

# EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE WARTH EN AUSTRIA

Consuelo Gómez Soberón<sup>1</sup>, Sergio Oller<sup>1</sup> y Alex H. Barbat<sup>1</sup>

RESUMEN: El puente Warth fue diseñado y construido a principio de los años setenta, con códigos sísmicos ahora obsoletos. Por lo tanto, era necesaria una revisión de su comportamiento actual para la toma de futuras decisiones sobre su mantenimiento o rehabilitación. En este artículo se muestra el análisis realizado para definir la vulnerabilidad sísmica de esta estructura, considerando un método simplificado de evaluación del daño máximo y la aplicación de la simulación por Monte Carlo para definir la respuesta probable del puente. En este análisis, se tomaron en cuenta las incertidumbres inherentes a las propiedades estructurales y a la excitación sísmica externa, mediante dos escenarios sísmicos. Los resultados obtenidos muestran que bajo algunas condiciones de carga deberían ser consideradas posibles reparaciones moderadas.

## INTRODUCCIÓN

Durante los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Taiwan (1999) y Washington (2000) se registraron enormes pérdidas económicas, en buena parte por fallos en los sistemas de transporte. El costo económico producido por el sismo de Loma Prieta totalizó 6000 millones de dólares, 1800 de los cuales correspondieron al sistema de transporte. Por su parte, después del sismo de Northridge colapsaron seis puentes importantes, cuya sola reparación requirió una derogación de 137.1 millones de dólares. Por último, las primeras evaluaciones de pérdidas económicas durante los sismos de Taiwan y Washington totalizaron 7.8 (0.31 por reparación de las infraestructuras de transporte) y 9300 millones de dólares americanos (Gómez *et al.* 1999), respectivamente.

El fallo de los sistemas de transporte fue generalmente ocasionado por colapso o fallo de puentes viejos de hormigón armado, diseñados con códigos sísmico obsoletos. Por lo tanto, la evaluación del comportamiento de sistemas existentes que pudieran tener una capacidad a carga sísmica reducida es urgente para definir futuros programas de rehabilitación. Esta evaluación, normalmente probabilista, suele pasar por la simulación por Monte Carlo, la cual necesita un modelo de aplicación simple para el proceso multi análisis. Bajo este marco de evaluación del daño, los autores propusieron un modelo dinámico simplificado de análisis de puentes de hormigón armado de eje simple de pilas (Gómez *et al.* 2001 y 2002). Dicho modelo se basa en la caracterización del daño máximo de las pilas de la estructura, para definir índices de daño de pilas e índices de daño global del puente.

El modelo simplificado de evaluación del daño propuesto fue aplicado para determinar la vulnerabilidad del puente Warth. Esta estructura de hormigón armado se encuentra en Austria, en una zona de peligrosidad sísmica recientemente actualizada. La antigüedad de la estructura y la reevaluación de su peligrosidad a mayores aceleraciones de diseño indican la necesidad de estudiar su comportamiento actual para definir las acciones futuras a desarrollar.

En este trabajo se muestran los principales resultados de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth. Inicialmente se describe la estructura en estudio, un esquema general de la metodología de análisis y la definición de la peligrosidad en el sitio de ubicación del puente. Después, se comenta la simulación por Monte Carlo realizada para caracterizar la vulnerabilidad del puente, incluidos los criterios seguidos para definir las incertidumbres en los parámetros estructurales y en los de la peligrosidad. En cuanto a ésta última, se definieron dos escenarios sísmicos, caracterizados por magnitudes sísmicas de 5.5 y 6.0. A partir de la simulación por Monte Carlo realizada se definieron curvas de fragilidad, basadas en modelos probabilísticos teóricos. Los resultados obtenidos muestran que para ciertas condiciones de carga se espera un daño global moderado que podría restringir el servicio de la estructura y que requeriría determinadas actividades de rehabilitación.

## DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente Warth es un sistema de hormigón armado compuesto por dos secciones gemelas estructuralmente separadas, por lo que pueden ser estudiadas de forma independiente. Por lo tanto, la evaluación de la vulnerabilidad del puente se realiza para una de las secciones, que en adelante definiremos como puente Warth o

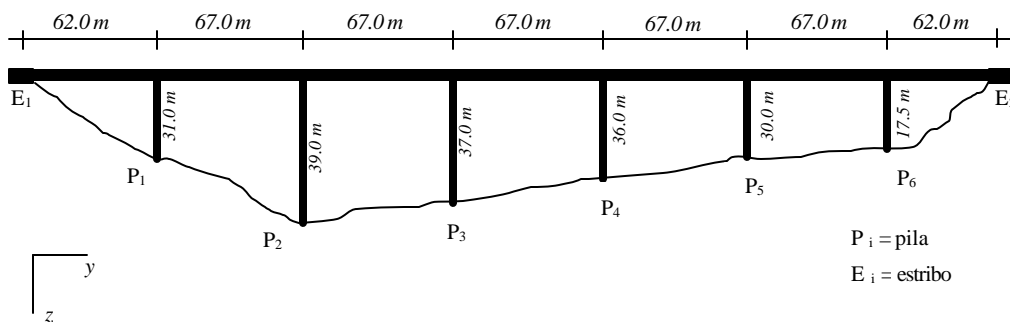
---

<sup>1</sup> Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería, Universidad Politécnica de Barcelona. España.

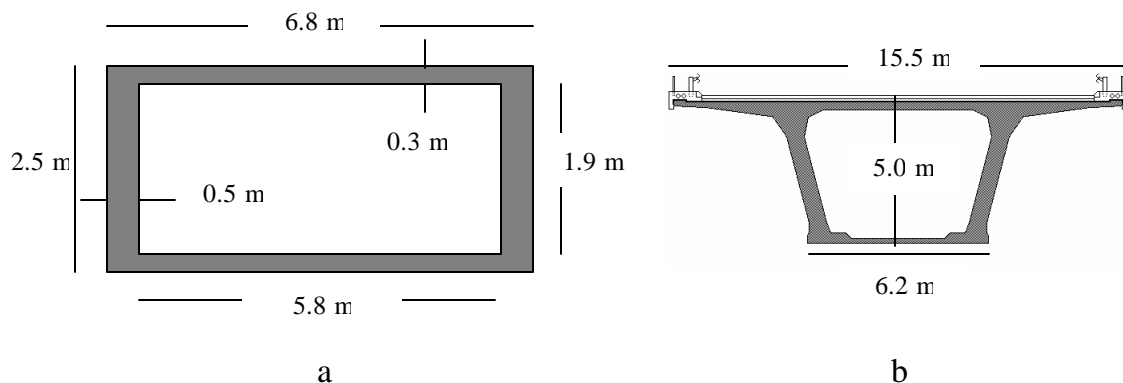
estructura en estudio. Una imagen general del puente Warth se muestra en la fotografía de la Figura 1, donde se observa una vista longitudinal de la estructura.



**Figura 1: Vista longitudinal de las estructuras gemelas del puente Warth.**



**Figura 2: Esquema en elevación del puente Warth.**



**Figura 3: Sección transversal de las pilas (a) y vigas (b) del puente Warth.**

El puente Warth fue diseñado en los años setenta con un método cuasi-estático para una aceleración sísmica horizontal de 0.04g. Sin embargo, el Código Sísmico vigente en Austria (ÖNORM, 1992) marca para la zona de ubicación del puente aceleraciones horizontales de diseño de 0.1g. El incremento en los requerimientos de la carga

sísmica y la antigüedad de la normativa aplicada en su diseño lo hacen adecuado para realizar estudios sobre su futuro comportamiento.

Esta estructura está formada por siete vanos, dos extremos de 62.0 m y cinco internos de 67.0 m, lo que da lugar a una longitud total de 459.0 m. Las seis pilas que conforman la estructura tienen longitudes de 31.0 m, 39.0 m, 37.0 m, 36.0 m, 30.0 m y 17.5 m, como se observa en el esquema en elevación de la Figura 2.

Las pilas del puente Warth son elementos de hormigón armado de sección cajón de dimensiones externas de 6.8 m x 2.5 m (ver el esquema de la Figura 3 a). Conforme a los planos de diseño (Duma y Seren 1998 y Flesch *et al.* 1999), para estos elementos se consideró un esfuerzo a compresión simple  $f'_c = 40.0 \text{ MPa}$  y una densidad y un módulo de Poisson  $g = 24.0 \text{ kN/m}^3$  y  $\nu = 0.2$ , respectivamente. El módulo de elasticidad del material compuesto en pilas, hormigón más acero de refuerzo, se determinó a partir de la Teoría de Mezclas (Hull 1987), en la cual se combinan las propiedades de los materiales para producir las propiedades del compuesto. En este caso, las propiedades del hormigón y del acero se combinaron a partir de su porcentaje en el área de la sección transversal del elemento. Para el cálculo de éste módulo de elasticidad del material compuesto se asumieron módulos elásticos del hormigón y del acero de refuerzo  $E_h = 2.8 \times 10^4 \text{ MPa}$  y  $E_a = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ , respectivamente.

Como se observa en el esquema de la Figura 3 b, las vigas del puente Warth son elementos de sección transversal cajón con un esfuerzo a compresión simple  $f'_c = 45.0 \text{ MPa}$ . Para estos elementos se asignó un peso específico  $g = 28.0 \text{ kN/m}^3$ , en el cual incluye el peso de los elementos no estructurales, como pavimentos y barandillas.

Finalmente, sobre las pilas se ubican mecanismos de apoyo de neopreno de sección transversal circular. Estos elementos tienen, en promedio, una altura de 0.25 m y un área transversal de 1.33 m<sup>2</sup>.

## METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Debido a que este estudio se orienta a obtener curvas de fragilidad a partir de un gran número de simulaciones por Monte Carlo, es necesario utilizar un método de análisis estructural muy rápido y que a la vez proporcione resultados suficientemente buenos. Este requisito hace inviable un estudio estándar por el Método de los Elementos Finitos y de aquí sale esta propuesta de un método simplificado.

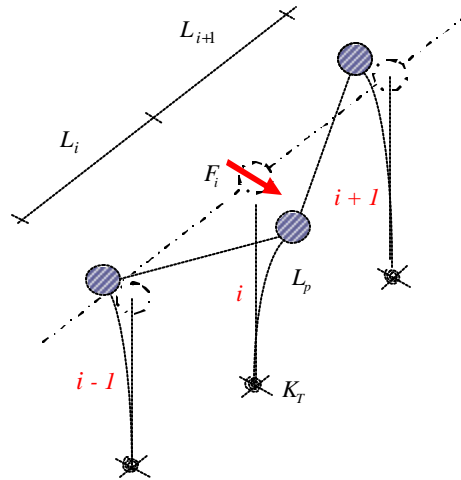
Para evaluar el comportamiento sísmico de puentes de hormigón armado de eje simple de pilas, como el puente Warth, se utiliza en este trabajo una metodología simplificada de análisis estructural muy rápida, que describe razonablemente la compleja interacción entre los diferentes elementos estructurales. Dicha metodología se basa en la definición de las propiedades dinámicas del puente para estimar el daño máximo que ocurre en sus pilas. En esta sección se describe de manera resumida esta metodología; una explicación más detallada del procedimiento de análisis se puede consultar en Gómez *et al.* (2001 y 2002).

### Análisis elástico

El modelo de análisis simplificado propuesto considera que cuando las pilas del puente están sometidas a una carga sísmica, el movimiento de las vigas adyacentes a éstas restringe parcialmente su oscilación transversal. Es decir, sometidas a carga dinámica transversal se desplazan y causan la distorsión de los apoyos que sobre ella se localizan y la subsiguiente rotación de las vigas del tablero, que se consideran rígidas. Como consecuencia, el modelo simplificado de análisis propuesto (ver Figura 4) se basa en las siguientes hipótesis generales:

- Las pilas se modelizan mediante elementos continuos con masa distribuida.
- Las vigas se modelizan como elementos perfectamente rígidos con masa concentrada, por lo que se desprecian sus deformaciones longitudinal y transversal.
- Todas las pilas del puente tienen el mismo desplazamiento longitudinal
- Debido a la redundancia y rigidez en dirección longitudinal el daño más grave en las pilas por acción sísmica se producirá en la dirección transversal.
- Los apoyos de las vigas sobre las pilas son modelizados como piezas cortas de sección transversal circular y con dimensiones reales. Se supone que dichas piezas trabajan principalmente a cortante, por lo que la equivalencia en rigidez con los elementos reales se alcanzará ajustando su módulo de cortante.
- La rotación de las vigas, producida por el desplazamiento registrado en la cabeza de las pilas se simula mediante muelles de rotación con comportamiento lineal.
- El efecto de interacción suelo-estructura en pilas y estribos se estima a través de muelles lineales que representan la rigidez rotacional del suelo.
- Los movimientos en la dirección longitudinal de las vigas en los estribos se incluyen como muelles lineales de gran rigidez

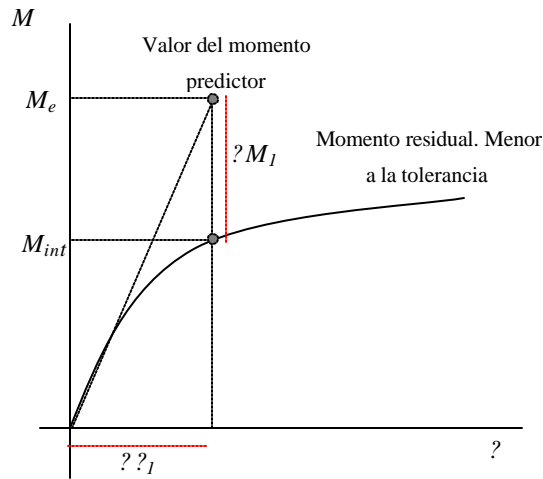
- Se supone que los estribos son muy rígidos en la dirección transversal, por lo que sus desplazamientos en esta dirección son despreciados.



**Figura 4: Esquema básico de análisis.**

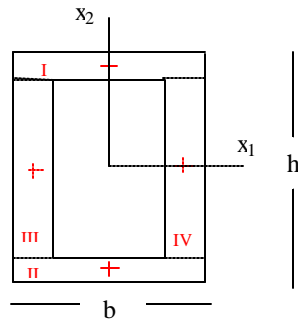
Como se observa en la Figura 4 y se deduce de las hipótesis de análisis, los únicos grados de libertad considerados en la modelación son los desplazamientos transversales en el extremo superior de pilas. Además, en este modelo se consideran diferentes excitaciones sísmicas en la base de cada pila del puente, es decir la variabilidad espacial de la carga externa (Norma Europea Experimental, 1998). Para este modelo, la rigidez total de la estructura se determina a partir de la contribución de la rigidez transversal de las pilas y las vigas.

La rigidez transversal de las vigas se obtiene mediante el análisis de las fuerzas producidas en ellas por su rotación y por la distorsión de los aparatos de apoyo. Así, para cada pila  $i$  del puente se obtienen dos fuerzas elásticas debidas al movimiento de las vigas, cuya suma es la fuerza elástica total y que es función de las propiedades de los apoyos, de la dimensión de las vigas y de los desplazamientos máximos en la pila  $i$  y en las dos contiguas. Por su parte, en el cabezal de las pilas se obtiene la fuerza inercial a partir de la acción sísmica que las afecta y de las rotaciones restringidas en su base, generadas por el efecto de interacción suelo estructura.



**Figura 5: Diagrama momento curvatura en un paso de carga.**

La fuerza efectiva total en el extremo superior de cada pila, asociada a un grado de libertad, se determina sumando la fuerza elástica total más la fuerza inercial por desplazamiento del elemento. Con esto se obtiene una ecuación de equilibrio pila-viga para cada pila del puente. Aplicando esta ecuación de equilibrio a todos los grados de libertad del modelo se obtiene un sistema de ecuaciones,  $\mathbf{F}=\mathbf{K}\mathbf{v}$ , donde  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez tridiagonal del sistema,  $\mathbf{F}$  es el vector de fuerzas y  $\mathbf{v}$  es el vector de desplazamientos desconocidos del modelo planteado (Gómez *et al.* 2002).



**Figura 6: Evaluación del momento inercial dañado de una sección transversal cajón.**

Además, para el modelo de la Figura 4, con masas concentradas en cada grado de libertad, la matriz de masa es diagonal. Conocidas las matrices de masa y rigidez del sistema, es posible formular su ecuación característica a partir de la cual se pueden determinar las frecuencias de vibración y las formas modales. Este procedimiento permite ajustar las propiedades del material, utilizando mediciones in situ realizadas sobre el puente completo (ver Gómez *et al.* 2001).

### Evaluación de daño

El daño producido por acción sísmica en el puente Warth se determina a través de un análisis no lineal paso a paso, considerando que las vigas del puente se mantienen dentro del rango elástico. Bajo esta suposición, los únicos elementos susceptibles de sufrir daño son las pilas. Para cada incremento de carga externa y para cada pila del puente se actualizan las propiedades elásticas de la estructura y se determinan los desplazamientos y los momentos externos e internos máximos, utilizando el algoritmo numérico de Newmark para resolver la ecuación diferencial del movimiento. Cuando la carga aplicada es tal que produce daño en los elementos se genera un momento no equilibrado (ver Figura 5), el cual debe ser menor que una tolerancia adecuada para garantizar la convergencia del sistema no lineal durante el incremento.

En cada iteración del proceso de eliminación del error (momento flector desequilibrado), en la evaluación linealizada del equilibrio a nivel seccional, se utiliza un modelo de daño (Oliver *et al.* 1990), el cual está integrado en cada sección transversal. De aquí resulta una rigidez degradada en la sección de cada pila. En el caso particular del puente Warth que tiene secciones rectangulares huecas (ver Figura 6), para obtener el momento interno, afectado por el daño, se divide a ésta en cuatro subsecciones rectangulares. Para cada una de las subsecciones se define la inercia de la sección transversal dañada, usando el algoritmo de integración numérica de Lobato. Este algoritmo, de menor aproximación que el de Gauss, considera entre sus puntos de integración algunos situados en los contornos de la sección transversal, lo que permite capturar adecuadamente el inicio del daño.

Cuando se logra la convergencia estática para cada incremento de tiempo el daño producido en las pilas se representa mediante dos índices de daño de pila y tres índices de daño global del puente, generados estos últimos a partir de los primeros. Los índices de daño de pilas aplicados,  $D$  y  $DP$  (este último propuesto por DiPasquale y Cakmak 1990), se expresan como:

$$D = \frac{M_e - M_{int}}{M_e} \quad (1)$$

$$DP = 1 - \frac{(T_o)^2}{(T_f)^2} \quad (2)$$

donde  $M_e$  y  $M_{int}$  son los momentos máximos externos e internos en cada pila,  $T_o$  es el periodo elástico de cada pila al inicio del análisis y  $T_f$  es el periodo registrado al final de éste, cuando se alcanza la convergencia estática. A partir de las ecuaciones 1 y 2, el daño global del puente se representa mediante tres índices de daño:

*Indice global medio,  $D_m$* , determinado como el valor medio de los índices de daño de pilas expresados por la ecuación 1.

$$D_m = \frac{\sum_i D_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad (3)$$

donde  $n_p$  es el número de pilas del puente

Índice global funcional,  $D_p$ , entendido como un indicador del estado de servicio del puente.

$$D_p = 1 - [\prod_i (1 - D_i)] \quad i = 1, \dots, n_p \quad (4)$$

Índice medio de DiPasquale y Cakmak,  $D_a$ , calculado como el valor medio de los índices de daño  $DP_i$  de las pilas (ecuación 2).

$$D_a = \frac{\sum_i DP_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad (5)$$

## PELIGROSIDAD DEL SITIO DE UBICACIÓN DEL PUENTE

La estructura en estudio se localiza en Austria, en la cuarta región, considerada como de sismicidad moderada según la normativa de dicho país (ÖNORM 1998). Históricamente, las magnitudes máximas registradas para esta región son próximas al valor de 5.5, aunque algunas investigaciones sugieren que la magnitud máxima probable podría ser de 6.0 (Lenhard 1996).

Para la zona de ubicación del puente Warth, Panza *et al.* (2001) definieron dos posibles escenarios sísmicos, caracterizados por una magnitud de 5.5 y 6.0 y una distancia a la fuente de 8 km y 30 km, respectivamente. A partir de estos datos se definieron registros artificiales deterministas para cada punto de localización de las pilas del puente Warth, en las direcciones longitudinal, horizontal y vertical. Estos sismos se generaron utilizando un modelo sísmológico que consideraba las características de la fuente, el paso del frente de ondas por los diferentes estratos y las condiciones de amplificación de las ondas.

Los acelerogramas definidos por Panza *et al.* (2001) para el segundo escenario sísmico se utilizaron directamente en los análisis del comportamiento del puente Warth. Sin embargo, para el primer escenario sísmico se generaron familias de acelerogramas que consideran la naturaleza aleatoria de este tipo de carga, utilizando como señales originales los registros obtenidos por Panza *et al.* (2001).

### Generación de familias de acelerogramas

Se utilizaron modelos no estacionarios para generar señales artificiales correspondientes a los acelerogramas definidos por Panza *et al.* (2001) para el primer escenario sísmico. Este tipo de modelos consideran la acción sísmica como un proceso con variaciones en amplitud y contenido de frecuencia a lo largo del tiempo, incorporando así su naturaleza aleatoria. El procedimiento de generación de señales artificiales aplica el concepto de modelo de espectro instantáneo, basado en la modulación de frecuencias y en el modelo de representación no estacionario de Bendat y Piersol (Hurtado 1998).

Las señales artificiales no estacionarias se basan en registros estacionarios aproximados por una suma finita de funciones senoidales. La naturaleza aleatoria de la acción sísmica se introduce considerando que los ángulos de fase de las funciones senoidales son variables aleatorias uniformemente distribuidas entre 0 y  $2\pi$ . Además, el registro estacionario determinado es transformado en uno no estacionario a través de la función de modulación de amplitudes de Shinozuka y Sato (Hurtado 1998). Los parámetros de dicha función se determinaron forzando la equivalencia entre su energía y la energía del registro original, utilizando el algoritmo de Levenberg-Marquart (Press *et al.* 1992). A partir de cada uno de los registros originales se simuló 20 familias de registros artificiales, similares en su aspecto, pero diferentes en el detalle.

## SIMULACIÓN POR MONTE CARLO

La predicción del daño por sismo que una estructura puede sufrir durante su vida útil es un problema probabilista, debido a las incertidumbres inherentes en las características de la futura acción externa y del modelo estructural. La herramienta más útil para realizar análisis de este tipo es la simulación por Monte Carlo, donde se considera que la respuesta del sistema depende de un grupo de variables aleatorias de entrada, cuya descripción probabilista marginal es conocida de antemano.

La simulación por Monte Carlo fue realizada aplicando el código comercial STAC (CIMNE, 2001), el cual es una herramienta avanzada de cálculo para resolver problemas de análisis estocásticos de sistemas físicos generales. Dentro del marco de la simulación por Monte Carlo y del programa STAC, se utilizó el método de muestreo “Latin Hipercubic”, con el cual se generaron muestras de 500 elementos.

### Variables aleatorias de entrada y salida

Conforme al modelo de análisis que se planteó para el puente Warth se definieron como variables aleatorias de entrada las dimensiones generales y propiedades mecánicas en vigas, pilas y apoyos. Para estas variables se asignaron funciones de distribución de probabilidad marginales y coeficientes de variación, obtenidos a partir de investigaciones anteriores. En las Tablas 1 y 2 se muestran las variables aleatorias de entrada consideradas en este análisis, su distribución marginal, los coeficiente de variación y las referencias de donde estos datos fueron obtenidos. En estas tablas también se indican las medias probabilistas de cada variable de entrada, las cuales corresponden a los valores nominales definidos en los planos estructurales del puente Warth.

Como variables de salida, representativas de la respuesta estructural, se consideraron los índices de daño de pilas ( $D$  y  $DP$  en ecuaciones 1 y 2) y a los índices de daño global del puente, expresados por las ecuaciones 3 a 5.

### Curvas de fragilidad

A partir de las poblaciones de las variables de salida se realizaron estudios estadísticos, mediante los cuales se determinaron los momentos principales, los histogramas y las curvas empíricas de fragilidad. A cada una de estas curvas se ajustaron modelos de probabilidad teóricos continuos, verificando las pruebas estadísticas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov. Las curvas teóricas seleccionadas en este proceso fueron las de mejor ajuste bajo niveles de significancia de 0.1, 0.05 o 0.01.

Como primera simulación se estudió el comportamiento del puente sometido a los acelerogramas del primer escenario sísmico, esto es, aquellos con magnitud sísmica de 5.5 y distancia a la fuente de 8 km. En esta simulación se consideraron como aleatorias todas las variables de entrada de dimensiones y propiedades que se muestran en las Tablas 1 y 2. Además, se despreció el efecto de interacción suelo-estructura, debido a que estudios experimentales previos del puente Warth mostraban que éste era poco influyente.

**Tabla 1: Características probabilistas de las variables aleatorias mecánicas.**

Variable	Descripción	Media	CV	Distribución	Referencias
$f'_c$ (Mpa)	Esfuerzo a compresión uniaxial	40.0	0.18	Lognormal	Enrigh <i>et al.</i> 1998, Nowak 1980, Trautnet <i>et al.</i> 1991, Bartlett <i>et al.</i> 1996
$f_t$ (MPa)	Esfuerzo a tensión uniaxial	4.0	0.05	Lognormal	Mirza 1996
$E_c$ (MPa)	Modulo de Young del hormigón reforzado en pilas	2.8E04	0.077	Lognormal	Mirza 1996, Mirza y MacGregor 1979, Shadi <i>et al.</i> 2000
$E_a$ (MPa)	Modulo de Young del refuerzo de pilas	2.1E05	0.08	Lognormal	Diniz <i>et al.</i> 1990, Mirza <i>et al.</i> 1979, Mirza 1996
$G_f$ (KJ/m <sup>2</sup> )	Energía de fractura	1.0	0.003	Lognormal	Alvaredo y Wittmann 1998, Bazant y Liu 1985
$A_a$ (m <sup>2</sup> )	Área de apoyos	Variable	0.1	Lognormal	Luo <i>et al.</i> 1994, Nowak 1980, Steinberg 1997
$g_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico en pilas	24.5	0.05	Lognormal	O'Connor y Ellingwood 1987
$E_v$ (MPa)	Módulo de Young de vigas	3.18E04	0.077	Lognormal	Mirza 1996, Mirza <i>et al.</i> 1979
$g_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso específico en vigas	28.2	0.05	Lognormal	O'Connor y Ellingwood 1987
$G$ (MPa)	Módulo cortante de apoyos	Variable	0.077	Lognormal	Mirza 1996, Mirza <i>et al.</i> 1979

**Tabla 2: Características de las variables aleatorias geométricas.**

Variable	Descripción	Media	CV	Distribución	Referencias
$b$ (m)	Base en pilas	2.50	0.021	Lognormal	Mirza y MacGregor 1979, Steinberg 1997, Trautner <i>et al.</i> 1991,
$h$ (m)	Altura en pilas	6.80	0.027	Lognormal	Luo <i>et al.</i> 1994, Mirza y MacGregor 1979, Nowak 1980
$t_1$ (m)	Espesor en pilas	0.30	0.06	Lognormal	Steinberg 1997
$t_2$ (m)	Espesor en pilas	0.30	0.06	Lognormal	Steinberg 1997
$t_3$ (m)	Espesor en pilas	0.50	0.06	Lognormal	Steinberg 1997
$t_4$ (m)	Espesor en pilas	0.50	0.06	Lognormal	Steinberg 1997
$L_p$ (m)	Longitud pilas	Variable	0.045	Lognormal	Steinberg 1997, Trautner <i>et al.</i> 1991
$A_v$ (m <sup>2</sup> )	Área vigas	10.141	0.0095	Lognormal	Luo <i>et al.</i> 1994, Nowak 1980, Steinberg 1997, Trautner <i>et al.</i> 1991
$L_v$ (m <sup>2</sup> )	Longitud vigas	62.0, 67.0	0.045	Lognormal	Steinberg 1997, Trautner <i>et al.</i> 1991
$\gamma_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	Densidad vigas	28.2	0.05	Lognormal	O'Connor y Ellingwood 1987
$A_p$ (m <sup>2</sup> )	Área apoyos	0.005	0.0095	Lognormal	Luo <i>et al.</i> 1994, Mirza y MacGregor 1979, Nowak 1980, Steinberg 1997, Trautner <i>et al.</i> 1991, Udoeyeo 1994
$a$ (m)	Altura apoyos	0.25	0.027	Lognormal	Luo <i>et al.</i> 1994, Mirza y MacGregor 1979, Nowak 1980, Trautner <i>et al.</i> 1991, Udoeyeo 1994
$h_a$ (m)	Distancia entre apoyos en planta	4.50	0.045	Lognormal	Trautner <i>et al.</i> 1991, Steinberg 1997

Los acelerogramas empleados en esta primera simulación causan un daño ligero en la estructura. Esto produce que varias de las combinaciones de las variables de entrada generen valores de las variables de salida muy pequeños, lo que a su vez conduce a curvas empíricas con frecuencias muy altas para daños muy pequeños. Este problema complica el proceso de ajuste de las funciones teóricas. Por lo tanto, de las curvas de fragilidad empíricas se eliminaron los valores de daños pequeños (menores a  $1.0 \times 10^{-6}$ ) y los ajustes se realizaron con los elementos restantes, con lo que se puede decir que las curvas teóricas ajustadas son registros condicionados a la ocurrencia del daño.

En las Figuras 7 y 8 se muestran las curvas de fragilidad ajustadas de las variables de salida, obtenidas para esta primera simulación. En todas las curvas de fragilidad que se mostrarán en este trabajo se presentan, en un recuadro interno, la variable de salida, el modelo teórico ajustado y el número de elementos de la muestra sobre los que se realizó este ajuste, esto es, todos los valores mayores a  $1.0 \times 10^{-6}$ . Así, por ejemplo, en la Figura 7 “ $D_I$ , Gama, 426” correspondiente a la curva de fragilidad Gama del índice de daño,  $D$  (ecuación 1), de la pila  $P_1$ , la cual se ajustó con una muestra de 426 elementos.

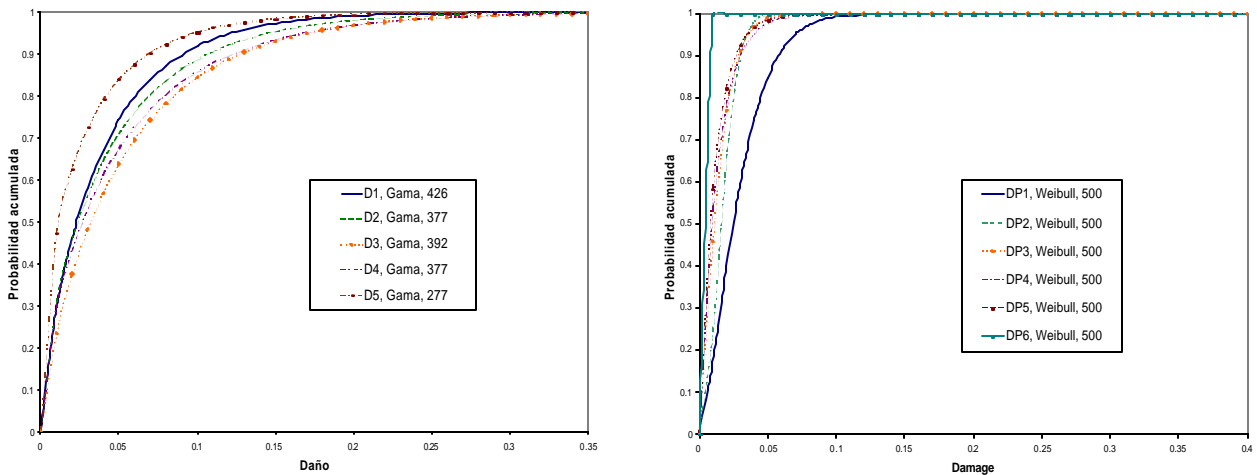
En la Figura 7 se muestra que los valores de los dos índices de daño de pila,  $D$  y  $DP$ , son similares, aunque los índices de daño  $DP$  suelen ser menores que los otros. La curva de fragilidad del índice de daño de pila  $D_6$  ( $P_6$  en la Figura 5) no se muestra, ya que ésta permanece prácticamente elástica. En la Figura 8 se observa que los índices de daño globales medio,  $D_m$ , y de DiPasquale y Cakmak,  $D_a$ , tienen curvas de fragilidad similares. En contraste, el denominado índice de daño funcional,  $D_p$ , tiene mayores probabilidades acumuladas para los mismos niveles de daño. Este último índice podría representar un límite superior de daño, que muestre estados de servicio críticos en la estructura.

A partir de las curvas de fragilidad que aquí se mostrarán se pueden opinar sobre el estado del puente. Por ejemplo, la Figura 8 permite deducir que la probabilidad acumulada de daño de 0.9 se alcanza para daños  $D_m$ ,  $D_a$  y

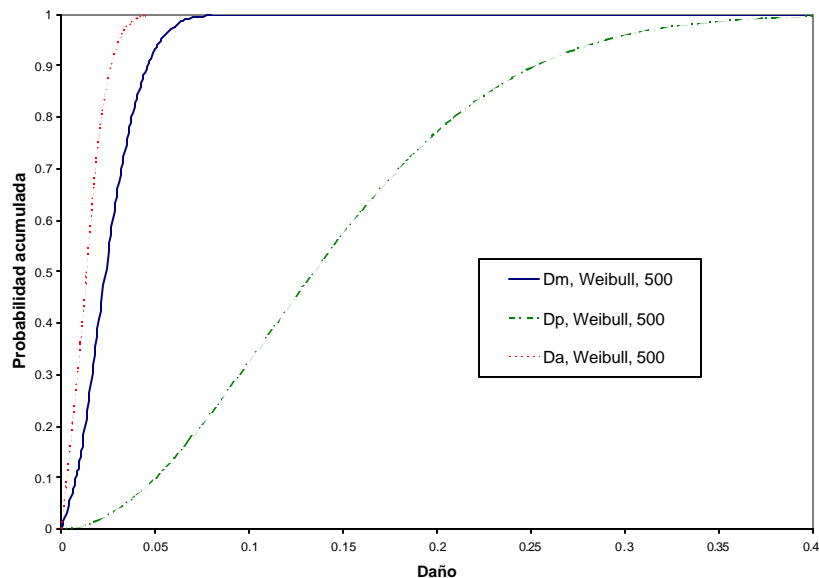


$D_p$  menores o iguales de 4.6%, 2.65% y 25.5%, respectivamente. En consecuencia, el posible daño de la estructura será menor.

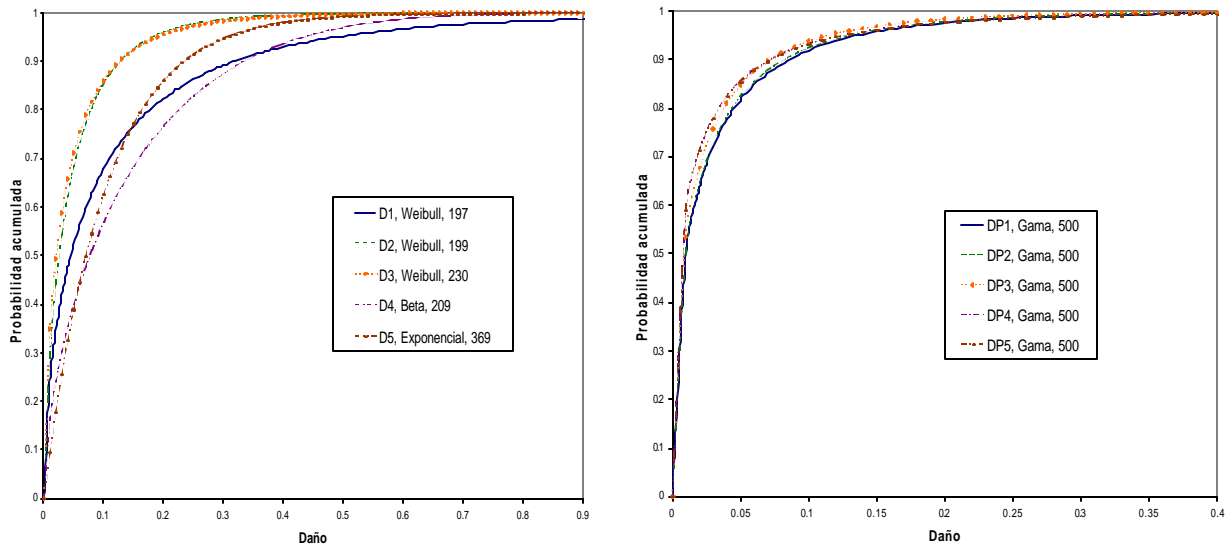
Posteriormente al primer análisis, se realizó una segunda simulación por Monte Carlo, considerando incertidumbres en la acción sísmica correspondiente al primer escenario. Como se comentó, en la definición de la peligrosidad de la zona del puente Warth se generaron familias de acelerogramas de 20 elementos para cada pila. A cada uno de ellos se asoció un número entre 1 y 20 que sirvió para asignar aleatoriamente uno de los 20 elementos a cada variación de la simulación. Las curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas y globales de esta segunda simulación se muestran en las Figuras 9 y 10. Al comparar las curvas de fragilidad de los dos ejemplos realizados hay que tener en cuenta que la escala horizontal en cada caso es diferente. De los resultados obtenidos se deduce que la consideración del carácter aleatorio de la señal sísmica conduce a daños mayores. En este caso, la probabilidad acumulada de daño de 0.9 se logra para daños  $D_m$ ,  $D_a$  y  $D_p$  de 8.5%, 4.8% y 45%, respectivamente. En resumen, la aleatoriedad de la excitación sísmica puede incrementar la respuesta estructural alrededor de un 40%.



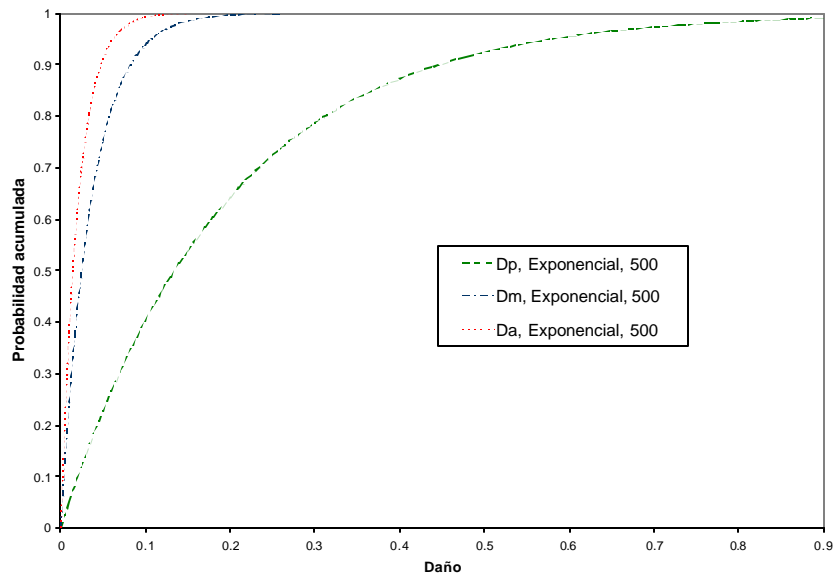
**Figura 7: Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas.**



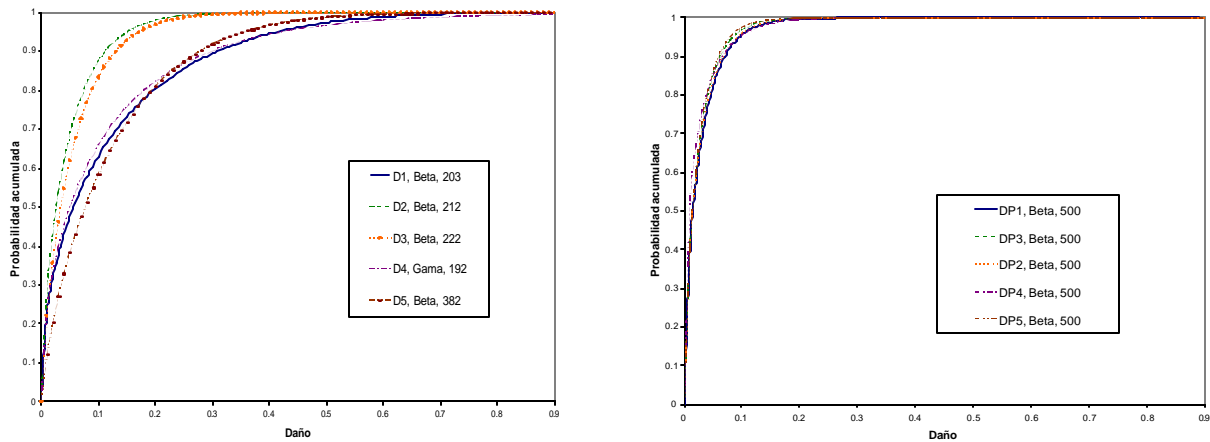
**Figura 8: Curvas de fragilidad de los índices de daño globales.**



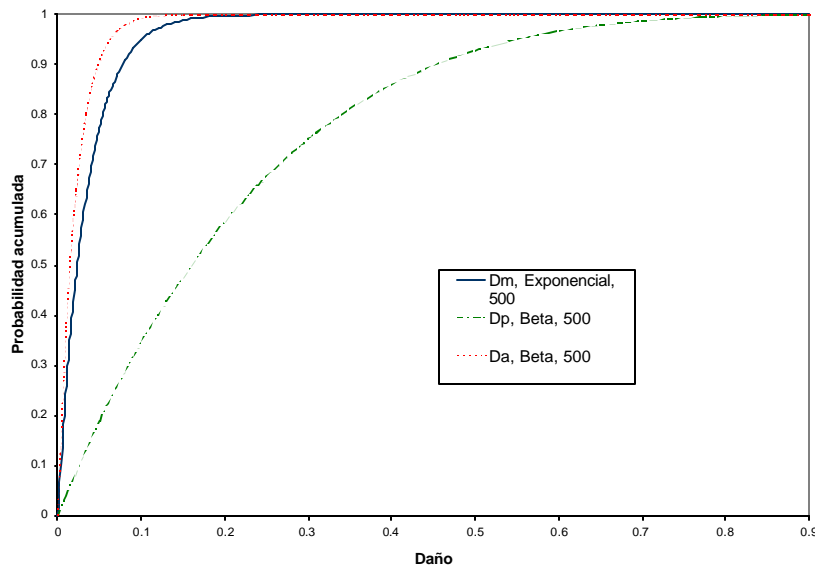
**Figura 9: Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Primer escenario sísmico aleatorio.**



**Figura 10: Curvas de fragilidad de los índices de daño globales. Primer escenario sísmico aleatorio.**



**Figura 11: Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Primer escenario sísmico aleatorio y variables dimensionales deterministas.**



**Figura 12: Curvas de fragilidad de los índices de daño globales. Primer escenario sísmico aleatorio y variables dimensionales deterministas.**

En las dos simulaciones anteriores las variables estructurales aleatorias de entrada incluían las dimensiones de los elementos principales del puente y las propiedades mecánicas de los materiales que los componen. La aleatoriedad de las primeras variables quería representar la posibilidad de variación en sus valores durante la construcción de la estructura. Se reconoce que este aspecto es poco probable, por lo que se realizó una nueva simulación por Monte Carlo considerando que las variables de entrada dimensionales eran deterministas. Así, sólo se tomaron como variables aleatorias aquellas que se incluyen en la Tabla 1.

En esta tercera simulación se obtuvieron las curvas de fragilidad que se muestran en las Figuras 11 y 12. Si se comparan éstas con las curvas de las Figuras 9 y 10 se observa que son similares, por lo que la aleatoriedad de las dimensiones de los elementos principales tiene una ingerencia mínima (aproximadamente un 6%) en la respuesta estructural del puente.

Finalmente, se realizó una cuarta simulación empleando como excitaciones sísmicas los registros deterministas del segundo escenario, esto es, aquellos con magnitud 6.0 y distancia a la fuente de 30 km. Además, en esta simulación se consideró que todas las variables de entrada destacadas en las Tablas 1 y 2 eran aleatorias, siendo entonces esta simulación comparable con la primera realizada (Figuras 7 y 8).

En las Figuras 13 y 14 se muestran las curvas de fragilidad de los índices de daño de pila y globales, respectivamente, determinadas en esta cuarta simulación. En estas figuras se observa que el segundo escenario sísmico produce mayores daños, por lo que las curvas son más suaves. Para los índices de daño de pilas de DiPasquale y Cakmak,  $DP$ , se logró un ajuste de modelos teóricos con todos los datos de las poblaciones. Sin embargo, con los índices de daño de pilas  $D$  (ecuación 1) de las pilas  $P_5$  y  $P_6$  las curvas teóricas obtenidas están condicionadas a la ocurrencia del daño, por lo que difieren de la forma general de las curvas de las restantes pilas (ver Figura 13 izquierda). En la Figura 13 también se observa que los índices de pila  $D$  siguen teniendo menores probabilidades acumuladas para los mismos niveles de daño, comparados con los índices de daño de pila  $DP$ .

En la Figura 14 se observa que para los niveles de daño de las pilas (Figura 13) se obtienen daños globales  $D_p$  siempre mayores a 0.8. De esta figura se puede decir que probabilidades acumuladas de daño de 0.9 se determinan para niveles de daño iguales o menores a 42.%, 25.6% y 97.3% para los índices globales de daño  $D_m$ ,  $D_a$  y  $D_p$ , respectivamente. En consecuencia, el daño que se espera en este caso es moderado.

A partir de las curvas de fragilidad teóricas de cada simulación se pueden obtener los intervalos de confianza de los valores medios o de las desviaciones estándar, para niveles de significancia dados. Por ejemplo, para las curvas de la Figura 14 se determinaron las curvas optimistas y pesimistas del valor medio teórico para un nivel de confianza del 95%, para las cuales la media de las curvas es:

$$\begin{aligned}
 \text{Optimista} & \quad m + \frac{2.68s}{\sqrt{N}} \\
 \text{Pesimista} & \quad m - \frac{2.68s}{\sqrt{N}}
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

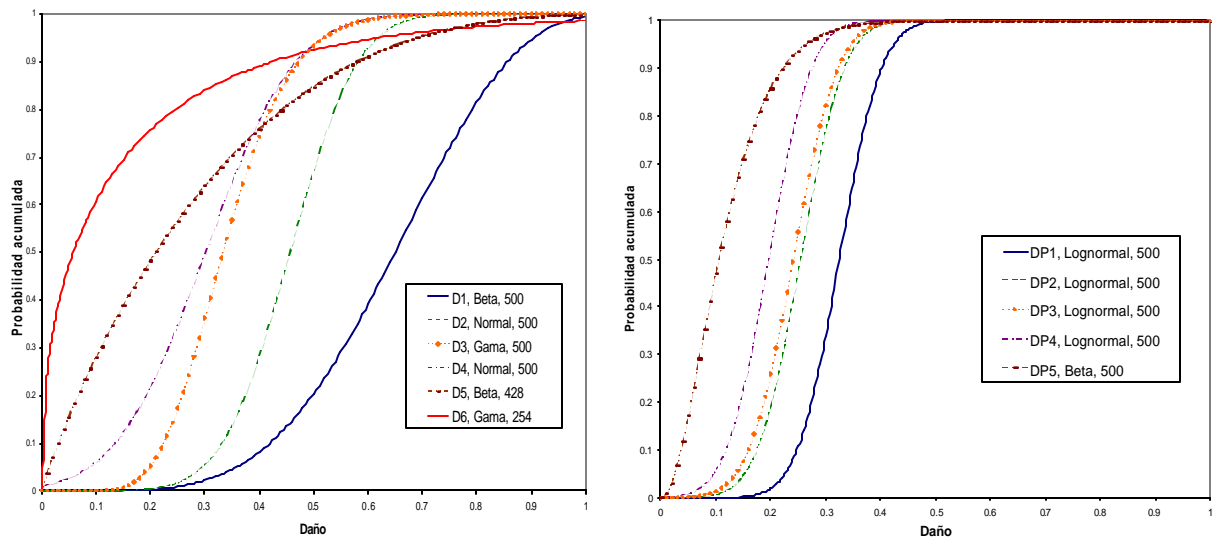


Figura 13: Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Segundo escenario sísmico.

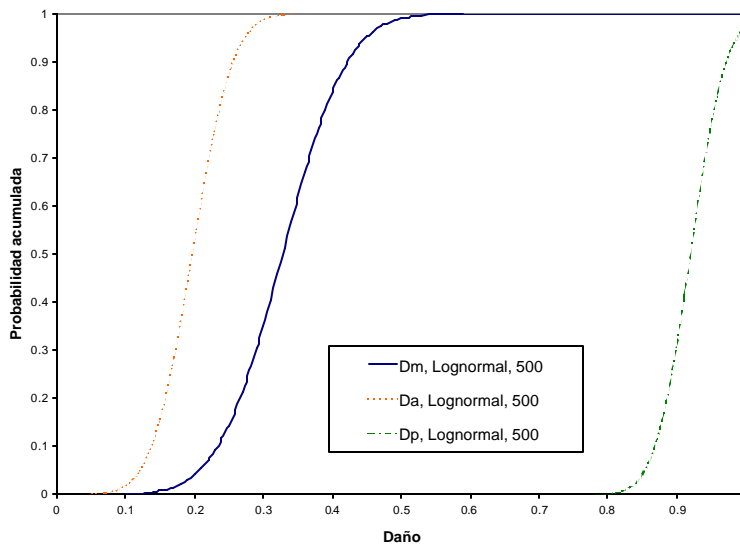


Figura 14: Curvas de fragilidad de los índices de daño globales. Segundo escenario sísmico.

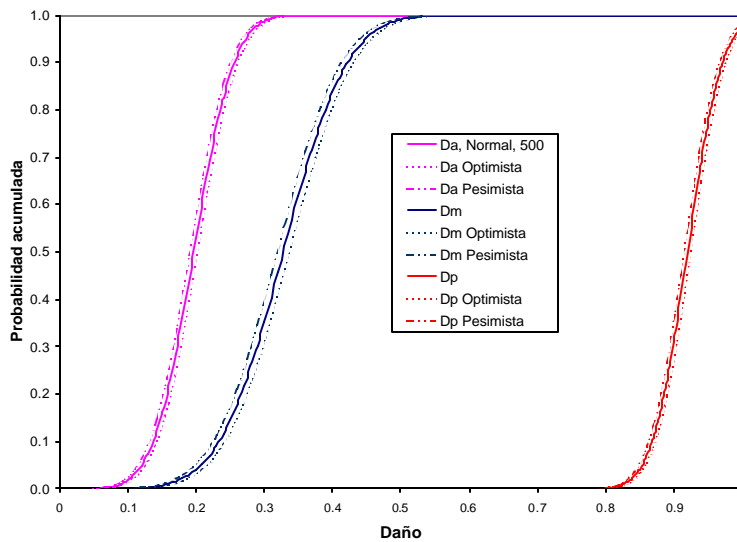


Figura 15: Curvas de fragilidad e intervalos de confianza optimista y pesimista del 95% para los índices de daño globales. Segundo escenario sísmico.

Las curvas de los intervalos de confianza del 95% para el último ejemplo se muestran en la Figura 15 para los tres estados de daño global. La diferencia entre los intervalos optimista y pesimista de cada curva indica, en el sentido ingenieril, la banda de confianza de las probabilidades acumuladas de sufrir cada estado de daño. Consecuentemente, las curvas de los intervalos de confianza son útiles en análisis económicos de toma de decisiones.

Como resumen de los análisis realizados, en las Tablas 3 y 4 se presentan los valores medios empíricos de los índices de daño de pila y globales para cada una de las simulaciones realizadas. En estas tablas se constatan las conclusiones marcadas anteriormente para cada ejemplo realizado.

## CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente austriaco Warth. Esta estructura, construida a principios de los años setenta, es un puente de hormigón armado con eje simple de pilas y con vigas simplemente apoyadas. El puente Warth se ubica en la cuarta zona sísmica de Austria, cuya peligrosidad sísmica se reevaluó recientemente. La antigüedad de la estructura y el incremento de los requisitos de diseño sísmico son aspectos suficientes para motivar la evaluación de su estado actual.

**Tabla 3: Valores medios de los índices de daño de pilas.**

Medias de los daños de pilas, $D$ , (%)						
Simulación	$D_1$	$D_2$	$D_3$	$D_4$	$D_5$	$D_6$
A	3.16	3.17	4.07	3.61	1.40	0
B	4.52	1.98	2.17	4.97	7.60	0.29
C	4.14	1.71	2.15	4.20	7.91	0
D	58.5	45.6	34.5	30.1	20.7	7.8
Medias de los daños de pilas, $DP$ , (%)						
Simulación	$DP_1$	$DP_2$	$DP_3$	$DP_4$	$DP_5$	$DP_6$
A	2.98	1.83	1.37	1.30	1.15	0
B	2.74	2.70	2.35	2.29	2.13	0.19
C	2.51	2.40	2.21	2.10	2.10	0.02
D	32.5	25.5	24.1	19.6	10.9	5.8
A: Variables estructurales aleatorias, carga determinista del primer escenarios sísmico						
B: Variables estructurales aleatorias, carga aleatoria del primer escenario sísmico						
C: Variables mecánicas aleatorias y dimensionales deterministas, carga aleatoria del primer escenario sísmico						
D: Variables estructurales aleatorias, carga aleatoria del segundo escenario sísmico						

**Tabla 4: Valores medios de los índices de daño globales.**

Medias de los daños de globales del puente (%)			
Simulación	$D_m$	$D_a$	$D_p$
A	2.57	1.44	14.6
B	3.59	2.07	19.4
C	3.35	1.89	18.6
E	32.9	19.7	92.0
A: Variables estructurales aleatorias, carga determinista del primer escenarios sísmico			
B: Variables estructurales aleatorias, carga aleatoria del primer escenario sísmico			
C: Variables mecánicas aleatorias y dimensionales deterministas, carga aleatoria del primer escenario sísmico			
D: Variables estructurales, carga aleatoria del segundo escenario sísmico			

La caracterización de la vulnerabilidad sísmica del puente se realizó mediante simulación por Monte Carlo, en la cual se consideraron las incertidumbres asociadas a la acción sísmica y a los parámetros estructurales de análisis. En la simulación por Monte Carlo se aplicó un modelo simplificado de análisis propuesto por los autores para este tipo de sistemas. Dicho modelo se basa en la evaluación del daño máximo en las pilas y el daño máximo global del puente.

La vulnerabilidad sísmica del puente Warth se determinó para cuatro hipótesis, para dos escenarios sísmicos y para diferentes parámetros estructurales aleatorios. Para el primer escenario sísmico se analizaron los siguientes

casos: (1) sismo determinista y todas las variables estructurales aleatorias, (2) sismo aleatorio y todas las variables estructurales aleatorias y (3) sismo aleatorio, variables mecánicas aleatorias y dimensiones reales. A partir de los resultados obtenidos en este ejemplo se obtuvieron las siguientes conclusiones:

La consideración de la aleatoriedad de la señal sísmica incrementa un 40% las probabilidades acumuladas de daño.

La consideración del carácter aleatorio de las dimensiones estructurales no afecta significativamente la respuesta del puente.

Para todos estos ejemplos los daños son mínimos, con valores globales medios entre 1.44% y 3.59%. Estos niveles de daño podrían conducir a pequeños agrietamientos, pero no a la interrupción del servicio de la estructura.

Para el segundo escenario sísmico se determinaron mayores daños, con valores globales medios entre 19.7% y 32.9%. Para estos niveles de daño se puede esperar la interrupción del servicio del puente. En resumen, mediante los estudios realizados en el puente Warth se determina su vulnerabilidad sísmica, la cual es fuente de datos para análisis posteriores de mitigación del daño y toma de decisiones sobre futuros programas de rehabilitación.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue parcialmente financiado por la Comunidad Europea, a través del proyecto ENV4-CT-97-0574 "Advanced methodologies to assessment the seismic vulnerability of highway bridges" y por la Generalitat de Catalunya mediante su programa (FI) de formación del personal investigador. Los autores muestran su gratitud por su colaboración a ARSENAL Research (Austria), Joint Research Center (JRC), Ispra (Italia), SETRA (Francia), Universidade do Porto (Portugal), International Center of Theoretical Physics (Italia), e ISMES S. P. A. (Italia).

## REFERENCIAS

- Alvaredo A. M. y Wittmann F. H. (1998). "Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation". *RILEM Creep and Shrinkage of Concrete* (13), Editado por Z. P. Bazant e I. Carol. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona.
- Bartlett, F. M. y MacGregor J. G. (1996). "Statistical analysis of the compressive strength of concrete structures". *ACI Materials Journal*, 93(2), pp. 158-168.
- Bazant, Z. P. y Liu K. L. (1985). "Random creep and shrinkage in structures: sampling" *Journal of Structural Engineering*, 111(5), pp. 1113-1134.
- CIMNE (2001) "STAC. Un sistema para la mecánica estocástica computacional". Manual de usuario. Centro Internacional de Métodos Numéricos.
- Diniz, S. M. C. y Frangopol D. M. (1990). "Reliability bases for high-strength concrete columns". *Journal of Structural Engineering*, 123(10), pp. 1375-1381.
- DiPasquale, E. y Cakmak A. S. (1990). "Seismic damage assessment using linear models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9(4), pp. 194-197, Princeton, NJ, USA.
- Duma, G. y Seren S. (1998). "Determination of basic seismological parameters for the Warth bridge site". *Technical report CIMG*. Department of Geophysics, Austria.
- Ellingwood, B. y Reinhold T. A. (1980). "Reliability analysis of steel beam-columns". *Journal of Structural Engineering*, 106(ST12), pp. 2560-2564.
- Enright, M. P. y Frangopol D. M. (1998). "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced-concrete bridge beams under corrosion". *Journal of Engineering Structures*. vol. 20(11), pp. 960-971.
- Flesch, R. G., Kirkegaard, P. H., Kramer, C., Brughmans, M., Roberts G. P. y Gorozzo M. (1999). "Dynamic in situ test of bridge WARTH/Austria". Reporte Técnico, TU-Graz, TUG TA 99/0125.
- Gómez Soberón, C., Barbat A. H. y Oller S. (1999). "Vulnerabilidad de puentes de autopista: un estado del arte". Monografía de Ingeniería Sísmica, CIMNE IS-41.
- Gómez-Soberón, C., Oller S. y Barbat A. H. "Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth con un método simplificado de estimación del daño", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 7(1), pp. 21-46.
- Gómez Soberón, C., Oller S. y Barbat A. H. (2002) "Assessment of the seismic vulnerability of bridges using simple models". Monographs of Seismic Engineering (en prensa).
- Hull, D. (1987). "Materiales compuestos". Editorial Reverté, España.
- Hurtado, J. E. (1998). "Stochastic dynamics of hysteretic structures". Monograph series in earthquake engineering, CIMNE IS-25.
- Hurtado, J. E. y Barbat A. (1998). "Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics". *Archives of Computational Methods in Engineering. State of the art reviews*, 5(1), pp. 3-30.
- Lenhard, W. A. (1994). "Regional earthquake hazard in Austria". 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 57-62, Viena.

- Luo, Y. K., Durrani A. y Conte J. (1996). "Seismic reliability assessment of casting R/C flat-slab buildings". *Journal of Structural Engineering*, 121(10), pp. 1522-1530.
- Mirza, S. A. (1996). "Reliability-based design of reinforced concrete columns". *Structural Safety*, 18(2/3), pp. 179-194.
- Mirza, S. A. y MacGregor J. G. (1979). "Variations in dimensions of reinforced concrete members". *Journal of the Structural Division*, 105(4), pp. 751-765.
- Norma Europea Experimental. (1998) "Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes". UNE-ENV 1998-2.
- Nowak, A. S., Yamani A. S., y Tabsh S. W. (1994). "Probabilistic models for resistance of concrete bridge". *ACI Structural Journal*, 91(3), pp. 269-276.
- O'Connor, J. M. y Ellingwood. B. (1987) "Reliability of nonlinear structures with seismic loading". *Journal of Structural Engineering*, 113(5), pp. 1011-1028.
- Oliver, J., Cervera M., Oller S. y Lubliner J. (1990). "Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete". Second International Conference on *Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, 2, pp. 945-958, Viena.
- ÖNORM (1998). "Belastungsannahmen im bauwesen. Außergewöhnliche einwirkungen erdbebeneinwirkungen grundlagen". ÖNORM B4015-2. Código de diseño sísmico austriaco.
- Panza, G. F., Romanelli F. y Vaccari F. (2001) "Effects on bridge seismic response of asynchronous motion at the base of the bridge piers". International Center of Theoretical Physics (ICTP), Report 5/1,2,3F, Trieste, Italy.
- Press, W. H., Teulosky S. A., Vetterling W. T. y Flannery B. P. (1992). "*Numerical recipes in Fortran 77. The art of scientific computing. Volume I*". Cambridge University Press.
- Shadi, N. A., Saiidi M. y Sanders D. (2000). "Seismic response of reinforced concrete bridge pier wall in the weak directions". Multidisciplinary Center on Earthquake Engineering, Reporte Técnico MCEER-00-0006.
- Steinberg, E. P. (1997). "Reliability of structural steel haunch connections to pretressed concrete". *Journal of Structural Engineering*, 123(10), pp. 1382-1389.
- Trautner, J. J. y Frangopol D. M. (1991). "Safety sensitivity functions for reinforced concrete beams". *ACI Structural Journal*, 88(5), pp. 631-640.
- Udoeyo, F. F. y Ugbem P. I. (1995). "Dimensional variations in reinforced concrete members". *Journal of Structural Engineering*, 121(12), pp. 1865-1867.

