

Comparación de métodos de vulnerabilidad sísmica de puentes

Javier A. Danna¹ & Gustavo A. Pérez²

(1) *Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Tucumán.*
jdanna@facet.edu.ar

(2) *Instituto de Estructuras Ing. Arturo M. Guzmán, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Tucumán.*
gperez@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN: Se evalúa la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes utilizando tres métodos. Se comparan los resultados obtenidos con estos tres, sus procedimientos y aplicabilidad en el medio. Debido a la escasa información acerca de la definición de los sismos en Argentina, se toma como referencia la norma sísmica italiana NCS-2008, que tiene sus fuentes en el Eurocódigo. Los métodos de vulnerabilidad utilizados son: el método de capacidad demanda de componentes, el método del espectro de capacidad y el método “pushover”, y se aplican sobre un puente de tipología común en el medio. La comparación entre los métodos muestra que a medida que se van utilizando métodos más sofisticados, las variables que entran en juego son cada vez más y los resultados más confiables. También se puede apreciar que un método con un enfoque global, como el método de capacidad demanda, ofrece resultados que no se pueden obtener con uno local como el método del espectro de capacidad y viceversa. Además los resultados obtenidos son simples de interpretar y los parámetros requeridos son fáciles de obtener a partir de un inventario de puentes fundamentalmente por ser común a las técnicas de recolección de datos empleadas actualmente en el medio.

1 INTRODUCCIÓN

A medida que pasan los años, las ciudades van creciendo, concentrando más población. También se van haciendo más complejos los sistemas de transporte y comunicación. Esta complejidad implica que también deben ir evolucionando las medidas de rehabilitación de obras existentes. Además, nuestros conocimientos científicos sobre los fenómenos que pudieran alterar o dañar esos complejos sistemas donde vivimos, van evolucionando para que la ocurrencia de alguna catástrofe, si bien no pueda ser evitada, al menos puedan ser reducidas sus consecuencias.

Entre todos los fenómenos que nos aquejan, los movimientos sísmico son los que mayor cantidad de víctimas se han cobrado en el mundo.

Si bien se siguen construyendo nuevas obras, el número de ellas comparadas con las existentes es ínfimo. Esto explica la necesidad de explorar a fondo los conocimientos sobre evaluación y rehabilitación de estructuras existentes.

En este contexto, los puentes son estructuras esenciales durante la ocurrencia de un terremoto, ya que deben permanecer en servicio durante un evento para permitir el rápido acceso de los servicios de emergencia. El riesgo que tiene una

estructura de colapsar depende de la peligrosidad del lugar en que se encuentra ubicada y de la vulnerabilidad, que es una característica intrínseca de la misma.

En Argentina, existe un número significativo de puentes emplazados en zonas sísmicas, que han sido diseñados y construidos sobre la base de criterios sísmicos obsoletos. Por ello es necesario evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes y así establecer su probabilidad de falla.

2 MÉTODOS DE EVALUACIÓN

Según Priestley *et al* (1996) se recomiendan dos etapas de evaluación de puentes: La evaluación preliminar y la evaluación detallada. Con ambas, se puede determinar el estado actual del puente. Más adelante se explicará con detalle cada una de estas etapas.

El presente trabajo se enfoca en realizar una comparación entre algunos métodos que se utilizan para realizar la segunda etapa de evaluación. Estos métodos son: 1 Método C, o método de coeficientes de capacidad/demanda de componentes, 2 Método del espectro de capacidad y 3 Método “pushover”. A modo de

ejemplo, estos métodos se aplicarán sobre un puente que no supera la evaluación preliminar.

3 DAÑO Y ESTADOS LÍMITE

Basado en el daño en puentes de hormigón en sismos pasados; varios investigadores Priestley *et al* (1996), Hwang H. (2001), Buckle *et al* (2006), Erduran y Yakut (2004), entre otros; desarrollaron un sistema detallado para definir los estados límite.

El daño puede venir dado por cualquier parámetro mediante el cual se pueda expresar el comportamiento de la estructura ante un sismo. Los indicadores de daño pueden ser locales o globales. En este trabajo se adopta la "ductilidad de desplazamientos" μ , ver ecuación 1, como indicador de daño.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

Δ_u es el desplazamiento último y Δ_y es el desplazamiento de fluencia. Esta elección se debe a que es más sencillo tratar los resultados obtenidos con los métodos nombrados anteriormente.

Se presentan tres estados límite de daño según el criterio adoptado por Priestley *et al* (1996). 1) Estado Límite de Serviciabilidad, 2) Estado Límite de Control de Daños, 3) Estados Límite de Prevención de Colapso.

Se adopta la definición de los estados límite dada por Choi (2004), para determinar el desplazamiento para cada estado de daño, los cuales se pueden ver en la Tabla 1.

Tabla 1. Ductilidad de desplazamientos para cada estado límite dados por Choi

Estado límite	Ductilidad de desplazamiento
Serviciabilidad	1,2
Control de Daño	1,76
Prevención de Colapso	4,76

4 ACCIÓN SÍSMICA

Una de las partes más críticas de este trabajo ha sido definir la acción sísmica. En nuestro país no se cuenta con la cantidad de registros suficientes para hacer una valoración confiable; y el reglamento Cirsoc 103 (2008), aún en trámites de aprobación; no considera todos los parámetros de que depende el sismo.

Para suplir esta limitación, se estudian los reglamentos de otros países, para poder definir un

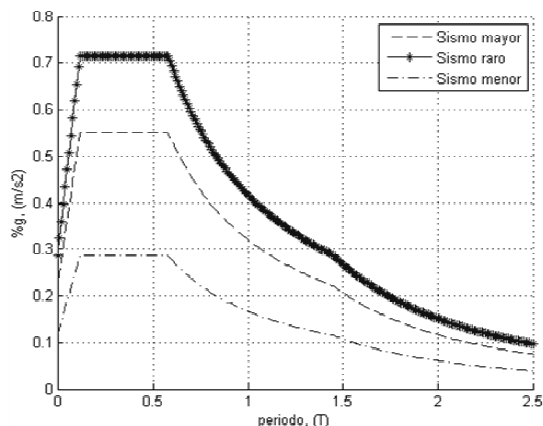


Figura 1 - Espectros de pseudoaceleraciones obtenidos para los sismos de 100, 475 y 1000 años de periodo de retorno, para suelo tipo espectral 2 y zona sísmica 2

criterio unificado en cuanto a la definición del sismo de diseño. El Cirsoc define los espectros de pseudoaceleraciones para un período de retorno de 475 años. Según las recomendaciones del manual FEMA 356 (2000), se debe evaluar el comportamiento de los puentes ante los sismos menor y mayor, con un período de retorno de 100 y 1000 años respectivamente.

Para determinar las ordenadas espectrales de sismos de recurrencias distintas, se estudió la Norma Italiana NSC-2008; las recomendaciones de Méndez (2012) basadas en el FEMA 356 (2000); y las recomendaciones dadas por Aguiar (2003). Del análisis, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Aguiar (2003) recomienda valores de 1,3 para obtener el sismo mayor y de 0,50 para el sismo menor.

- Los valores adoptados por Méndez (2012) oscilan entre 1,24 y 1,63 para el sismo mayor y entre 0,30 y 0,50 para sismo menor.

- Del estudio de la Norma Italiana (2008) se obtienen valores de 1,3 para sismo mayor y 0,52 para sismo menor.

Finalmente se adoptan los valores de 0,52 para sismo menor y 1,30 para sismo mayor, ya que son valores promedio entre los expuestos anteriormente.

Con los factores obtenidos se modifica los espectros de pseudoaceleraciones del Cirsoc para obtener los sismos mayor y menor. Para poder ilustrar este procedimiento, se exponen los espectros de pseudoaceleraciones de 100, 475 y 1000 años para zona sísmica 2 y tipo espectral 2 para Argentina. Ver Fig. 1. De la misma forma se pueden obtener los espectros para otras zonas sísmicas y tipos de suelo.

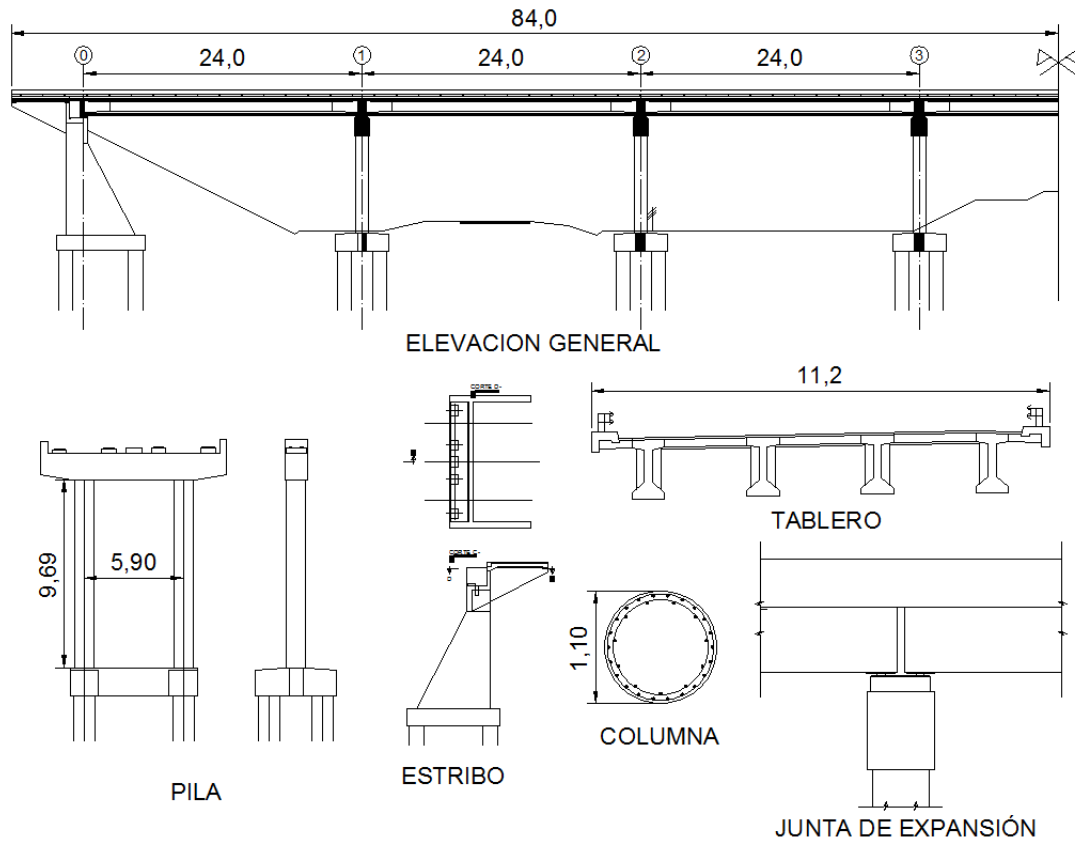


Figura 2 - Esquema general del puente discontinuo de siete tramos simplemente apoyados

5 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

Como ejemplo, los métodos de, se aplicarán sobre un puente que no supera la evaluación preliminar extraído de Méndez (2012). La superestructura del puente es post-tesada en sentido longitudinal, de siete tramos simplemente apoyados con diafragmas transversales en cada apoyo. La sección transversal se compone de cuatro vigas doble T de sección constante sin continuidad estructural. La superestructura fue diseñada con hormigón de resistencia a compresión simple de $f'_c = 30,0$ MPa, cordones de tesado con resistencia a tracción $\sigma_{ar} = 1800$ MPa y armadura pasiva de acero conformado torsionado en frío con $\sigma_f = 400$ MPa. La subestructura fue diseñada con hormigones de resistencia a compresión simple de $\sigma_{pr} = 21,0$ MPa, y armaduras con $\sigma_f = 420$ MPa. Todas las pilas están formadas por dos columnas de sección circular; vinculadas inferiormente por una viga cabezal, fundada sobre 4 pilotes de 1.2 m de diámetro; y superiormente por una viga dintel de 1,30 m de ancho y 1,50 m de altura. Los estribos son del tipo abierto, también fundados sobre cuatro pilotes de 1.2 m de diámetro en todos los casos. Los apoyos que transmiten las cargas desde la superestructura a la

subestructura son de neopreno armado con láminas de acero, tanto en estribos como en pilas. En estribos y pilas, el puente tiene cuatro apoyos rectangulares discontinuos de dimensiones $0,40 \times 0,40 \times 3,50 \times 10^{-2}$ m.

6 MODELADO NUMÉRICO

Se utilizó un modelo simple del puente con la ayuda del programa computacional SAP2000 V14.0.

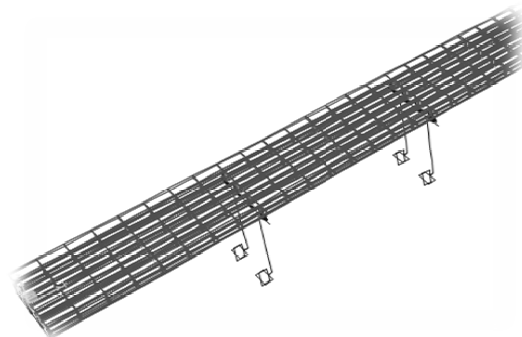


Figura 3. Modelo numérico elástico lineal

El tablero se modela con elementos finitos tipo "shell", las pilas y estribos con elementos tipo "frame" empotrados a la fundación, los apoyos

con elementos "link" con rigidez elástica en ambas direcciones horizontales y fijo en la dirección vertical.

6.1 Hipótesis

- Para el caso de las acciones sísmicas, no se consideraron las fuerzas inerciales correspondientes a las sobrecargas de uso, porque el puente está ubicado en una zona de congestión de tráfico baja.

- En el sentido longitudinal y transversal del puente, las columnas se consideran empotradas rígidamente en la parte inferior (cabezales de pilotes) y en la parte superior (viga dintel).

- No se consideran los efectos de segundo orden.

- No se considera la rigidez de estribos en la respuesta del puente.

En la Fig. 2 se indican las dimensiones adoptadas para modelar el puente en el programa computacional.

En la Fig. 3 se indica una vista del modelo de elementos finitos utilizado en el análisis.

7 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

7.1 Descripción de los Métodos

El procedimiento seguido de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes es el que recomienda la FHWA (2008). Este se expone a continuación.

- Se realiza un inventario de los puentes que serán evaluados, en los que se indiquen datos fundamentales como ser: nombre del puente, ubicación, geometría, etc.

- Se determina la categoría sísmica de rehabilitación. Para cada uno de los puentes se deben conocer los requisitos mínimos a tener en cuenta en el proceso de rehabilitación. Estos requisitos dependen de la Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR) del puente. Esta se obtiene fijando los niveles de desempeño (a partir de la vida útil de servicio, la importancia de la estructura y el nivel de sismo considerado) y de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento.

- En el análisis preliminar y para sismo menor, la metodología propone comparar la demanda sísmica elástica con las cargas de frenado y viento. En cambio para sismo mayor, se recomienda el método de índices dado en FHWA (2008).

- Los puentes hallados deficientes en el análisis preliminar se someten a una evaluación detallada utilizando uno o más de los siguientes métodos.

- Método A1 / A2: Verificación de fuerzas en apoyos o conexiones y anchos soporte.

- Método B: Verificaciones de la capacidad de componentes.

- Método C: Método de Capacidad / Demanda de componentes.

- Método D1: Método del espectro de capacidad.

- Método D2: Método "pushover"

- Método E: Procedimiento dinámico no lineal (Análisis en la historia del tiempo).

El primer método es el más sencillo de todos pero es también el más conservativo. Los siguientes son cada vez más sofisticados y el último, método E, es el que involucra más parámetros y el menos conservativo.

- En el caso en que de la evaluación detallada se concluya que un puente es vulnerable, se debe definir la estrategia de rehabilitación, que consiste en el plan completo de las tareas a realizar. Algunas de las medidas más comunes son: Reforzar, mejorar la capacidad de desplazamiento, mejorar el suelo del lugar, controlar el daño de componentes específicos o reemplazarlos parcialmente.

7.1.1 Método C/D:

En este método se calcula la relación capacidad demanda de cada componente del puente. En su forma más simple, relaciones mayores a 1 (uno) indican suficiente capacidad para resistir las demandas sísmicas y relaciones menores a uno, indican que los componentes deben ser rehabilitados. Esto es válido solo para la hipótesis de que el puente se comporte elásticamente. Sin embargo, si se considera que el puente trabaja en el rango inelástico, la relación capacidad demanda, estará asociada a la ductilidad de los miembros y no necesariamente debe ser menor que uno.

En la actualidad existen diversos métodos para calcular la relación capacidad/demanda. Según el manual de la FHWA (2008), la categoría del puente en estudio es Cat. C y los componentes que se deben evaluar son los siguientes: Conexiones, apoyos y anchos de soportes; pilas, columnas y fundaciones; estribos y suelos.

De estos componentes, la FHWA (2008) recomienda analizar las relaciones c/d de desplazamientos y fuerzas de apoyos de conexiones; anclajes, empalmes, armaduras de recubrimiento, esfuerzo de corte y rotaciones de fundaciones en pilas; desplazamiento de estribos y licuefacción del suelo. Sin embargo, debido a la hipótesis hecha sobre comportamiento del suelo, los estribos y las fundaciones, solo corresponde evaluar las pilas, los apoyos y las conexiones.

- Restricciones de método: El uso del método está restringido a puentes que se comporten elásticamente. Caso contrario, las relaciones darían valores muy conservadores. Además las

relaciones C/D propuestas, son por lo general experimentales y basadas en el juicio ingenieril.

7.1.2 Método D1: Método del espectro de capacidad

- La evaluación de la capacidad del puente se realiza por medio de una curva “pushover” idealizada. Ver Fig 4. La pendiente de la primera rama (k_1) representa la rigidez del puente completo antes de que se alcance la fluencia, y la segunda (k_2), la rigidez después de la fluencia. La primera rama se determina considerando la rigidez elástica fisurada de todas las columnas. La segunda, se considera de manera simplificada que tiene una pendiente nula. La fuerza de fluencia (F_y) se determina sumando la resistencia al corte de todas las columnas. La resistencia al corte se obtiene como el cociente entre el momento nominal (obtenido del diagrama de interacción para el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria) y la altura de la columna.

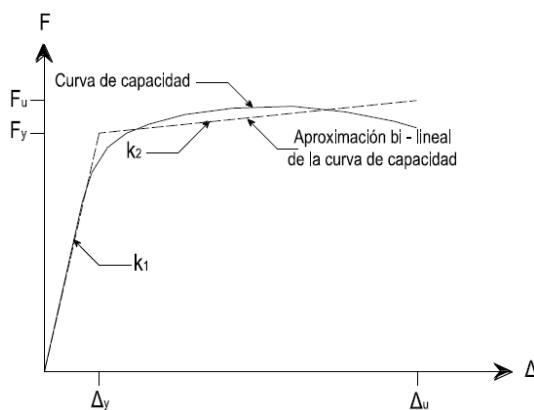


Figura 4. Curva de capacidad idealizada

- La demanda se representa a través de los espectros de respuesta amortiguados 5%. Una vez que los elementos plastifican y se deterioran, la rigidez general decrece y los niveles de amortiguamiento aumentan en función de la ductilidad de desplazamiento (ecuación 1). Se introduce el amortiguamiento efectivo que modifica las ordenadas del espectro elástico. Ver ecuación 2.

Luego, se realiza el espectro de capacidad. Las curvas de capacidad y demanda se condensan en un único gráfico denominado espectro de capacidad.

Finalmente se obtiene el punto de performance utilizando el método B del manual ATC40 (1996). El procedimiento es el siguiente:

a) Se confecciona el espectro capacidad/demanda con la curva pushover idealizada y el espectro de pseudoaceleraciones amortiguado un 5%. b) Se dibujan los espectros para distintos

amortiguamientos efectivos (por ejemplo 7%, 10%, 15%, 20% y 25%) en el mismo gráfico del paso uno. c) Se determina la ductilidad de desplazamiento para varios desplazamientos de prueba (d_i) con la ecuación $\mu_i = d_i/\Delta_y$ donde Δ_y es el desplazamiento de fluencia. d) Se determina el amortiguamiento efectivo con la ecuación 2.

$$\xi_{eff} = 0,05 + 0,24(1 - 1/\mu) \quad (2)$$

e) Para cada valor d_i considerado, se grafica en el espectro de capacidad, el punto resultante d_i , ξ_{eff_i} . f) Se unen todos los puntos graficados con una curva. g) En la intersección de esa curva con la de capacidad, se encuentra el punto de performance.

7.1.3 Método D2: Método “Pushover”

- La curva de capacidad se obtiene utilizando el procedimiento de análisis “pushover”. En primer lugar, se aplica a la estructura una fuerza lateral (E) y se determina el momento flector en los miembros, debidos a esa carga (V). Además se debe elegir un punto de control, donde se determinarán los desplazamientos (D). Luego, la fuerza se aumenta hasta que algún miembro o grupo de ellos sea incapaz de seguir absorbiendo carga. Esto es, cuando hayan llegado a la carga de plastificación. A continuación y habiendo alcanzado su resistencia de fluencia, el miembro se anula de la estructura, considerando rótulas plásticas en los puntos de momento máximo. Se registra el desplazamiento en el punto de control y los esfuerzos de corte en las columnas, cada vez que se alcance la resistencia de fluencia de algunos miembros. Finalmente el corte (V) y los desplazamientos (D), son volcados en una gráfica, que se denomina “curva pushover”.

- El cálculo de la demanda sísmica se realiza con el Análisis Modal Espectral. Se tienen como dato de partida, los modos y las frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad. En primer lugar se determina el espectro elástico de pseudoaceleraciones minorado, utilizando el factor de reducción de fuerzas (R) recomendado por Priestley *et al* (1996). Se toma $R=3$. Luego, con las frecuencias naturales se obtuvieron los periodos naturales y con estos las ordenadas espectrales del espectro reducido. Después de eso, se determinan los esfuerzos de los elementos del puente para cada modo de vibración, usando las ordenadas espectrales obtenidas en el paso anterior, con el método estático que figura en el reglamento Cirsoc (2008). Finalmente, la superposición modal se realiza, para la dirección considerada, tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales. Cuando

existan modos cuyos períodos difieren entre sí en menos de un 10 %, los efectos de ellos se sumaran en valores absolutos y se elevarán al cuadrado como grupo.

- Con la capacidad y la demanda calculadas en los pasos anteriores, se determina el cociente entre ellos (r_L) de la siguiente forma: $r_L = \Delta_C / \Delta_{EQ}$. Si $r_L \geq 1,5$, no se necesitan acciones de rehabilitación. Si $1,0 \leq r_L < 1,5$, pueden ser requeridas acciones de rehabilitación. Si $r_L < 1,0$, deben ser tomadas medidas de actualización.

- Restricciones para el método: Este método es de enfoque general y tiene pocas restricciones. Sin embargo, el análisis de la capacidad está limitado a la evaluación pila por pila, lo cual no necesariamente captura la capacidad del puente como un todo.

7.2.- Consideraciones acerca de los métodos utilizados

El método C se focaliza en el comportamiento individual de cada componente en lugar de la respuesta del puente como un conjunto de elementos. En este sentido, brinda una visión detallada de las deficiencias de un puente, pero puede sobrestimar la vulnerabilidad total del puente y conducir a una mayor necesidad de rehabilitación de la que realmente se necesita. Esto es porque el método ignora la respuesta y la capacidad del puente funcionando como un sistema, es decir, no tiene la capacidad de redistribuir cargas de un miembro a otro. El error en este sentido es pequeño, si el puente responde de manera elástica, o aproximadamente elástica.

El método D1 es un poco más elaborado que el método C, ya que considera que la estructura incursiona en el rango inelástico. Sin embargo, solo evalúa de manera simplificada la capacidad y la demanda del puente.

El método D2 es el más sofisticado de los tres utilizados. Representa la capacidad por medio de la curva carga desplazamiento real de los componentes y la demanda está dada para un análisis dinámico del puente.

Con el método D1 se determina el comportamiento de todo el puente, mientras que el método D2 solo se realiza para una pila.

Con ambos métodos, D1 y D2 se puede hallar el punto de performance de la estructura. Para hallarlo, con el método D1 se debe realizar un procedimiento iterativo, mientras que con el D2, se puede obtener de manera directa. Esto es por la forma de obtener los factores de reducción de resistencia del espectro elástico.

Sin embargo, ni el método D1 ni el D2 considera el comportamiento de las conexiones entre el tablero y las pilas, realizadas en este caso por

apoyos de neopreno. Tampoco tiene en cuenta los efectos de las juntas entre tramos, lo cual si es evaluado con el método C.

Ninguno de los tres métodos considera la interacción entre el suelo y la estructura, ni el comportamiento no lineal de las juntas y apoyos,

8 ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 Método C

Se muestran los coeficiente c/d calculados para sismo mayor.

Tabla 2. Relaciones c/d para sismo mayor

Apoyos	c/d
Desplazamientos en pilas	0,87
Desplazamientos en estribos	1,38
Fuerzas en pilas	1,65
Fuerzas en estribos	0,23
Armadura de pilas	
Anclajes	1,51
Empalmes	0,45
Confinamiento transversal	1,6
Esfuerzo de corte en columnas	
Pila 1	2,04

- Se verifica insuficiencia de la longitud de apoyo de la superestructura en las pilas del puente, pero tiene suficiente fuerza en apoyos.

- La longitud de apoyo de estribos es suficiente, pero la fuerza de apoyos es insuficiente.

- Las longitudes de anclaje son suficientes en la unión entre las pilas y la fundación y en la unión entre las columnas y la viga cabezal.

- Los empalmes, que en todos los casos se realizan en las zonas de posibles articulaciones plásticas, resultan insuficientes en todas las columnas.

- El confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas resulta suficiente.

- Las relaciones de corte en las columnas resultan suficientes.

8.2 Método D1

En el sentido longitudinal y para sismo menor, el puente se comporta elásticamente ya que la intersección de ambas curvas (capacidad y demanda) se da en la rama elástica del espectro de capacidad. Ver Fig. 5.

En cambio para sismo mayor, se puede ver que el puente presenta un comportamiento inelástico. El desplazamiento de fluencia de la estructura es de 14,5 cm y el de performance es de 17,0 cm, lo

que da una ductilidad de desplazamiento de $17,0/14,5=1,17$.

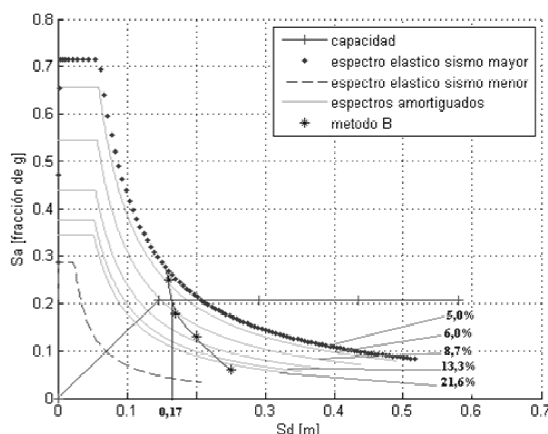


Figura 5. Espectro de capacidad en la dirección longitudinal

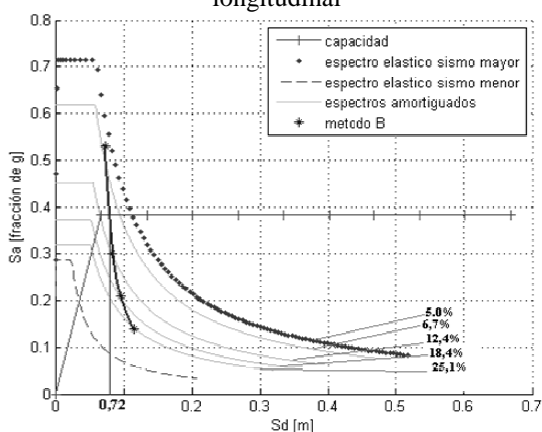


Figura 6. Espectro de capacidad/demanda en la dirección transversal

En el sentido transversal y para sismo menor, el puente se comporta elásticamente. Ver Fig. 6. Para sismo mayor, el puente se comporta inelástico. El desplazamiento de fluencia de la estructura es de 6,7 cm y el de performance es de 7,2 cm. La ductilidad de desplazamiento es $7,2/6,7=1,07$.

Cabe destacar, que si bien el comportamiento en ambas direcciones para sismo mayor es inelástico, es muy poco lo que la estructura incursiona dentro de este campo. Esto se puede apreciar analizando las ductilidades de desplazamiento en ambas direcciones: 1.17 longitudinal y 1.07 transversal.

8.3 Método D2

Las curvas pushover obtenidas se muestran, para la dirección longitudinal en la figura 7 y para la dirección transversal en la figura 8. El desplazamiento de fluencia en la dirección

transversal es $\Delta_{yt}=0,159$ m y para la dirección longitudinal es $\Delta_{yl}=0,329$ m.

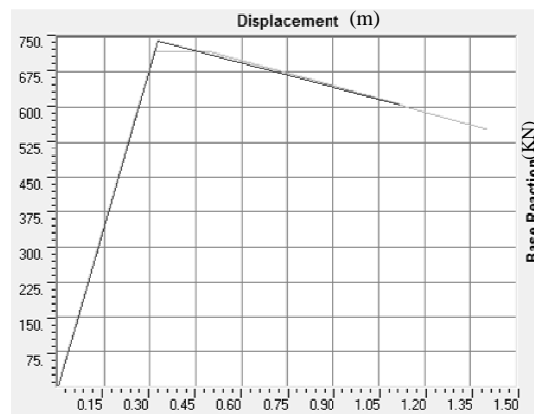


Figura 7 - Curva pushover en la dirección longitudinal

Utilizando los desplazamientos de fluencia y los estados límite definidos anteriormente, se obtiene la capacidad de desplazamientos límite. Estos se muestran en la tabla 3.

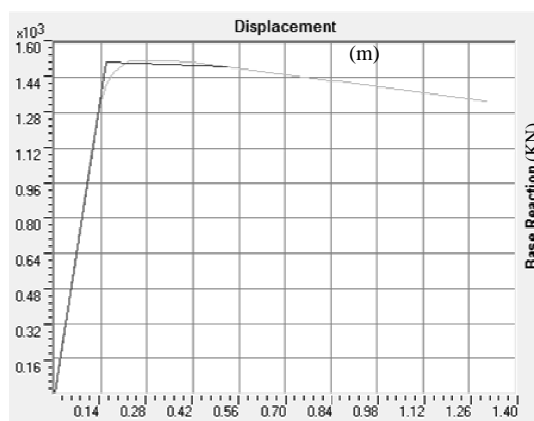


Figura 8. Curva pushover en la dirección transversal

Los desplazamientos de demanda se obtuvieron a partir del análisis modal espectral realizado al puente. Los desplazamientos para cada nivel de sismo mayor se muestran en la tabla 4.

Tabla 3. Desplazamientos límite según el criterio de Choi

Estado límite	Δ_l (m)	Δ_t (m)
Serviciabilidad	$1,20.\Delta_{yl}=0,40$	$1,2.\Delta_{yt}=0,19$
Control de Daño	$1,76.\Delta_{yl}=0,58$	$1,76.\Delta_{yt}=0,28$
Prevención de Colapso	$4,76.\Delta_{yl}=1,57$	$4,76.\Delta_{yt}=0,76$

Comparando los valores de la tabla 4 con los desplazamientos de fluencia del puente, se puede ver que los desplazamientos de demanda son menores que los de fluencia en ambas direcciones para todos los niveles de sismo. Entonces se

puede concluir que el puente permanecerá en el rango elástico.

Tabla 4. Demanda de desplazamiento de nodos

	Desplazamientos		
	Sismo mayor	Sismo raro	Sismo menor
Dirección longitudinal	(m)	(m)	(m)
	0,123	0,095	0,049
Dirección transversal	(m)	(m)	(m)
	0,133	0,123	0,053

En la tabla 5 se exponen las relaciones c/d para sismo mayor en ambas direcciones. Se puede ver que las relaciones superan ampliamente el valor de 1,5 que se expuso en la sección 7.1.3.

Tabla 5. Relaciones c/d para sismo mayor

Relaciones c/d	
Dirección Longitudinal y sismo mayor	
Serviciabilidad	3,3
Control de daño	4,7
Prevención de Colapso	12,8
Dirección transversal y sismo mayor	
Serviciabilidad	3,0
Control de daño	4,4
Prevención de Colapso	11,8

9 CONCLUSIONES

- Según los resultados obtenidos, el puente necesita rehabilitación.
- Para aplicar los métodos C, D1 y D2 se requiere únicamente de información proveniente de un inventario de puentes.
- Los métodos están planteados en etapas de diferentes grados de complejidad, son racionales y simples de implementar, pero se requiere de un alto grado de juicio del evaluador.
- No se puede asegurar que un método sea más aplicable que otro, sino que todos resultan indispensables y se complementan ya que uno suple las limitaciones de los otros.
- Si bien con el método D1 se obtiene que el puente trabaja en rango inelástico, con el método D2 se obtiene que el puente mantiene un comportamiento elástico. Vale la pena repetir que el método D2 es más riguroso que el método D1, por lo que se concluye que el puente se comporta de manera elástica. Además el método D1 está restringido a puentes que se comportan como un

sistema de un grado de libertad, lo cual no ocurre con el puente estudiado.

- Según el método C/D, el puente refleja escases de la longitud de asiento en pilas y en los empalmes de armadura de las columnas. Cosa que no es posible apreciar con los otros dos métodos.

10 REFERENCIAS

- Aguiar, F. R. *Análisis Sísmico por Desempeño*, Quito: CEINCI-ESPE, 2003.
- Applied Technology Council (ATC 6-2). *Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges*, Palo Alto, California: s.n., 1983.
- Buckle, I. G. I. & et all. *FHWA-Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges Part 1 -Bridges*, New York, 2006.
- Caltrans Seismic Desing Criteria. *Sacramento California Departmen of Transportation*, 2006.
- Choi E; DesRoches R. & Nielson B. *Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones*. Engineering Structures, 2004.
- Computers & Structures, *SAP2000 V14.0. Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures*. California: s.n., 1999.
- Erduran E., & A. Yakut. *Drift Based Damage Functions for Reinforced Concrete Columns*, 2004.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Washington: s.n; 2000.
- Hwang H., Liu J.B. & Chiu Y.H. *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Report No. MAEC RR-4. Center for Earthquake Research Information, 2001.
- INPRES - CIRSOC. 2008. *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes, Parte 1*. INTI - CIRSOC 103. Buenos Aires: INTI, 2008.
- Llopiz, C. *Anclajes y empalmes*. Hormigón I. Mendoza: s.n., 2007.
- Méndez, J; 2012. *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes de Hormigón Armado*, Tucumán, Argentina, 2013.
- Norme Sismiche per le Costruzioni - *AZIONI SULLE COSTRUZIONI - AZIONE SISMICA. Progettazione per azioni sismiche*, NCS-2008, Italia, 2008.
- Priestley, M. J. N; Seible, F; Calvi, G. M. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York : John Wiley & Sons, Inc, Vol. 1, 1996.
- Priestley M. J. N; Verma R; y Xiao Y. *Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns*: ASCE, 1994, Vol. 120, págs. 2310-2329, 1994.