de San Juan y Mendoza en el estudio de Cardona et al. ¹⁵.

Otro aspecto trascendente en el proceso de búsqueda y selección de acelerogramas lo constituye el factor de escala a utilizar. Según las recomendaciones de Wang et al. ^[16], en este trabajo se asigna un rango estrecho para dichos factores, entre 0.4 y 2.5.

También resulta determinante el rango de periodos de significancia estructural. Dada la falta de prescripciones sobre este aspecto en normas específicas para puentes, se tomó en consideración lo dispuesto en ASCE/SEI 7-22 ¹⁷. Allí se establece que para el caso de estructuras no aisladas el rango de periodos a considerar para realizar el escalado de acelerogramas va desde 0.2T a 2T, donde T es el periodo del primer modo de vibración de la estructura.

Para la búsqueda se utilizó la aplicación web de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) - Next Generation Attenuation (NGA) ¹⁸.

Niveles de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

En el MRSP (Buckle et al. ⁹) no se fijan de manera explícita y directa los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para caracterizar los distintos estados de daño luego de realizado el ADNL. Conforme a la revisión de la literatura científica y técnica efectuada, pudo observarse que el abordaje más claro en esta cuestión es realizado en distintos estudios de fragilidad sísmica (Nielson ¹⁹, Avsar ²⁰, DesRoches et al. ²¹). En este último estudio citado, patrocinado por CALTRANS (Departamento de Transporte de California), se utilizaron dos PDI para definir los Umbrales de Daño en Componentes (UDC) que ofician de límites para los distintos niveles de desempeño establecidos. Por su pertinencia, serán utilizados también en este estudio. El primero tiene que ver con la capacidad por curvatura de las columnas, denominado ductilidad por curvatura, que se determina según la Ecuación 1.

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_{Fluencia}} \quad (1)$$

Donde:

μ_{φ} = ductilidad por curvatura

φ_{max} = curvatura máxima alcanzada

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

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 manera, entran en juego tanto las medidas de los pedestales donde se ubican los elastómeros, como así también los anchos de sustentación disponibles en la base de apoyo de los estribos (ver Figura 5).

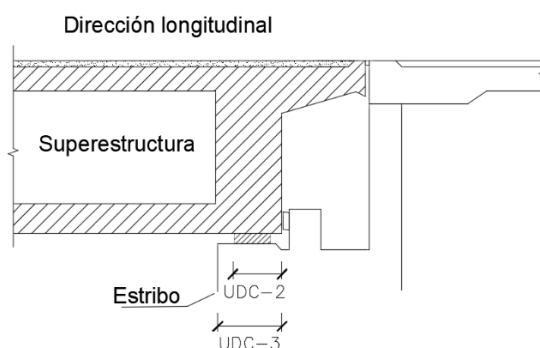


Figura 5. Longitud de apoyo disponible para la superestructura en Estribos

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 un nivel distinto de daño visible, lo que conlleva una estrategia diferente de reparación.

	Niveles de daño en componentes				
Umbral de Daño en Componente	UDC-0		UDC-1	UDC-2	UDC-3
Rango de Daño en Componente	Ningún Daño	Daño desprec.	Daño mínimo. Repar. Menor	Daño signific. Repar. Import.	Daño Irreparab. Reempl. de Comp.
Nivel de desempeño	ND3		ND2	ND1	

Tabla 4 - Niveles de daño en componentes ¹

El estudio de Hwang ²² es tomado como marco referencial por distintos trabajos sobre fragilidad sísmica de puentes para la definición de los límites de daño. Allí, dichos umbrales de daño se determinaron a través de la construcción del diagrama momento-curvatura correspondiente a la sección de columna en pila de un puente típico del centro-este de los Estados Unidos. Este mismo método se aplicó para el puente del presente estudio, pero considerando las características propias de este. Se destacan a continuación los puntos característicos del diagrama citado que ofician de umbrales de daño de los diferentes niveles de desempeño:

- Primera fluencia de armadura longitudinal: φ_1
- Límite de serviciabilidad: Curvatura de fluencia, φ_y
- Límite de control de daño: φ_2 , curvatura correspondiente a una deformación específica de la fibra externa del hormigón de 0.002 para el caso de la presencia de empalmes por yuxtaposición de armaduras en la zona de formación de rótulas plásticas. Curvatura φ_4 , ídem para la situación donde no se presentan dichos empalmes, con una deformación específica de 0.004.
- Límite de prevención de colapso: φ_u , curvatura asociada a la deformación específica de la fibra externa del hormigón correspondiente a la última del modelo de Mander et al. (1988) ²³ para hormigón confinado.

En Figura 6 se presenta esquemáticamente el diagrama Momento-curvatura con su aproximación bilineal y los referidos puntos característicos.

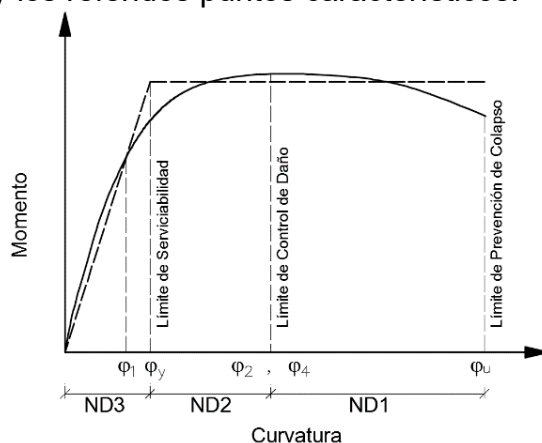


Figura 6. Diagrama Momento-Curvatura. Umbrales de daño

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

Parámetro de Demanda Ingenieril	Umbral de Daño en Componente			
	UDC-0	UDC-1	UDC-2	UDC-3
Ductilidad por Curvatura (μ_ϕ)	1	1.2	2.65	7.67
Desplazamiento Superestr. [mm]	30	100	350	450

Tabla 5 - Umbrales de daño según Parámetros de Demanda Ingenieril

Diseño de Fusibles Estructurales

La estrategia de refuerzo adoptada en este estudio se centra en la dirección longitudinal, dado el desempeño apto verificado en sentido transversal por el amarre de la superestructura a través de tensores dispuestos a tal efecto en los estribos. Dicha estrategia se basa en el empleo de dos barras BRB sobre cada estribo, las cuales añaden rigidez longitudinal al sistema estructural primario y funcionan como disipadores de energía sísmica (Figura 7).

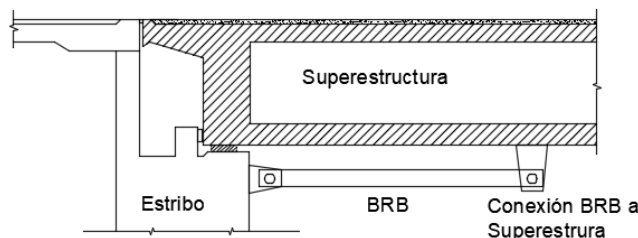


Figura 7. Disposición de Barras BRB. Dos en cada estribo.

El concepto de fusible estructural tiene cuatro ventajas potenciales sobre los sistemas de rehabilitación convencionales: (1) El hecho de lograr que el sistema resistente a cargas gravitatorias permanezca en régimen elástico después de un evento sísmico importante permite lograr niveles de desempeño altos para los eventos de 100 y 1000 años, respectivamente; (2) Disipación de energía a través del comportamiento histerético no lineal estable del fusible; (3) La rigidez del sistema estructural aumenta, proporcionando un desplazamiento horizontal controlado; (4) Idealmente, los elementos de sacrificio se pueden reemplazar fácilmente, minimizando el tiempo de reparación y permitiendo un servicio ininterrumpido del puente.

Por otro lado, esta técnica de refuerzo no está exenta de desventajas y desafíos. Por ejemplo, es necesario realizar una evaluación especial de la capacidad de algunos elementos en particular, ya que los esfuerzos internos del sistema pueden cambiar debido a la resistencia y rigidez adicionales provistas por los elementos reemplazables, con la consecuente afectación a otros componentes del puente.

Para lograr un diseño adecuado en la rehabilitación de puentes deficientes sísmicamente, es necesario efectuar iteraciones hasta verificar todos los estados límite de cada componente. Dicho diseño consta de cuatro pasos principales: (1) Evaluar la capacidad de la pila en estado original y la demanda derivada de dos

riesgos sísmicos (eventos de 100 y 1000 años de recurrencia); (2) Diseñar los elementos de sacrificio siguiendo el concepto de fusible estructural, así como determinar la ubicación, configuración, rigidez y dimensiones de estos; (3) Diseñar las placas de conexión para soportar la carga transferida desde el elemento fusible; y (4) Verificar la capacidad de las columnas y fundación para garantizar que el sistema principal permanezca elástico o con daños menores para el evento sísmico que corresponde a cada uno de los dos niveles de riesgo mencionados.

Para cumplir con estos conceptos y satisfacer los criterios de desempeño para puentes existentes, el fusible debe diseñarse de manera tal que reduzca las demandas de desplazamiento determinadas sobre la pila en estado original. Idealmente, una vez rehabilitado el puente, la pila debería responder elásticamente bajo los eventos de 100 años y 1000 años de periodo de retorno. Sin embargo, debido al aumento de fuerzas impuestas en el sistema, en algunos casos las demandas en determinados elementos pueden llegar a exceder su capacidad, haciendo que el diseño e implementación del fusible resulten inviables. Por esa razón, según el trabajo de Dusicka et al. ²⁴, se permiten pequeñas incursiones inelásticas para el evento de 1000 años. Tomando como base el trabajo de Kowalsky ²⁵, en donde se determinó que, para columnas bien confinadas, los valores de ductilidad de desplazamiento variaron de 1.1 a 3 para satisfacer el estado límite de servicio, surge la recomendación de admitir un desplazamiento máximo del 140 % del desplazamiento de fluencia ($1,4\delta_y$), con lo cual se consigue limitar el daño, mantener una respuesta dúctil del sistema y alcanzar un buen rendimiento operativo.

Dado que la demanda depende del período fundamental del sistema, el diseño del fusible estructural, como se describe en Dusicka et al. ²⁴, se reduce a iteraciones sucesivas hasta determinar la rigidez del sistema de fusibles (K_i^{Fuse}), tal como se expresa en la Ecuación (2).

$$K_i^{Fuse} \geq \max\left(\frac{S_{a-100} mg}{\delta_y^B}, \frac{S_{a-1000} mg}{1.4\delta_y^B}\right) - K_i^B \quad (2)$$

Donde, S_{a-100} y S_{a-1000} son las aceleraciones espectrales dadas por los espectros de respuesta para los eventos de 100 y 1000 años, respectivamente, correspondiente al periodo de la estructura, m es la masa inercial del sistema, g es la aceleración debida a la gravedad, δ_y^B es el desplazamiento de fluencia efectivo en el extremo superior de la pila y K_i^B es la rigidez efectiva de dicha pila.

En resumen, el objetivo del diseño del fusible estructural es reducir las demandas de desplazamiento de la pila en situación original para los eventos de 100 años (δ_{100}) y 1000 años (δ_{1000}). Ello implica, por un lado, obtener demandas de desplazamiento que resulten inferiores al desplazamiento de fluencia de la pila en situación original (δ_i^B) en el caso del sistema reforzado bajo el evento de 100 años (δ_{100}^R) y, por el otro, 1,4 veces el desplazamiento de fluencia de la pila en situación original en el caso del sistema reforzado bajo el evento de 1000 años (δ_{1000}^R), tal como se muestra en la Figura 8.

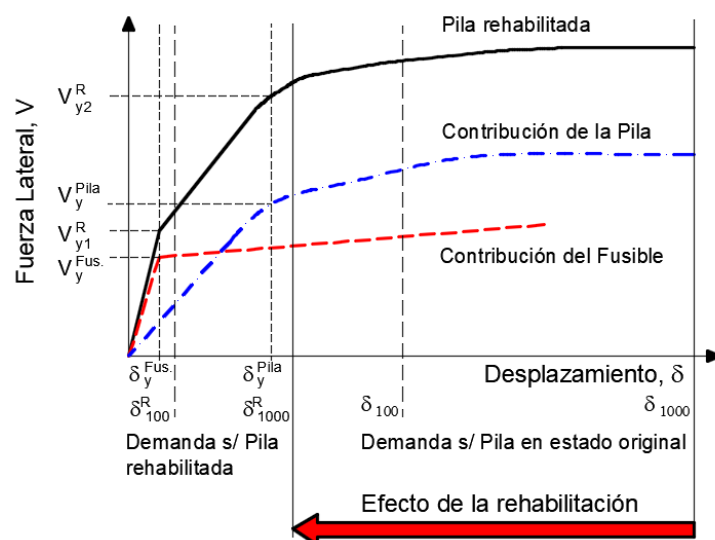


Figura 8. Diseño idealizado de la rehabilitación mediante fusible estructural ²⁴

Modelo analítico

Se desarrolló un modelo analítico 3D del puente de estudio usando la plataforma de elementos finitos OpenSees ²⁶. Para generar este modelo se tomaron en consideración los detalles de los distintos componentes, los cuales fueron obtenidos de los planos del puente. La superestructura fue modelada usando elementos de barra prismáticos elásticos, asumiendo que permanecen en el rango elástico según las prescripciones de Caltrans ²⁷. Para la pila se adoptó un elemento de barra no lineal con plasticidad concentrada en los extremos, donde se formará la rótula plástica. En este caso, las secciones fueron 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.

Asimismo, la interacción suelo-estructura en los estribos se modeló disponiendo resortes en los extremos del modelo con adecuadas relaciones no lineales de fuerza-deformación, las cuales están basadas en las disposiciones de Caltrans ²⁷.

En la Figura 9 se ofrece una vista del modelo analítico del puente. En la misma, a su vez, se muestran detalles de los resortes ubicados en estribos y pilas, así como también de las fibras en columnas. También puede apreciarse el modelo modificado para la situación del puente rehabilitado.

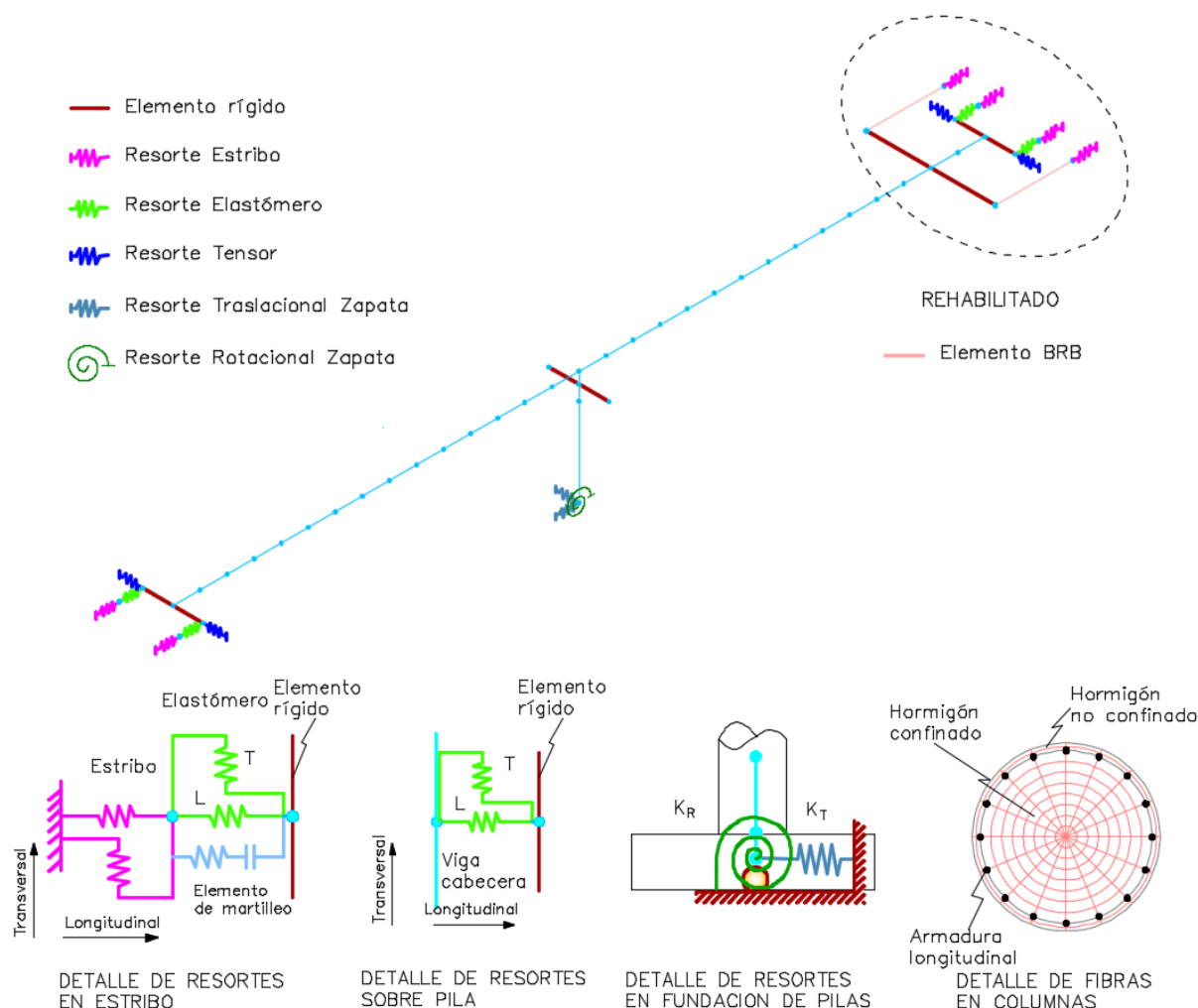


Figura 9. Modelo analítico 3D detallado del Puente y sus componentes ²⁸

En la figura 10 pueden apreciarse las leyes constitutivas adoptadas para los materiales de las fibras.

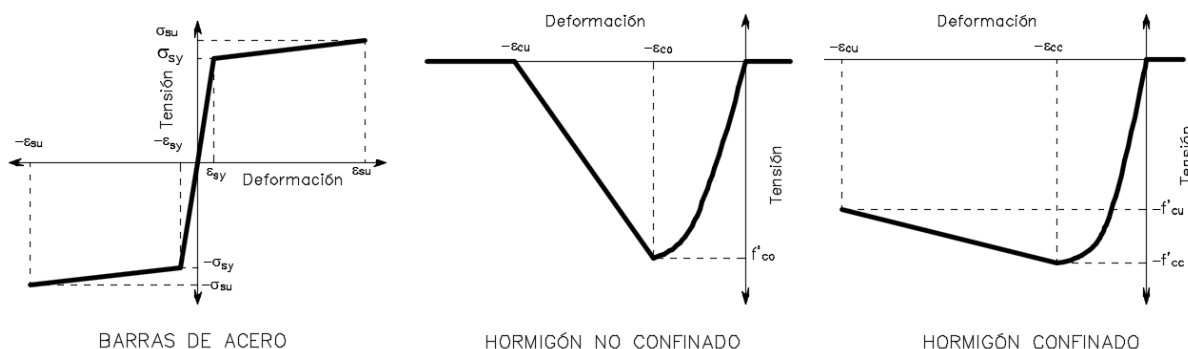


Figura 10. Modelos constitutivos para materiales en fibras de columnas

En la Figura 11 se pueden ver las relaciones fuerza-deformación adoptadas 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.

Dicho muro se comporta como un elemento fusible, lo cual explica por qué no se considera una acción similar en el sentido de la presión activa del terraplén. Asimismo, en dicha figura se puede apreciar la relación fuerza-deformación adoptada para los elementos que representan el martilleo entre el extremo de la superestructura y el muro pantalla del estribo, considerando el espacio de la junta entre ambos. También, se ofrece el modelo analítico escogido para los elastómeros, en el cual la capacidad última por corte ($F_{\text{Fricción}}$) depende de la fricción entre el neopreno y el hormigón. Por último, el modelo correspondiente a los tensores.

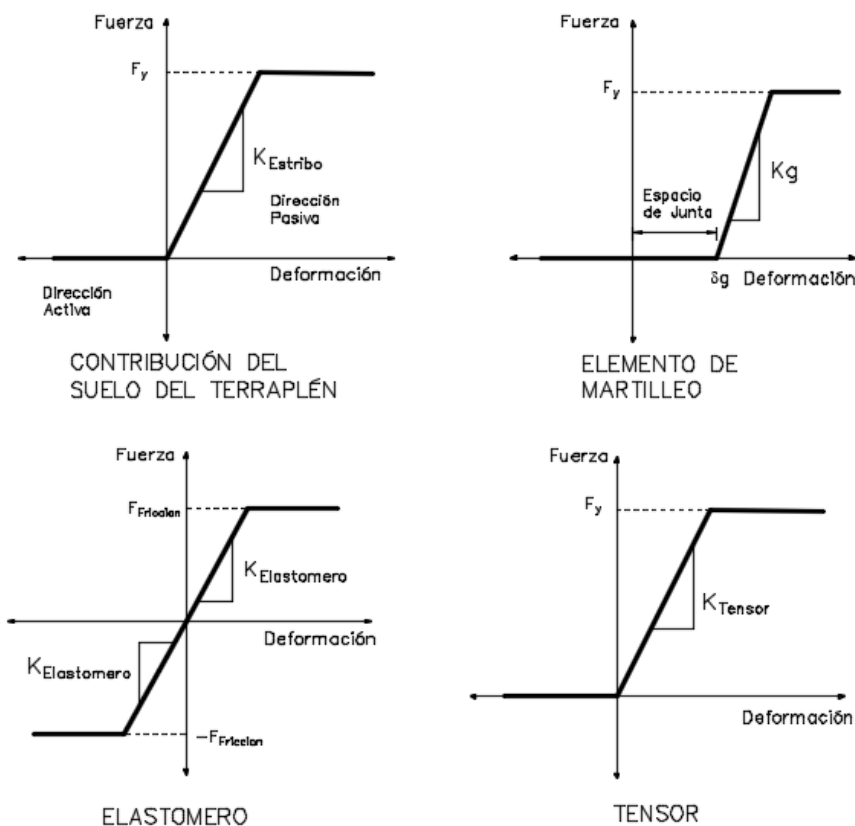


Figura 11. Modelos analíticos para los resortes ubicados en los estribos

En cuanto a la interacción suelo-estructura en la base de la pila, se colocaron resortes rotacionales y traslacionales mediante una matriz de rigidez desacoplada. Los valores de dichas rigideces se calcularon conforme al método establecido en Buckle et al. (MRSP)⁹, para lo cual se tomaron en cuenta las características del suelo de fundación y las dimensiones de la base aislada. Según las recomendaciones formuladas en dicho Manual, la mayoría de las zapatas poco profundas son rígidas en relación con el suelo sobre el que se fundan y para propósitos de análisis es suficiente un modelo de resortes desacoplados. A su vez, en ASCE 41-17²⁹ se ofrecen expresiones para la determinación de los coeficientes que constituyen los elementos diagonales de la matriz de rigidez, sin consideración del amortiguamiento, estableciéndose como procedimiento válido para la mayoría de los casos convencionales.

Para la implementación del BRB, siguiendo a Dusicka et al. (2015)²⁴, se utiliza un modelo bilineal con endurecimiento, tal como se ilustra en la Figura 12. Los parámetros del BRB son: el área del núcleo de acero (A_{sc}), el límite elástico de dicho núcleo (f_y), la rigidez inicial (k_i^{BRB}), que puede asumirse como la rigidez proporcionada

por la sección reducida (la de menor dimensión, comprendida entre las conexiones a placas de anclaje), los factores de sobrerresistencia en tracción (ω) y compresión ($\beta\omega$), el alargamiento del núcleo de acero en el límite elástico inicial (Δ_y), el alargamiento de diseño en cabeza de columna, que, como primera aproximación, puede tomarse como $7.5 \Delta_y$ (Δ_{BM}), el límite elástico axial del núcleo de acero (P_{ysc}) y la resistencia adaptada del arriostramiento (P_{ad}).

En fluencia, la relación tensión-deformación para el BRB se expresa mediante la Ecuación (3). Donde F_y es la tensión de fluencia, E_s , el módulo de elasticidad del acero y ε_y , la deformación unitaria en fluencia. Además, se asume que dicha deformación unitaria es la producida en la sección reducida, cuya longitud es L_c (longitud entre anclajes).

$$F_y = E_s \varepsilon_y \rightarrow \Delta_y^{BRB} = \frac{F_y L_c}{E_s} \quad (3)$$

Finalmente, la contribución de la rigidez y la resistencia a utilizar en el diseño del fusible estructural se determina utilizando las Ecuaciones (4) y (5)

$$k_i^{BRB} = \frac{E_s A_{sc}}{L_c} \quad (4)$$

$$P_y^{BRB} = A_{sc} f_y \quad (5)$$

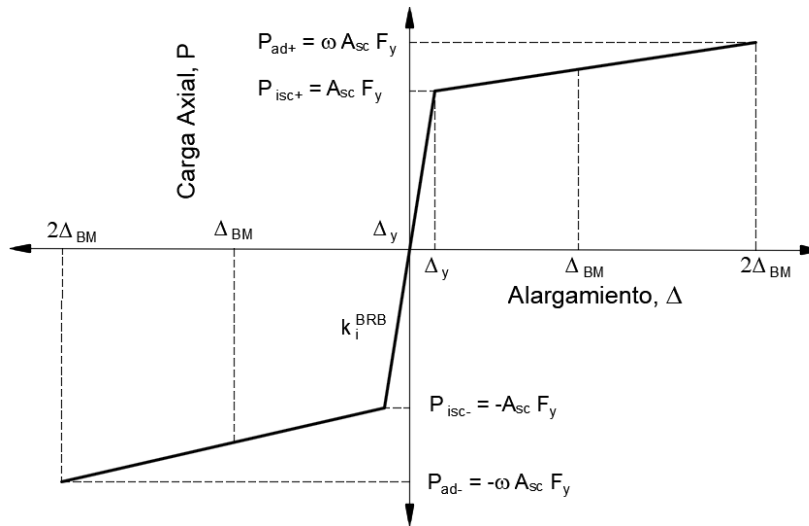


Figura 12. Comportamiento idealizado del BRB ²⁴

Dado que la demanda depende del período fundamental del sistema, el diseño del BRB se reduce a iteraciones hasta determinar su rigidez. En consecuencia, el área del núcleo de acero y la sección de longitud reducida (L_c) del BRB se obtienen de la siguiente manera:

$$k_i^{BRB} = \frac{E_s A_{sc}}{L_c} \geq \frac{S_a m g}{1.4 \delta_y^B} - k_i^B \quad (6)$$

$$\frac{A_{sc}}{L_c} \geq \left(\frac{S_a m g}{1.4 \delta_y^B} - k_i^B \right) \frac{1}{E_s} \quad (7)$$

$$P_{ad} = \beta\omega R_y P_{ysc} \quad (8)$$

Donde, P_{ad} es la resistencia adaptada del arriostramiento; $\beta\omega$ es el factor de

sobrerresistencia en compresión; R_y es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada (generalmente 1,1) y $P_{y_{sc}}$ es la resistencia a la fluencia axial del núcleo de acero. Los factores de sobrerresistencia deben obtenerse mediante ensayos o ser proporcionados por el fabricante. Sin embargo, se puede utilizar un valor inicial de 1,45 para $\beta\omega$.

Para la materialización de las barras BRB en el modelo, se utilizan elementos tipo Truss, según se aprecia en Figura 9.

RESULTADOS

Los acelerogramas compatibles con los espectros correspondientes a los Sismos Menor y Mayor 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, factor de escala entre 0.4 y 2.5, y el rango de periodos de significancia estructural, entre 0.16 s y 2.5 s. Para establecer este rango, se tomaron 0.2 T1 y 2 T2, siendo T1 el periodo de menor valor, correspondiente al puente rehabilitado, y T2, el mayor, en situación original.

Para el caso del Sismo Mayor, se consiguieron 8 registros correspondientes al sismo de Christchurch, New Zealand, con factores de escala que van desde 0.67 a 1.73. Dos de estos registros son del tipo impulsivo. En Figura 13 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. Cabe destacar que el ajuste responde a los requerimientos prescriptos en Buckle et al. [9]. En lo que respecta a la serie de registros, se busca que el promedio de la serie no sea menor que el 85 % del espectro objetivo para cualquier periodo dentro del rango de significancia estructural. Cabe aclarar que, de manera leve, esta condición no se cumple entre 0.16 s y 0.3 s. También merece destacarse que dicha prescripción es cumplida con creces para los periodos más grandes, con lo cual la serie resulta apta para realizar los análisis no lineales del puente.

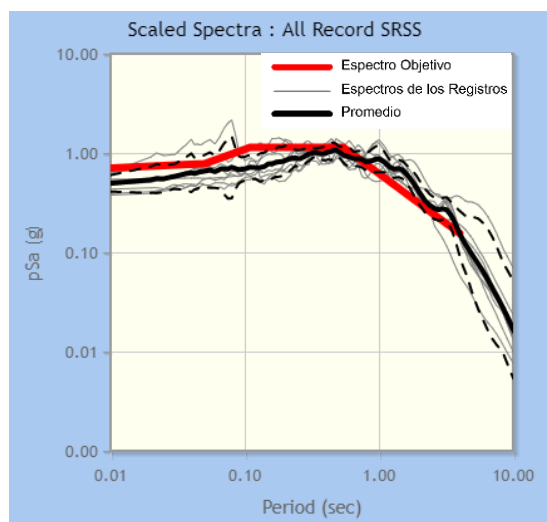


Figura 13. Espectros de registros escalados obtenidos

En la Tabla 6 se muestran los periodos fundamentales correspondientes a la estructura analizada en los estados original y rehabilitado. Este primer modo de vibración se da en la dirección longitudinal. Conviene aclarar que el periodo en el estado original se obtuvo a partir del modelo numérico computacional, no habiéndose determinado experimentalmente.

Situación del puente	Periodo [seg]
Original	1.25
Rehabilitado	0.79

Tabla 6 - Periodos fundamentales de los puentes analizados

En lo que sigue, por razones de abreviación, solo se presentarán algunos resultados correspondientes a la respuesta ante el Sismo Mayor para los estados original y rehabilitado.

La Figura 14 ofrece las respuestas de desplazamientos de la superestructura del puente en la dirección longitudinal, en la cual se registraron los mayores valores. En la Tabla 7 se exponen dichos valores máximos.

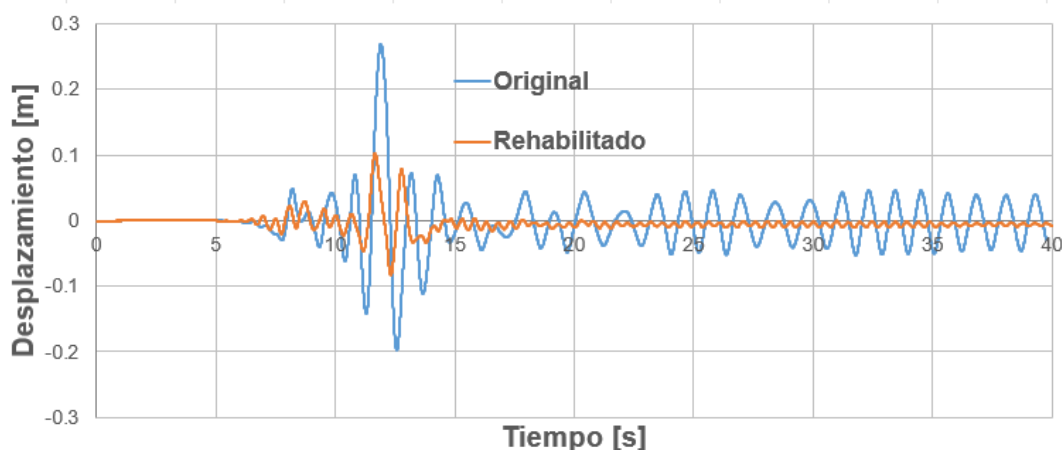


Figura 14. Desplazamientos de la Superestructura del Puente en Dirección Longitudinal. Estados Original y Rehabilitado.

Condición	Desplazamiento max. [m]
Original	0.269
Rehabilitado	0.103

Tabla 7 - Desplazamientos máximos de los puentes analizados en Dirección Longitudinal

En la Figura 15 se muestran las respuestas Momento-Curvatura para el puente en la dirección longitudinal, donde resultaron más desfavorables, tanto para el estado original como rehabilitado.

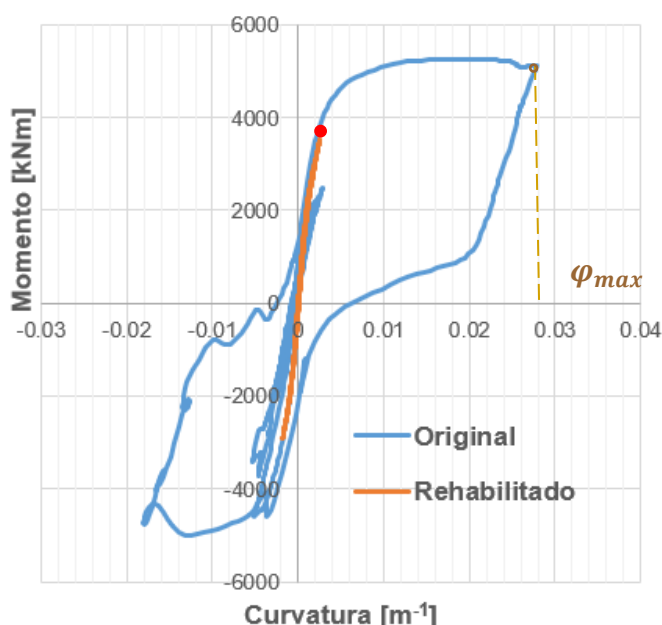


Figura 15. Diagrama Momento-curvatura en columna de pila del Puente en Dirección Longitudinal

En Tabla 8 se ofrecen los resultados de la Curvatura de Fluencia, Curvatura Máxima y la Ductilidad de Curvatura para la columna de la pila del puente.

Estado	Curvatura de Fluencia [ϕ Fluencia]	Curvatura Máx. [ϕ max]	Ductilidad de Curvatura [μ_ϕ]
Original	0.00316	0.0278	8.81
Rehabilitado		0.00256	0.81

Tabla 8 - Curvatura de Fluencia, Curvatura Máxima y Ductilidad de Curvatura en columna del puente analizado

La Figura 16 ofrece la respuesta de uno de los arriostramientos BRB dispuestos en dirección longitudinal, quedando evidenciada la disipación de energía por histéresis.

Por otra parte, se verificaron los efectos de coacción generados por los dispositivos BRB en la superestructura. Se comprobó que el incremento máximo de tensiones se localiza en la fibra inferior de esta y resulta del orden del 39 % del valor de las provocadas por las pérdidas de pretensado.

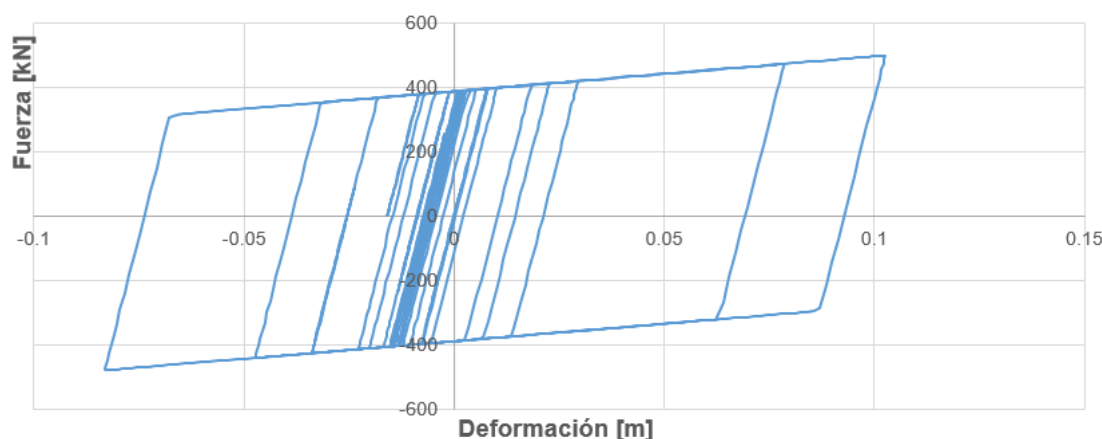


Figura 16. Respuesta de una de las barras BRB en Dirección Longitudinal

DISCUSIÓN

En relación con las respuestas sobre el puente en su estado original, para el Sismo Mayor, la Ductilidad por Curvatura en el sentido longitudinal resultó un 250 % superior que la transversal. Esto obedece a la presencia de los tensores en los estribos que permiten amarrar la superestructura en dicha dirección, mejorando su desempeño.

Conforme a los resultados, la ductilidad por curvatura en la pila del puente supera el límite de prevención de colapso, con lo cual se requeriría el reemplazo de este componente, no cumpliendo, por tanto, con los requerimientos mínimos de desempeño para el sismo Mayor. Al tratarse de un puente antiguo, se requiere un Nivel de Desempeño 1, que garantiza la seguridad de vida con daños permanentes significativos (ver Tabla 2).

Los resultados obtenidos en la situación del puente rehabilitado muestran que este presenta un nivel de desempeño 3, totalmente operacional, superior al requerido. Para lograr este desempeño, resultó determinante como parámetro de demanda ingenieril el desplazamiento de la superestructura, en lo que respecta al control de daño del muro pantalla del estribo y del extremo de la superestructura. Por aproximaciones sucesivas se determinaron los parámetros del modelo de los BRB's hasta alcanzar el desplazamiento objetivo de 0.10 m requerido para dicho desempeño. El desplazamiento máximo se redujo así en un 67 % en el caso rehabilitado respecto del original, en tanto que la ductilidad por curvatura disminuyó enormemente, un 92 %.

La mayor rigidez en sentido longitudinal aportada por dichos BRB queda evidenciada también por la disminución del periodo, del orden del 37 %, para la situación del puente rehabilitado. A su vez, se comprobó que dicho aumento de rigidez no genera efectos significativos sobre la superestructura en términos de tensiones inducidas, al estar con cierta holgura por debajo de las provocadas por las pérdidas de pretensado.

CONCLUSIONES

Se presentó una metodología de evaluación detallada mediante análisis dinámico no lineal en un puente típico de Argentina, para el estado original y rehabilitado

sísmicamente mediante fusibles estructurales constituidos por barras de arriostramiento con pandeo restringido, conforme al estado actual del conocimiento, desde la evaluación de la sismicidad del sitio de implantación de la obra hasta la determinación de su desempeño estructural.

A consecuencia de la modificación de la respuesta dinámica del puente, provocada por el incremento de rigidez aportado al conjunto por las barras BRB, se logró superar el objetivo de desempeño esperado conforme a normativa. Por un lado, esto se vio favorecido por la limitación de fuerzas en componentes críticos como la columna de la pila, llevándola desde una situación de colapso inminente a permanecer en el rango elástico. Por el otro, la notable reducción del desplazamiento de la superestructura favoreció el control de daño en el muro pantalla del estribo por efecto del martilleo del extremo de esta. Al alcanzar simultáneamente estos dos propósitos, la utilización de esta técnica de rehabilitación resultó altamente efectiva.

REFERENCIAS

- [1] Connor, J., Wada, A., Iwata, M. & Huang, Y., 1997. Damage-Controlled Structures. I: Preliminary Design Methodology for Seismically Active Regions. *Journal of Structural Engineering*, April, 123(4), pp. 423-431.
- [2] Vargas, R. & Bruneau, M., 2009. Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses. I. *Journal of Structural Engineering*, 135(4), pp. 386-393.
- [3] El-Bahey, S. & Bruneau, M., 2011. Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents. *Engineering Structures*, Volume 33, pp. 1052-1061.
- [4] Bazaez, R. & Dusicka, P., 2016. Cyclic behavior of reinforced concrete bridge bent retrofitted with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, Volume 119, pp. 34-48.
- [5] Wei, X. & Bruneau, M., 2016. Case Study on Applications of Structural Fuses in Bridge Bents. *Journal of Bridge Engineering*, 21(7), p. 05016004.
- [6] Wang, Y., Ibarra, L. & Pantelides, C., 2016. Seismic Retrofit of a Three-Span RC Bridge with Buckling-Restrained Braces. *Journal of Bridge Engineering*, 21(11), p. 04016073.
- [7] Wei, X. & Bruneau, M., 2017. Analytical investigation of Buckling Restrained Braces' applications in bidirectional ductile end diaphragms for seismic performance of slab-on-girder bridge. *Engineering Structures*, Volume 141, pp. 634-650.
- [8] Clark, P. et al., 1999. *Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices*. Santa Barbara, CA, s.n., pp. 355-371.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] 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.

- [12] 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.
- [13] INPRES CIRSOC 103. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Parte VI Puentes de hormigón armado. Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Instituto Nacional de Tecnología Industrial. 2020.
- [14] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Washington, DC. 2011.
- [15] Cardona O, A. Barbat, M Carreño, G Bernal, M Mora, C Velásquez, M Salgado, "Perfil de Riesgo de Desastres. Informe Nacional para Argentina", CIMNE, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. 2016.
- [16] Wang G, R Youngs, M Power y Z Li, "Design ground motion library: an interactive tool for selecting earthquake ground motions", Earthq. Spectra, Vol. 31, pp. 617–635. 2015.
- [17] American Society of Civil Engineers. Structural Engineering Institute. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. 2022.
- [18] PEER Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. <http://www.ngawest2.berkeley.edu>. 2026. (Consultada el 01.05.26)
- [19] Nielson B.G., "Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology. Atlanta, Georgia. 2005.
- [20] AVŞAR O. "Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment of Ordinary Highway Bridges in Turkey", PhD Thesis, Middle East Technical University. Ankara, Turquia. 2009.
- [21] DesRoches, R, Padgett, J., Ramanathan, K., Dukes, J. (2012). "Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships". Final Report CA12-1775. Georgia Institute of Technology. California Department of Transportation.
- [22] Hwang H., Liu J.B. and Chiu Y.H., "Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges", Report No. MAEC RR-4, Center for Earthquake Research Information. 2001.
- [23] Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988). Observed stress strain behavior of confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 114:8, pp. 1827-1849.
- [24] Dusicka, P., Bazaez, R., and Knoles, S. (2015). Bridge Seismic Retrofit Measures Considering Subduction Zone Earthquakes. Report FHWA-OR-RD-16-01.
- [25] Kowalsky, M. Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, 126(8), pp. 869-878. 2000.
- [26] 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.
- [27] Caltrans, "Seismic Design Criteria Version 1.7.", California Department of Transportation, Sacramento, CA. 124-129. 2013.
- [28] 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.
- [29] American Society of Civil Engineers (ASCE). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-17). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers. 2017.