

CARACTERIZACION Y EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES

Javier A. Danna^a, Gustavo A. Pérez^b.

^a*Instituto de Estructuras Ing. A. M. Guzmán, Universidad Nacional de Tucumán, Av. Independencia 1800, 4000 Tucumán, Argentina, jdanna@facet.unt.edu.ar, <http://www.herrera.unt.edu.ar/iest>*

^b*Instituto de Estructuras Ing. A. M. Guzmán, Universidad Nacional de Tucumán, Av. Independencia 1800, 4000 Tucumán, Argentina, gperez@herrera.unt.edu.ar, <http://www.herrera.unt.edu.ar/iest>*

Palabras clave: Vulnerabilidad, Puentes, Análisis no lineal, Acelerogramas sintéticos.

Resumen: Los puentes son estructuras esenciales durante la ocurrencia de un terremoto, ya que es necesario asegurar que permanezcan en servicio durante un evento de este tipo 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 que han quedado obsoletos, por ello es necesario evaluar la vulnerabilidad sísmica de los mismos con el fin de estudiar posibles obras de refuerzo y rehabilitación.

Existen diversos criterios de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Por ello en este trabajo se utilizan distintos métodos de evaluación de vulnerabilidad para estudiar el comportamiento de un puente de tipología común en el medio, empleando métodos numéricos. Se realiza una comparación de los resultados obtenidos y de las dificultades encontradas.

1 INTRODUCCION

A medida que pasan los años, las ciudades van creciendo, concentrando más población. Además, 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. No precisamente por el movimiento sísmico en sí, sino por la falta de planificación para atender este tipo de eventos que ocasiona el retardo de los transportes de emergencia para llegar hasta los heridos.

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 METODOS 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. Este 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 D1 o método del espectro de capacidad, 3) Método D2 o método “pushover” y Método E o Análisis de la Historia en el Tiempo No-lineal. Esta denominación es la que figura en el manual de la FHWA (2006).

3 DAÑO Y ESTADO LÍMITE

En forma ideal, las estructuras sismo-resistentes son diseñadas con una configuración simple de manera que su comportamiento sea modelado y analizado fácilmente, buscando que la disipación de energía se produzca en elementos claramente definidos, Suarez (2009). A diferencia del diseño de edificios, la práctica actual de diseño de puentes es limitar su capacidad de respuesta lateral a la capacidad de las pilas. Es decir, los puentes se diseñan para que rótulas plásticas se desarrollen en las columnas y no en la superestructura. Las razones que sustentan este criterio tienen que ver con la dificultad de desarrollar rótulas plásticas en la superestructura debido a que ésta es generalmente mucho más rígida y fuerte que la subestructura y a que las secciones que se utilizan en la superestructura no son generalmente dúctiles. Consecuentemente las superestructuras son diseñadas para soportar las cargas gravitatorias de servicio elásticamente, y, en aplicaciones sísmicas, estas son diseñadas para

ser el elemento de amarre elástico del sistema sismo-resistente.

Las subestructuras de puentes sí son entonces diseñadas para incursionar en el rango inelástico. Con esto se logra disminuir la demanda de resistencia en los componentes de la subestructura y también en la superestructura y conexiones. Sin embargo, la incursión inelástica se traduce en daño estructural que debe ser controlado y limitado en la etapa de diseño.

El daño sísmico en puentes puede tener severas consecuencias. Más allá del terrible costo de la pérdida de vidas humanas, el cierre de un puente puede tener un tremendo impacto económico y social. La magnitud del desplazamiento está directamente relacionada con el daño estructural, desplazamientos menores al de fluencia son completamente recuperables y no causan daño, desplazamientos mayores si lo causan. Esto sucede porque los desplazamientos se traducen en deformación unitaria en las fibras de hormigón y acero.

Luego del terremoto de Loma Prieta en 1989, se han realizado numerosas investigaciones para mejorar los criterios de diseño sismo-resistente. Desde entonces se viene enfatizando en la aplicación de los principios de “diseño basados en capacidad” y en la nueva filosofía de “diseño por desempeño”.

El diseño basado en capacidad consiste en asegurar un mecanismo de falla dúctil y la concentración de daño en zonas especificadas.

El diseño por desempeño propone varios objetivos a ser alcanzados en el diseño de la estructura. Cada objetivo tiene dos partes, la especificación de una amenaza sísmica y los criterios de desempeño que la estructura debe cumplir ante tal amenaza. Los criterios de desempeño son típicamente utilizados en términos de límites de ductilidad, deriva o límite de acciones causadas por los efectos de segundo orden.

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 Eq. (1), como indicador de daño.

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

Δ_u es el desplazamiento de demanda y Δ_y el de fluencia. Esta elección se debe a que es más sencillo tratar los resultados obtenidos de 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 2](#).

Estado límite	Ductilidad de Desplazamientos
Serviciabilidad	1,2
Control de daños	1,76
Prevención de colapso	4,76

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

4 ACCIÓN SÍSMICA: CRITERIOS GENERALES

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

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

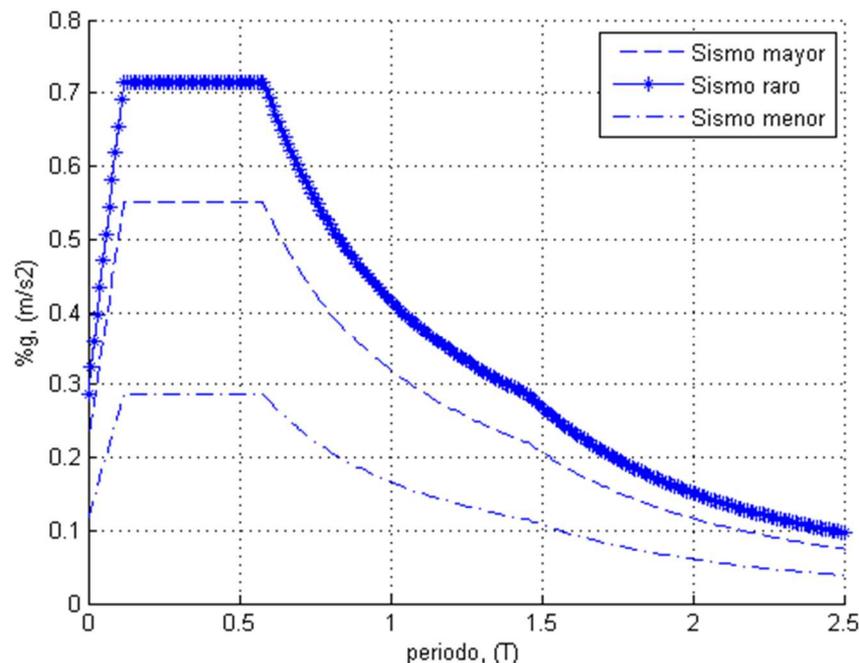


Figura 1 - Espectros de pseudoaceleraciones obtenidos para los sismos de 100, 475 y 1000 años de periodo de retorno, para suelo tipo espectral 2 y zona sísmica 2

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 (2008). Del análisis, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Aguiar (2008) 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 modifican los espectros de pseudoaceleraciones del Cirsoc para obtener los sismos mayor y menor. Para poder ilustrar este procedimiento, se exponen en la [Figura 1](#), los espectros de pseudoaceleraciones de 100, 475 y 1000 años para zona sísmica 2

y tipo espectral 2 para Argentina. De la misma forma se pueden obtener los espectros para otras zonas sísmicas y tipos de suelo.

Estos espectros se utilizarán en la sección 7.1.3 para determinar la respuesta del sistema usando análisis modal espectral. Luego se utilizará en la sección 7.1.4.1.1 para generar acelerogramas y espectros sintéticos.

5 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO

Como ejemplo, los métodos 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 x 0,40 x 0,035 m. Las dimensiones del puente se pueden ver en la Figura 2.

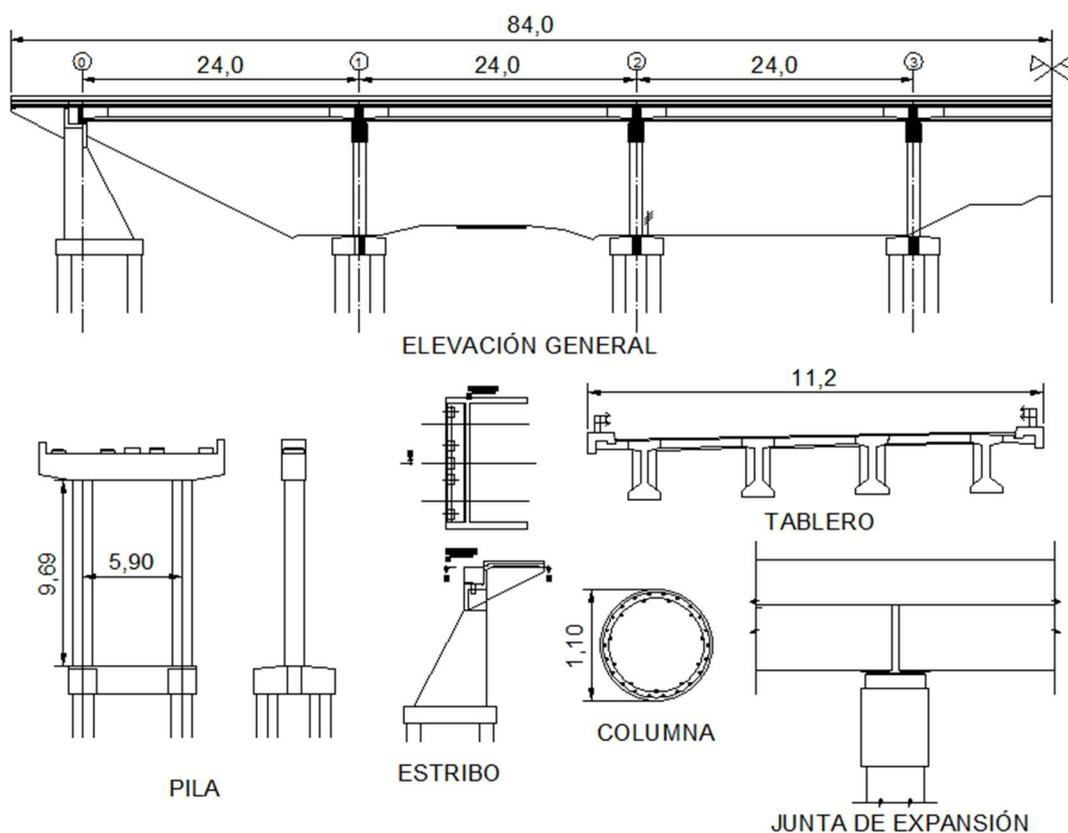


Figura 2 - Esquema general del puente discontinuo de siete tramos simplemente apoyados

6 MODELO NUMÉRICO DEL PUENTE

Existen diversas herramientas para analizar el modelo matemático del puente. En la actualidad se cuenta con varios programas basados en el método de los elementos finitos. Algunos de ellos son: ABAQUS, OPENSYS, SAP 2000, MIDAS CIVIL, RUAUMOKO, SEISMOSTRUCT, etc.

La elección del programa adecuado es una tarea importante y depende por ejemplo, de las aptitudes de los programas para modelar el comportamiento de los materiales.

Los programas deben ser evaluados de acuerdo a: una apropiada verificación contra la respuesta conocida de datos experimentales, la completitud de la librería de herramientas para modelar las características fuerza-deformación de los materiales; la capacidad del entorno gráfico de ser amigable con el usuario, etc.

Para este trabajo se utilizó el programa computacional SAP 2000-V14.0. De esta herramienta se empleó el módulo “Bridge” para realizar un modelo tridimensional del puente. (Ver Figura 3) Esta elección se debe a que el programa SAP 2000 tiene un entorno gráfico muy amigable y su uso es común a las prácticas realizadas anteriormente. Sin embargo, es importante destacar que el programa Ruaumoko, Carr (2007), tiene una librería más completa y el programa SeismoStruct posee varias herramientas que fueron calibradas con diversos modelos experimentales, las cuales se pueden ver en su manual de usuario.

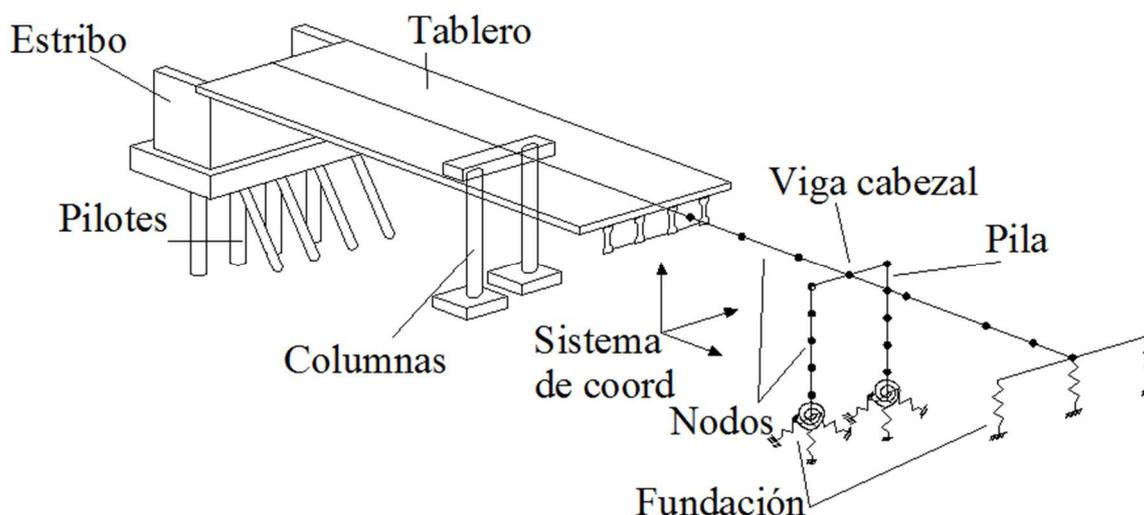


Figura 3 – Componentes estructurales y aspectos del modelado

El modelo del puente es definido paramétricamente. El software genera automáticamente modelos empleando elementos tipo barra, placa o sólidos.

El puente del ejemplo se modela con las siguientes características:

6.1 Estribos

Los estribos son modelados con elementos de barra (*frame*) a los que se les asigna una rigidez muy grande, en todos los grados de libertad, comparada con el resto de los elementos.

Para representar la rigidez del suelo se emplean muelles en tres direcciones que se conectan a los elementos del estribo mediante elementos de vinculación (*link*).

La unión entre el estribo y la superestructura ubicada en el eje de coordenadas del puente, se modela por medio de un elemento “link” fijo en todas las direcciones. En cambio en la unión ubicada en el otro extremo del tablero, se utiliza un elemento “link” multi-lineal

elástico, para permitir los movimientos del tablero, teniendo en cuenta la rigidez inicial de los apoyos de neopreno y la resistencia de fluencia.

6.2 Columnas

Las columnas se modelan con la herramienta “sección designer” del programa. Para representar el comportamiento no-lineal del hormigón se utilizan elementos “hinges” en las zonas de potenciales rótulas plásticas. Cada rótula plástica representa el comportamiento post-fluencia concentrado en uno o más grados de libertad. La pérdida de resistencia es permitida en las propiedades de las rótulas plásticas. Incluso se asume una pérdida repentina de la resistencia según los lineamientos de FEMA 273 (1997). La relación fuerza-desplazamiento de las rótulas, se puede ver en la [Figura 4](#). El comportamiento de las rotulas se define con un análisis pushover de la pila, utilizando los datos del diagrama momento curvatura de la sección de la columna.

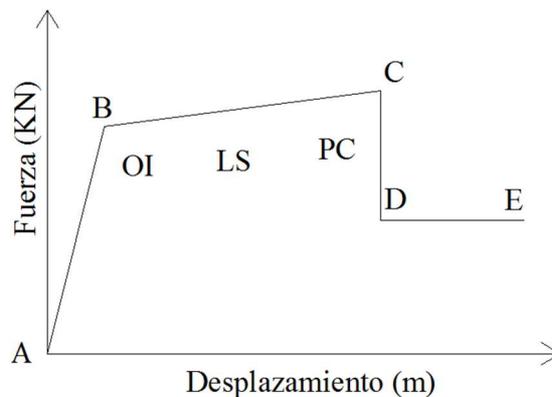


Figura 4 – Modelo de comportamiento de las rótulas plásticas

6.3 Conexión tablero-pilas

El tablero se modela con varios elementos para representar la discontinuidad. En cada discontinuidad existen dos tipos de vínculos, uno a cada lado de la discontinuidad: Uno de los vínculos es modelado con un elemento “link” que tiene los desplazamientos restringidos, pero permite todos los giros. El otro vínculo se modela con elementos “link” multi-lineal elástico. Las propiedades de elasticidad se asignan en las direcciones longitudinal y transversal al eje del tablero, mientras que todos los otros grados de libertad se mantienen fijos. (Ver [Figura 5](#))

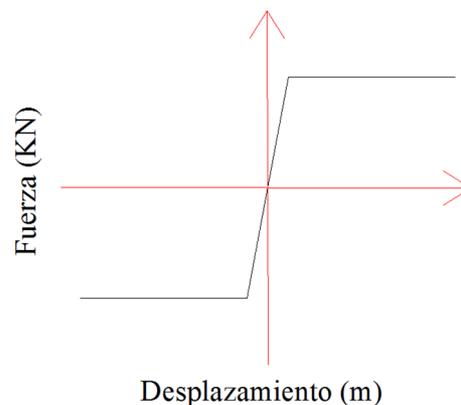


Figura 5 – Modelo de comportamiento de los apoyos de neopreno

La relación fuerza-deformación no-lineal es dada por una curva multi-lineal. El comportamiento es no-lineal, pero elástico; de manera que la carga y la descarga se realizan por la misma curva.

6.4 Degradación de resistencia

La degradación de resistencia puede venir por deficiencias en el detallado de la armadura, por ejemplo, falla en la longitud de anclaje en la unión columna-fundación. Esto se introduce en el modelo dentro de las rótulas plásticas.

6.5 Análisis momento - curvatura

Del programa SAP 2000 se puede obtener el diagrama momento curvatura de la sección, una vez que esta última ha sido definida con la herramienta “seccion designer” (Ver Figura 6). De manera simplificada, se adopta que el esfuerzo normal que actúa sobre la columna, es el originado únicamente por la carga gravitatoria.

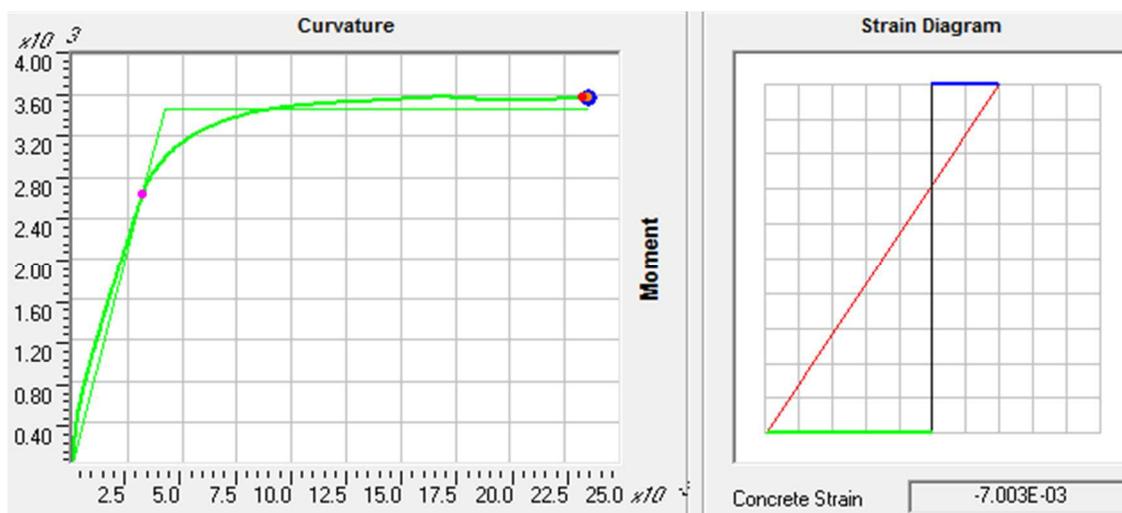


Figura 6 – Diagrama momento-curvatura de la sección de las columnas de H°. Computers & Structures (1999)

6.6 Hipótesis para el modelado

- 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.

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

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

En el modelo numérico realizado solo se incluyeron el comportamiento no-lineal del hormigón (a través de las rótulas plásticas) y el de los apoyos de neopreno (a través del límite de fluencia considerado). De la misma forma, se puede incluir el comportamiento de los materiales de todos los elementos del puente, como ser el modelo de interacción suelo-fundación-estructura, la influencia de los golpes entre los tramos de la estructura, etc.

7 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE VULNERABILIDAD

Si bien, cada método requiere de un procedimiento detallado y cada proceso tiene diversas consideraciones, solo se explicará en detalle en método E, ya que tiene un tratamiento por métodos numéricos. De los otros tres métodos solo se expondrán los aspectos más generales.

7.1 Descripción de los Métodos

El procedimiento seguido de evaluación de vulnerabilidad sísmica de puentes es el que recomienda la FHWA (2006). 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.

- Para el análisis preliminar y 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 (2006).

- 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 de la historia en el 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 más preciso.

- En el caso en que de la evaluación detallada se concluya que un puente es vulnerable, se debe definir una estrategia de rehabilitación, que consiste en el plan completo de las tareas a realizar. Algunas de las medidas más comunes son: Reforzar, mejorar el suelo del lugar o reemplazo parcial o total de algunos elementos.

Los métodos que se estudian en detalle, se exponen a continuación.

7.1.1 Método C: Método de los coeficientes 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 (2006), la categoría del puente en estudio es Cat. C y los componentes que se deben evaluar son: Conexiones, apoyos y anchos de soportes; pilas, columnas y fundaciones; estribos y suelo.

De estos componentes, la FHWA (2006) 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 Figura 7). La pendiente de la primera rama de la curva (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 sumando la rigidez elástica fisurada de todas las columnas. Para 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.

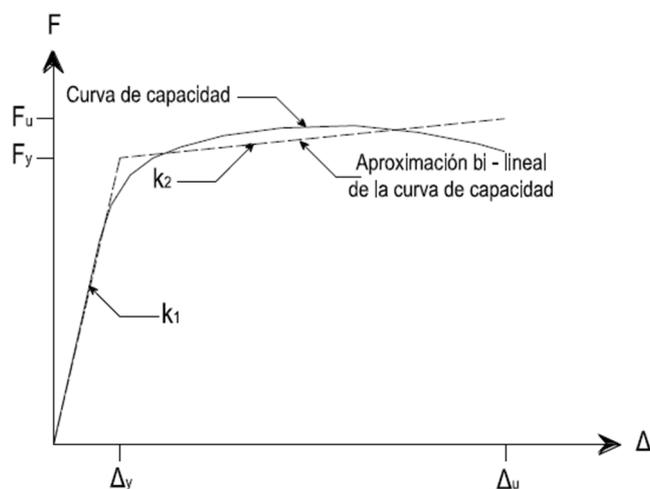


Figura 7. Curva de capacidad “pushover” idealizada

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 (ver Eq. (1)). Se introduce el amortiguamiento efectivo que modifica las ordenadas del espectro elástico. (Ver Eq. (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 del método B 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 (a). 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) Luego, se determina el amortiguamiento efectivo con la Eq. (2).

$$\xi_{eff_i} = 0,05 + 0,24(1 - \frac{1}{\mu_i}) \quad (2)$$

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, el cual representa el desplazamiento de la estructura para ese nivel de sismo.

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 de cada incremento de carga. Posteriormente, 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”. De la curva "pushover" se obtiene el desplazamiento de fluencia y con las ductilidades dadas por Choi (2004), los desplazamientos para cada estado límite.

El cálculo de la demanda sísmica se realiza con el Análisis Modal Espectral. Se tienen como dato de partida, los modos y los periodos 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 periodos naturales se obtienen las ordenadas espectrales del espectro reducido. Después de eso, se determinan los desplazamientos 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 $1,0 \leq r_L \leq 1,5$, pueden ser requeridas acciones de rehabilitación. Si $r_L \leq 1,0$, deben ser tomadas medidas.

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. De esta manera, se obtienen los desplazamientos de demanda para cada nivel de sismo.

7.1.4 Método E: Método del Análisis en la Historia del Tiempo

La literatura técnica acerca del Análisis de la Historia en el Tiempo No-lineal (AHTNL) es muy escasa, a pesar de que el método se viene desarrollando desde los años '90 Carr (2007). Su desarrollo fue impulsado para el estudio de grandes e importantes puentes, ubicados en zonas de alta sismicidad. Ejemplos de tales aplicaciones son: el puente de la bahía de San Francisco-Oakland, el puentes de la Bahía de Coronado, el puente Richmond San Rafael, todos en Estados Unidos; en Grecia el puente Rion-Antirion, etc. Sin embargo, y debido al surgimiento de nuevas herramientas su uso se popularizó en puentes medianos y cortos que utilizan dispositivos de aislación, y en aquellos de los que se espera un comportamiento no lineal en zonas de alta sismicidad. Por este motivo, en Argentina se debería utilizar este método para evaluar la vulnerabilidad del puente Rosario-Victoria de 59,4 km de largo, el complejo Zárate Brazo Largo de 2,79 km de largo, por su importancia, y en la provincia de San Juan el puente sobre el Río de los patos en Calingasta, debido a la alta sismicidad de la zona.

La importancia del uso del método se ve reflejada más que nada en la posibilidad de poder incluir el comportamiento de absolutamente todos los elementos que componen el puente. Para ello es necesario hacer ajustes teóricos experimentales de cada componente y la integración de todos ellos dentro del modelo completo.

Todos los materiales presentan un comportamiento no-lineal después de superado su límite de fluencia. Incluso el hormigón presenta un comportamiento no-lineal casi desde el inicio de la puesta en carga. Es por esto que si se pretende analizar la influencia de uno, otro o todos los elementos estructurales en la respuesta del puente, solo se deben incluir en el modelo a través de su respectiva respuesta carga-deformación y realizar el Análisis de la Historia en el Tiempo.

A diferencia de los métodos anteriores, la capacidad y la demanda se evalúan simultáneamente. Dentro del modelo utilizado para evaluar la demanda del puente (Sección 6), se incluye el estado límite de los materiales de los componentes estructurales, asociados con su límite de fluencia. Esto influye de manera directa en la respuesta del puente. Por ejemplo, si se analizan los desplazamientos de la cabeza de alguna pila, se puede ver que son mayores que si la respuesta se hubiera considerado elástica, debido a los efectos de la no-linealidad y pérdida de resistencia considerada en el hormigón.

7.1.4.1 Acción sísmica

El cálculo de la respuesta del puente es altamente sensible a las características del movimiento del terreno Aviram *et al.* (2008). Cada estructura posee diferentes formas modales predominantes y frecuencias, que son excitadas de acuerdo a las características del movimiento del suelo, intensidad y dirección del movimiento. Por esta razón, el análisis tiempo-historia debe ser desarrollado aplicando varios registros sísmicos en la estructura para que sean excitados todos los modos significativos y sea capturada la dirección crítica predominante.

Para hacer esto, se dispone de todos los acelerogramas registrados por estaciones ubicadas en la provincia de Tucumán en el período entre el año 1980 y el 2005. Estas estaciones se encuentran en: Dirección de Arquitectura y Urbanismo en las coordenadas (26°50'19.98"S–65°12'51.56"W), en el Dique el Cadillal en las coordenadas 26°37'11.01"S–65°11'11.76"W, entre otras. Los acelerogramas fueron provistos por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES).

Luego, se escalieron todos los acelerogramas obtenidos, de manera que los espectros realizados con esos acelerogramas sean lo más parecidos posible al espectro elegido del

Cirsoc 103 (2008). Ver Sección 4. Para esto se utilizó el programa SeismoMatch.

Estos espectros obtenidos no se deben adoptar como representativos de la zona debido a todas las incertidumbres que conlleva generar acelerogramas sísmicos. Lo que se pretende en realidad, es comparar los resultados del análisis modal espectral con los del análisis tiempo-historia, y para esto se necesita que tanto el espectro como el acelerograma, introduzcan acciones equivalentes.

En resumen, los acelerogramas generados, solo valen para este ejemplo práctico y para el espectro de la zona sísmica 2 y tipo de suelo 2 del reglamento Cirsoc (2008). Para otras zonas sísmicas se debería volver a realizar, con el espectro correspondiente, el acelerograma elegido.

7.1.4.1.1 Seismo Match

Seismomatch V2.1.0 es una aplicación capaz de ajustar acelerogramas sísmicos para hacer espectros de respuesta, utilizando el algoritmo “wavelets” propuesto por Abrahamson (1992), basados en el método del dominio-tiempo de Lilanand and Tseng (1988). También es posible hacer acelerogramas a partir de espectros y ajustar acelerogramas para que su espectro coincida con otro (espectro) especificado. Esto último lo hace la herramienta adecuada, para este trabajo.

En la Figura 8 se puede ver, uno de los espectros de respuesta determinados. El espectro verde es el extraído del reglamento Cirsoc (2008). El espectro rojo, es el generado por el SeismoMatch a partir del acelerograma registrado. El espectro celeste, es el generado por el programa SeismoMatch.

En la Figura 9 se puede ver el acelerograma generado por el Seismomatch en línea celeste y el acelerograma registrado en línea roja.

El sismo cuyo acelerograma se expone en la Figura 9, ocurrió a 25 Km al sur de Termas de Río Hondo (Sierras de Guasayan) en la provincia de Santiago del Estero.

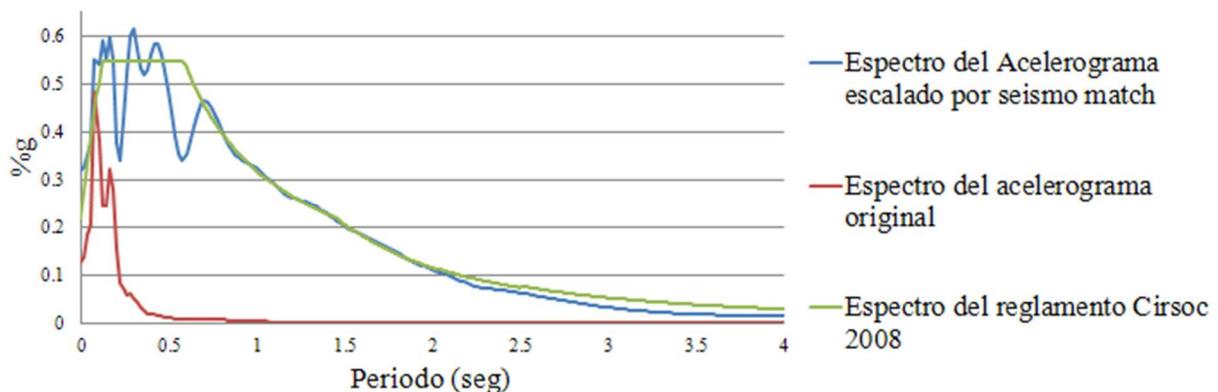


Figura 8 - Espectros de aceleraciones

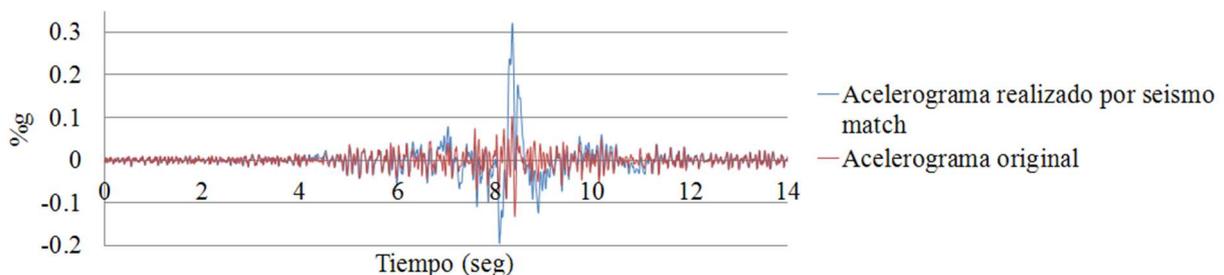


Figura 9 - Acelerograma

7.1.4.2 Modelo matemático del puente

De acuerdo a la nueva filosofía de diseño, de muchos edificios se espera que se deformen más allá de su límite elástico cuando se someten a movimientos sísmicos fuertes. La ecuación que gobierna el movimiento de la estructura ante dichos movimientos, se expone a continuación.

$$M\ddot{x} + F_s(x, \dot{x}) + C\dot{x} = M\mathbf{t}\ddot{x}_g(t) \quad (3)$$

M es la matriz de masa, C la matriz de amortiguamiento y F_s la matriz de rigidez del sistema completo.

El segundo miembro de la Eq. (3) se denomina “fuerza sísmica efectiva” donde \mathbf{t} es la *matriz de influencia* y $\ddot{x}_g(t)$ la aceleración del terreno en función del tiempo. Para el caso de análisis de translación horizontal de un edificio en el plano, \mathbf{t} es un vector que tiene tantas componentes igual a uno como pisos tenga el edificio. En cambio para el caso de modelo de puentes tridimensionales, donde se consideran los grados de libertad tanto de rotación como de giro, \mathbf{t} representa una matriz denominada “matriz de influencia” Chopra (2007).

De esta ecuación se puede reconocer el comportamiento no lineal por intermedio del término de rigidez $F_s(x, \dot{x})$. La relación fuerza deformación de cada miembro estructural es no lineal e histerética. La carga y descarga de los elementos se realiza por curvas distintas y la relación entre la fuerza elástica y el desplazamiento no es simplemente valuada y depende de la historia de desplazamientos; es decir, que la rigidez depende en cada instante de tiempo, tanto de la posición de las masas como de la pendiente de la gráfica fuerza desplazamiento.

Con respecto al amortiguamiento, en el análisis del espectro de respuesta, un porcentaje uniforme del amortiguamiento crítico es seleccionado aplicando un factor de reducción al espectro de sismo considerado. En cambio, en el análisis Tiempo-Historia con integración directa, es necesario definir una matriz de amortiguamiento.

En términos generales, el amortiguamiento del sistema es del tipo no-clásico, Chopra (2007), ya que comprende una estructura cuyos elementos poseen valores de amortiguamiento muy diferentes.

Los coeficientes c_{ij} de la matriz de amortiguamiento no se calculan a partir de las propiedades de los materiales ya que no hay una manera práctica de hacerlo. Por lo tanto se obtienen a partir de las matrices de masa y rigidez del sistema. Esta matriz se denomina matriz de amortiguamiento de Rayleigh (Ver Eq. (4)). En términos físicos, el amortiguamiento proporcional a la masa varía geoméricamente con la frecuencia, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez varía linealmente con la frecuencia.

$$C = a_0M + a_1K \quad (4)$$

Los coeficientes a_0 y a_1 se calculan de acuerdo a la Eq. (5). Luego, se ingresan en el programa computacional.

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{\omega_1\omega_3}{\omega_3^2 - \omega_1^2} \begin{bmatrix} \omega_3 & \omega_1 \\ -\frac{1}{\omega_3} & \frac{1}{\omega_1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_3 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ω_1, ω_3 : Frecuencia circular de los períodos elegidos

ξ_1, ξ_3 : Relación de amortiguamiento de los períodos elegidos

7.1.4.3 Métodos de Solución

El objetivo del método de solución elegido es resolver la ecuación diferencial del movimiento que gobierna la respuesta del sistema de múltiples grados de libertad. Existen diversos métodos para resolver la ecuación entre los que se pueden citar: 1) Método de resolución en el dominio de la frecuencia de Fourier, 2) Método de integración paso a paso en el dominio del tiempo, 3) Método de los elementos finitos.

Entre los métodos de integración paso a paso, se puede mencionar el Análisis de Historia en el Tiempo Modal (AHTM) y el Método de Integración Directa (MID). Ambos métodos se pueden consultar para mayor detalle en el Chopra (2007).

El AHTM consiste en desacoplar la ecuación de movimiento del sistema, y resolver cada una mediante algún método numérico. Luego se combina la solución de cada ecuación para componer la respuesta del sistema completo. El AHTM tiene un costo computacional mucho menor que el MID, pero no se puede usar para resolver sistemas no-lineales, ya que para estos últimos, no vale el principio de superposición. Entonces, para resolver el problema, se utiliza el MID.

Ya que no se puede desacoplar la ecuación del movimiento, se la debe resolver de manera directa, utilizando algún método numérico. Existe una vasta literatura que tratan estos. Aquí solo se expondrán ciertos aspectos de algunos de ellos.

Los métodos de solución paso a paso, satisfacen la ecuación de equilibrio para cada paso de tiempo discreto y pueden requerir iteración, especialmente cuando el comportamiento del sistema es no-lineal y la rigidez de la estructura debe ser recalculada debido a la degradación de la rigidez y la redistribución de esfuerzos. Diferentes investigadores propusieron diversas técnicas, las cuales se pueden clasificar en explícitas e implícitas.

Las técnicas de integración explícitas son muy rápidas porque no requieren iteración entre cada paso, mientras que las técnicas implícitas si iteran y por lo tanto el costo computacional es mayor. Debido a la no-linealidad del sistema planteado, se requiere una técnica implícita.

Los métodos implícitos disponibles son muy conocidos y no vale la pena hacer ningún comentario al respecto. Entre los más conocidos están la familia de métodos de Newmark y el método de Hilbert-Huges-Taylor (recomendado para puentes) Aviram *et al.* (2008). La elección entre ellos dependerá de la precisión deseada, de las condiciones de estabilidad del método, y de su aptitud para la convergencia. Un procedimiento numérico será útil, cuando converja a la solución exacta conforme se va achicando el paso; sea estable en presencia de errores de redondeo y provea precisión dentro de límites aceptables.

Un método es condicionalmente estable cuando el paso del tiempo deba ser más corto que algún límite de estabilidad. Para este trabajo, en primer lugar se intentó utilizar el método de Newmark-Beta para $\gamma=0,500$ y $\beta=0,167$. Este método es condicionalmente estable y el límite del tamaño del paso es

$$\Delta_t = 0,551.T_j \quad (6)$$

T_n es el período natural del n-ésimo modo del sistema no amortiguado para $n= 1, 2, \dots, J, \dots, N$. N es el número total de modos del sistema, y J es el número de modos que efectivamente son considerados. Conforme el número de modos va creciendo, el periodo se va haciendo más chico. Entonces, cuantos más modos se consideren, más chico será el paso y por lo tanto, mayor costo computacional. La elección del número de modos, viene dada por la condición de factor de participación de masas. Según la evaluación hecha, el número de modos necesarios es 30 y el periodo del trigésimo modo es 0,079 s. Esto significa que el tamaño del paso debe ser, según la Eq (6), 0,04 s. Este valor es inaceptable desde el punto de vista del costo computacional.

El método general de Newmark puede ser incondicionalmente estable si se introduce un factor θ , definiendo el método de Wilson- θ .

Teniendo en cuenta lo anterior, se decidió utilizar el método de Wilson- θ , que si bien no es más preciso que el anterior, es incondicionalmente estable y tiene precisión óptima para $\theta=1.42$ Chopra (2007). El tamaño del paso elegido es $\Delta_t=0,08$ s; con lo cual reduce significativamente el costo computacional.

8 EVALUACIÓN GENERAL DE LOS MÉTODOS

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 precisa. 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, de manera implícita, que la estructura incursiona dentro del rango inelástico. Sin embargo, solo evalúa de manera simplificada la capacidad y la demanda del puente.

El método D2 es más sofisticado que los anteriores. Representa la capacidad por medio de la curva "pushover" real de los componentes y la demanda está dada para un análisis dinámico del puente completo.

Con los métodos D1 y D2 se determina la respuesta global del puente, pero no consideran el comportamiento de las conexiones entre el tablero y las pilas. Tampoco tiene en cuenta los efectos de las juntas entre tramos. En cambio, el método C si valora estas variables.

Ninguno de los tres métodos considera la interacción entre el suelo y la estructura, ni el comportamiento no lineal del hormigón, ni de las juntas y apoyos de neopreno, por lo menos de manera explícita.

El método E tiene las siguientes ventajas, asociadas con las variables que se pueden incluir y que no pueden ser tenidas en cuenta con los otros métodos:

- La capacidad y la demanda se analizan simultáneamente.
- Modelos de degradación de resistencia. Kurmann (2009).
- Comportamiento no-lineal del hormigón. Si bien esto es implícitamente tenido en cuenta en el análisis pushover del método D2, en este caso se puede incluir dentro del modelo utilizado para analizar la demanda.
- Influencia de todos los grados de libertad en la respuesta de la estructura. Los métodos D1 y D2 solo consideran que la estructura se comporta como un sistema de un grado de libertad.
- Influencia del comportamiento de la interacción suelo-estructura.

Sin embargo el método presenta las siguientes desventajas:

- Problemas de inestabilidad numérica en los métodos de integración utilizados para resolver la ecuación del movimiento.
- Es necesaria la definición de un grupo de acelerogramas que representen el movimiento sísmico de la zona y estén de acuerdo a los espectros del reglamento.
- Los modelos de comportamiento de los materiales, por ejemplo de degradación de resistencia del hormigón, deben ser ajustados de manera experimental. Esto puede resultar un problema si no se cuenta con datos experimentales.

Cuanto mayor sea la cantidad de variables que se consideren para el análisis con el método

E, mayor será la complejidad del modelo. Entonces surge la pregunta ¿cuán necesario es refinar el modelo para tener una valoración confiable? y más teniendo en cuenta que siempre existen importantes incertidumbres en los datos de entrada. La eficiencia en el modelado no-lineal requiere un balance entre el nivel adicional de complejidad y la economía en la obtención de datos más precisos.

9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

9.1 Método C

A continuación se exponen los coeficiente c/d calculados para sismo mayor.

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

Tabla 2. Relaciones c/d para sismo mayor

El coeficiente c/d expuesto en la fila 1 de la [Tabla 2](#), refleja insuficiencia de la longitud de apoyo de la superestructura en las pilas del puente, ya que es menor que uno. Sin embargo, la fuerza que solicita a dichos apoyos es menor que la fuerza máxima que los mismos admiten, como se puede ver en la fila 3.

El coeficiente c/d expuesto en la fila 2, muestra que la longitud de apoyo de estribos es suficiente, ya que es mayor que uno. Sin embargo, la fuerza que solicita a dichos apoyos es mayor que la fuerza máxima que los mismos admiten, como se puede ver en la fila 4, lo que se traduce en un coeficiente c/d menor que la unidad.

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, según muestra el coeficiente c/d de la fila 5.

Los empalmes, que en todos los casos se realizan en las zonas de posibles articulaciones plásticas, resultan insuficientes en todas las columnas (fila 6).

El confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas es suficiente (fila 7).

Las relaciones de corte en las columnas resultan suficientes, ya que el coeficiente c/d es 2,04 (fila 8).

9.2 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 [Figura 10](#). 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 $17,0/14,5=1,17$.

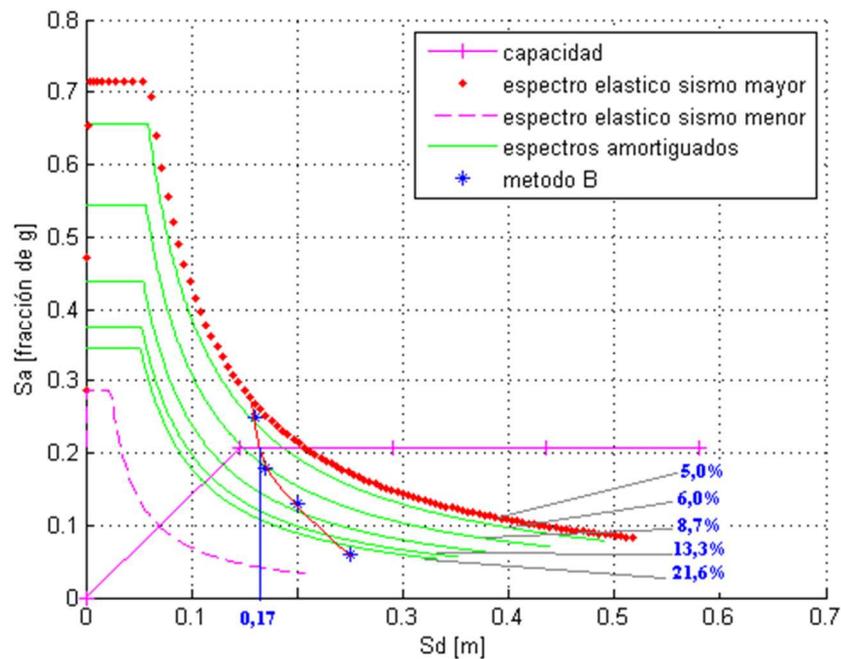


Figura 10. Espectro de capacidad/demanda en la dirección longitudinal

En el sentido transversal y para sismo menor, el puente se comporta elásticamente. Ver Figura 11. Para sismo mayor, el puente se comporta inelásticamente. 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 trabaja dentro de este campo. Esto se puede apreciar analizando las ductilidades de desplazamiento en ambas direcciones: 1,17 longitudinal y 1,07 transversal que son muy cercanos a uno.

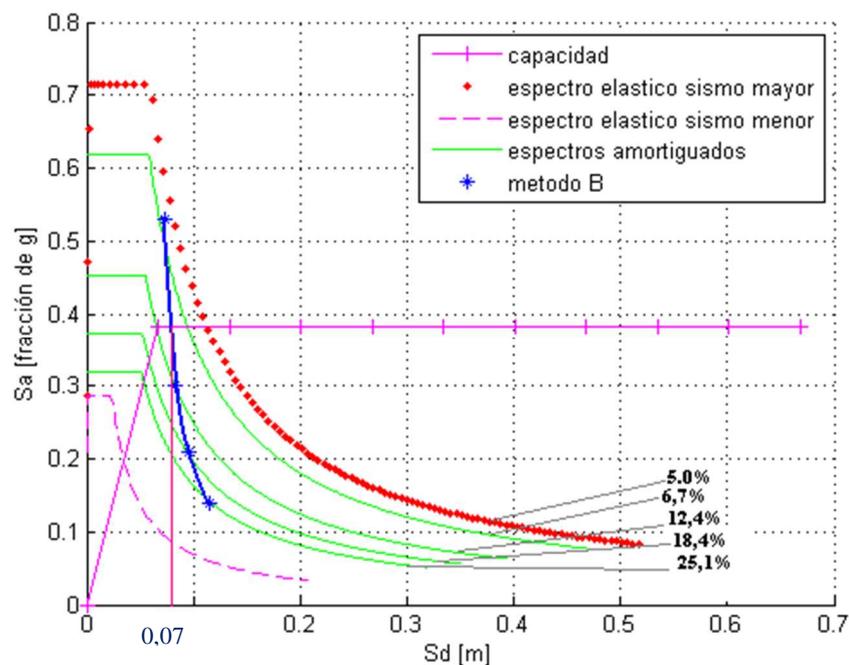


Figura 11. Espectro de capacidad/demanda en la dirección transversal.

9.3 Método D2

Las curvas pushover obtenidas se exponen, para la dirección longitudinal en la Figura 12 y para la dirección transversal en la Figura 13. El desplazamiento de fluencia en la dirección transversal es $\Delta_{yt}=0,057$ m y para la dirección longitudinal es $\Delta_{yl}=0,129$ m.

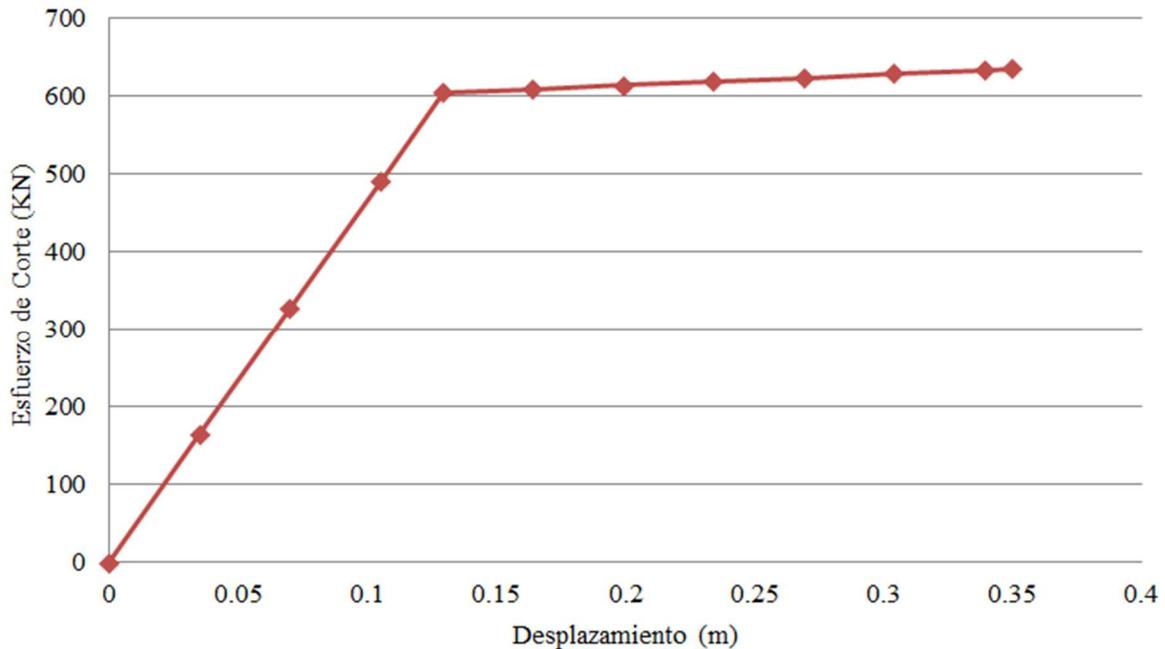


Figura 12 - Curva pushover en la dirección longitudinal

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.

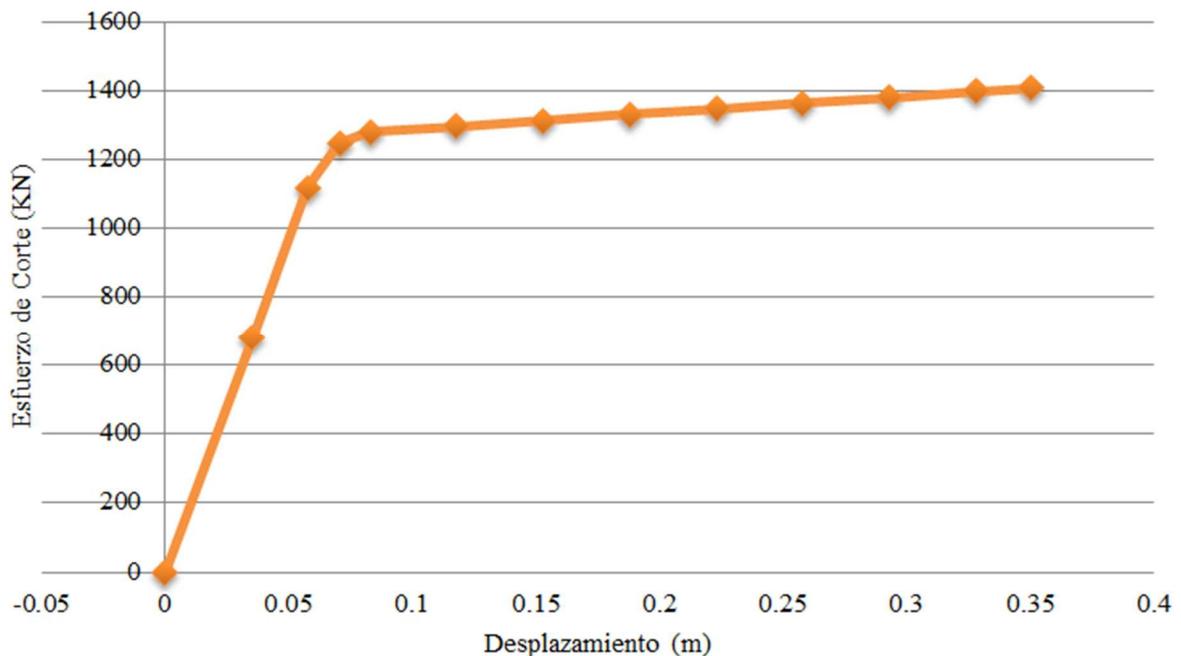


Figura 13. Curva pushover en la dirección transversal

Los desplazamientos de demanda el nivel de sismo mayor se muestran en la [Tabla 4](#).

Analizando las relaciones c/d de la [Tabla 5](#), se puede concluir que los desplazamientos de demanda son menores que los de fluencia en la dirección longitudinal para todos los niveles de sismo, pero para la dirección transversal, para los estados límite de serviciabilidad y prevención de colapso, son menores que 1,5 establecido en la sección 7.1.3.

Desplazamientos límite		
Estado límite	Δ_l (m)	Δ_t (m)
Serviciabilidad	0,16	0,07
Control de daños	0,23	0,10
Prevención de colapso	0,62	0,27

Tabla 3. Desplazamientos límite según el criterio de Choi

Desplazamientos			
	Sismo mayor	Sismo raro	Sismo menor
	(m)	(m)	(m)
Dirección longitudinal	0,134	0,103	0,054
	(m)	(m)	(m)
Dirección transversal	0,100	0,077	0,040

Tabla 4. Demanda de desplazamiento de nodos

9.4 Método E

En la [Figura 14](#) se muestra el desplazamiento en función del tiempo de la pila más solicitada, la pila 4, en la dirección transversal y para sismo mayor. En la [Figura 15](#) se muestra el momento flector en función del tiempo de la misma pila también en la dirección transversal.

Relaciones c/d	
Dirección longitudinal	
Serviciabilidad	1,7
Control de daños	2,2
Prevención de colapso	4,2
Dirección transversal	
Serviciabilidad	0,7
Control de daños	1,0
Prevención de colapso	2,7

Tabla 5. Relaciones c/d para sismo mayor

En primer lugar se puede observar en la [Figura 14](#), la fuerte influencia que presenta el amortiguamiento en el sistema, ya que se ve como se atenúa la respuesta, conforme transcurre el tiempo durante el cual actúa el sismo. En segundo lugar, analizando la [Figura 14](#) también, se puede observar que el desplazamiento máximo en valor absoluto es de 3,06 cm. Este valor es menor que los que se obtuvieron con todos los otros métodos. Esto se debe a que este método considera la colaboración de todos los componentes del puente para resistir la acción sísmica. En tercer lugar, analizando la [Figura 15](#), se puede observar que el momento flector

máximo en valor absoluto es de 1654,0 KNm (momento requerido). Del análisis momento curvatura (Sección 6.5), se sabe que el momento de fluencia de la sección es de 2633 KNm (momento nominal). El momento flector requerido es menor que el nominal, y es por esto que no trabajan las rotulas plásticas de las columnas. Finalmente, se puede concluir que el puente permanece en régimen elástico.

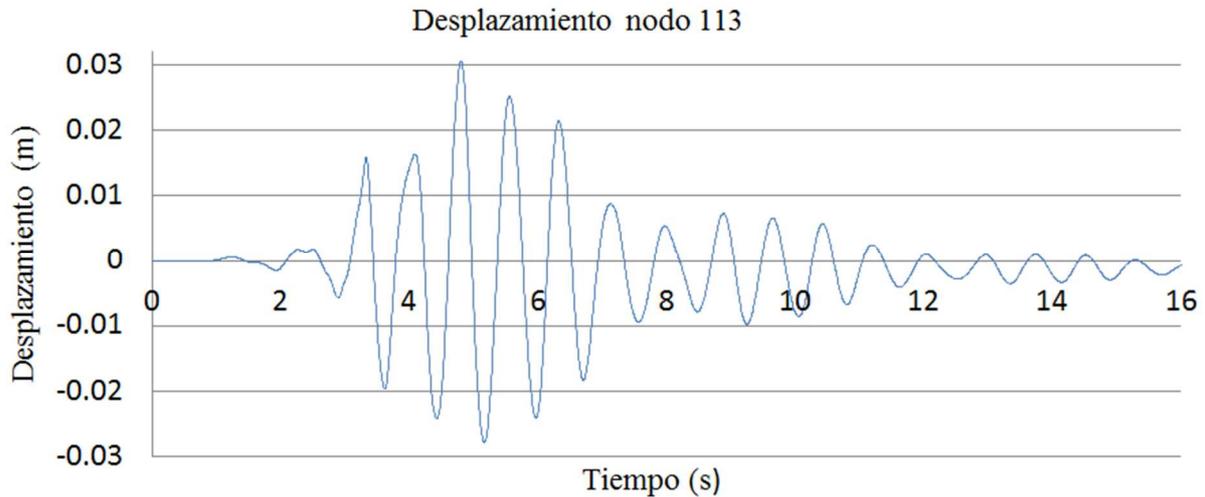


Figura 14 – Desplazamientos vs tiempo en la cabeza de la pila 4

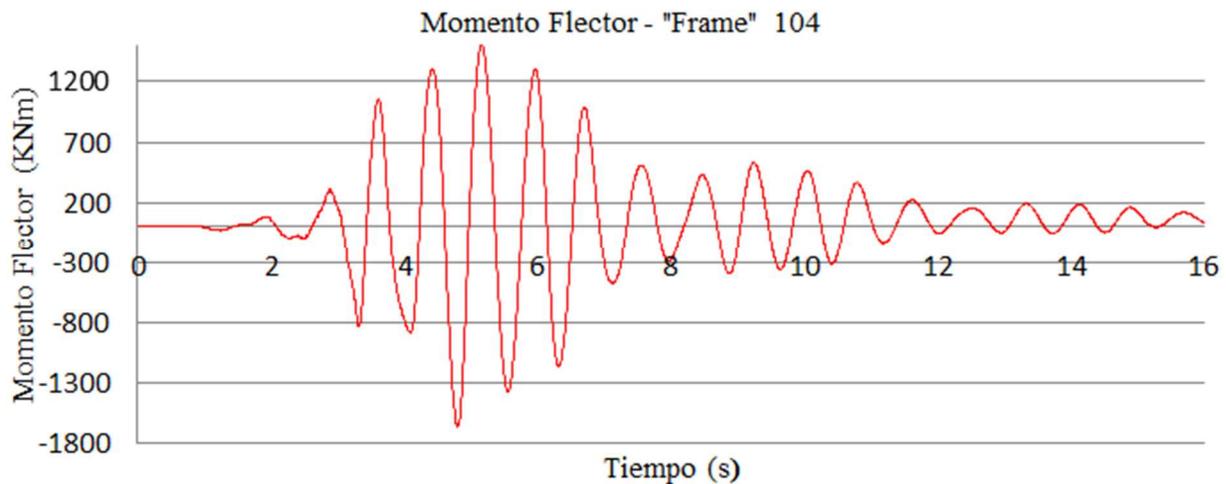


Figura 15 – Momento flector vs tiempo en la base de la pila 4

10 CONCLUSIONES

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.

Según los resultados obtenidos con el método E, el puente no necesita rehabilitación.

Para aplicar los métodos C, D1 y D2 se requiere únicamente de información proveniente de un inventario de puentes.

Si bien con el método D1 y D2 (en la dirección transversal) se obtiene que el puente trabaja en rango inelástico, con el método E se obtiene que el puente mantiene un

comportamiento elástico. Vale la pena repetir que el método E es más riguroso que los métodos D1 y D2, 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.

La capacidad de desplazamiento de cada pila obtenida con el método E es mayor que la del método D2. La capacidad de desplazamiento obtenida con el método D2 se calcula sobre la pila aislada, en cambio la determinada con el método E se calcula sobre todo el puente. Con este último método, las pilas transmiten los esfuerzos al tablero por medio de la fricción con los apoyos de neopreno. El tablero transmite luego estos esfuerzos entre las otras pilas y así sucesivamente se van redistribuyendo las cargas. Si una pila plastifica se produce una redistribución de esfuerzos a nivel estructura, es decir, en las otras pilas aumenta la demanda evitando el colapso de la primera.

11 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto Nacional de Prevención Sísmica INPRES, por los datos de registros sísmicos facilitados.

Este trabajo forma parte de un Proyecto de Investigación de la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica dentro del cual el primer autor es becario, por lo que se agradece también la colaboración de dicha Institución.

REFERENCIAS

- Abrahamson N.A., "Non-stationary spectral matching," *Seismological Research Letters*, Vol. 63, No. 1, p. 30, 1992
- Aviram A., Makie, K. R., Stojadinović, B, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, California, Agosto 2008.
- Aguiar, F. R. Análisis sísmico de edificios, Quito: CEINCI-ESPE, 2008.
- Applied Technology Council (ATC 6-2), Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges, Palo Alto, California : s.n., 1983.
- Buckle, I. G. I. & *et al.* FHWA, Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges Part 1 - Bridges, New York, 2006.
- Carr, A. (2007). Ruaumoko manual. Theory. Christchurch, Nueva Zelanda: University of Canterbury
- Choi E, DesRoches R. & Nielson B, Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones, *Engineering Structures*, 26(2):187-99, 2004
- Chopra, A. K., Dynamics of Structures, Prentice Hall, 2007
- CIRSOC. 2008. Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes, Parte 1, INTI - CIRSOC 103. Buenos Aires: INTI, 2008.
- 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.
- Fema 273, Nohrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Building Seismic Safety Council, City of Long Beach, California, 1997.
- 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.

- Kurmann, D., Seismic Analysis of Existing Bridge with Detailing Deficiencies, Instituto Universitario de Pavia, Italia, 2009.
- Lilhanand K., Tseng W.S., Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol II, 819-824, Tokyo, Japan, 1988.
- Méndez, J., Galíndez E., Pérez G., Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Hormigón, Tucumán, XXXV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Río de Janeiro, Brasil, Septiembre de 2012.
- 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.
- Seismosoft, earthquake engineerin software solution, <http://www.seismosoft.com/>. Pavia, Italia.
- Suarez Chacon, V. A., Implementación del diseño por Desplazamientos para puentes en el Ecuador, Universidad Técnica Particular de Loja/Escuela de ingeniería civil, Loja-Ecuador, 2009.