

METODOLOGÍA PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES EXISTENTES

Laura Landa Ruiz¹, Manuel Jara Díaz²

RESUMEN

A pesar del gran número de puentes existentes en el país que no fueron diseñados con los criterios sísmicos actuales, no se cuenta con ninguna metodología para estimar su seguridad frente a un sismo. Por tal motivo se desarrolló un procedimiento para estimar la capacidad sísmica de puentes existentes, que pueda aplicarse a un gran número de estructuras con una aproximación confiable. Los resultados obtenidos en puentes dañados en el pasado muestran una buena concordancia con los valores estimados con la metodología propuesta. El procedimiento que se propone permitirá revisar este tipo de estructuras ante eventos sísmicos futuros.

Palabras clave: Capacidad sísmica, evaluación, índice de vulnerabilidad, puentes existentes.

ABSTRACT

A large number of existing bridges in Mexico were designed with non-seismic provisions. For that reason a methodology for the seismic evaluation of existing structures is needed. This paper presents a procedure for conducting an evaluation of the seismic safety of existing bridges. The results obtained with the proposed methodology have been compared with bridges that suffered different damage levels in the past and good corre-

lation was observed. The proposed procedure will contribute to mitigate the seismic hazard posed by existing bridges.

Keywords: Seismic evaluation, evaluation, vulnerability index, existing bridges.

INTRODUCCIÓN

Los daños que producen los sismos en los sistemas de transporte, suelen tener un impacto significativo en la economía de un país, tanto por los gastos que provienen directamente de la rehabilitación y sustitución de las estructuras dañadas, como por los costos indirectos debidos al cierre temporal de las vías de comunicación. La interrupción del tránsito puede obstaculizar las labores de rescate, así como el transporte de víveres, medicinas y materiales a las zonas afectadas, durante periodos que pueden prolongarse varios meses. En algunos eventos sísmicos recientes se han reportado incluso pérdidas humanas. Sismos recientes en México, California, Japón, Centro América y Sur América, provocaron que muchas estructuras de puentes, algunas de ellas diseñadas específicamente para resistir terremotos severos, colapsaran o tuvieran daños cuando fueron sometidas a movimientos sísmicos de intensidades, algunas veces menores que las especificadas en los códigos empleados en su diseño. Si se considera la alta sismicidad de algunas zonas del país, se hace necesaria una revisión masiva de estructuras para verificar su capacidad ante un evento sísmico.

No obstante lo anterior, en nuestro país no hay programas para evaluar la capacidad sísmica de la infraestructura carretera. Los programas existentes se enfocan a determinar las necesidades de mantenimiento y rehabilitación de puentes. Solamente Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tienen programas para la

¹ Facultad de Geografía. Universidad Veracruzana. Email: lalanda@uv.mx

² División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Email: mjarad10@gmail.com

conservación de puentes. El último y más ambicioso de estos programas fue propuesto por la SCT en 1992 con el nombre de Sistema de Puentes Mexicanos (SI-PUMEX), cuyo objetivo principal es contar con un procedimiento sistemático para atender las necesidades de rehabilitación y mantenimiento de los puentes en México. El procedimiento implica la realización de inspecciones visuales de la estructura para determinar sus condiciones y jerarquizar los trabajos de rehabilitación. Estos informes dan información muy valiosa del estado que tienen los puentes en el momento de la visita, sin embargo, recaban muy poca información que permita decidir la vulnerabilidad sísmica de los puentes.

La mayor parte de los puentes de concreto reforzado y presforzado que existen en el país fueron diseñados previamente al inicio de la década de 1980 (ver figura 1), cuando los criterios de diseño sísmico no contemplaban los requisitos que ahora se consideran indispensables para un buen comportamiento durante un temblor.

Para mejorar los criterios de selección de los puentes que deben ser intervenidos, es importante considerar parámetros adicionales de los que hasta ahora incorporan los informes SIPUMEX y mejorar las metodologías de evaluación especialmente para los puentes localizados en zonas sísmicas.

En este trabajo se proponen acciones que deben considerarse para jerarquizar en forma adecuada las intervenciones para rehabilitar y reforzar puentes de

concreto reforzado de mediana longitud. Para ello se propone un procedimiento de evaluación de la capacidad sísmica de puentes existentes que pueda ser aplicada a una población importante de estructuras. El procedimiento se divide en dos etapas principales: 1) una evaluación simplificada que permita clasificar a los puentes que se encuentren en las peores condiciones de vulnerabilidad y 2) una evaluación intermedia, más precisa, que se aplique a los puentes que no superaron la primera etapa de evaluación.

EVALUACIÓN REGIONAL DE PUENTES

El procedimiento que se propone se inicia con una evaluación masiva de puentes en una región determinada del país. En esta primera fase de evaluación se clasifican a los puentes de acuerdo con un índice de vulnerabilidad, que tiene en cuenta aspectos de estructuración y condiciones del sitio, para los cuales se necesitan datos que se pueden obtener a partir de una visita de inspección al puente.

En la figura 2 se muestra un resumen sobre los principales problemas que dan origen a daños sísmicos en puentes (Landa, 2006). Se observa que la longitud de asiento, los criterios de diseño derivados de la fecha en que el puente fue proyectado, la irregularidad en elevación y el tipo de apoyo son los problemas que tienen mayor influencia en la vulnerabilidad sísmica de los puentes.

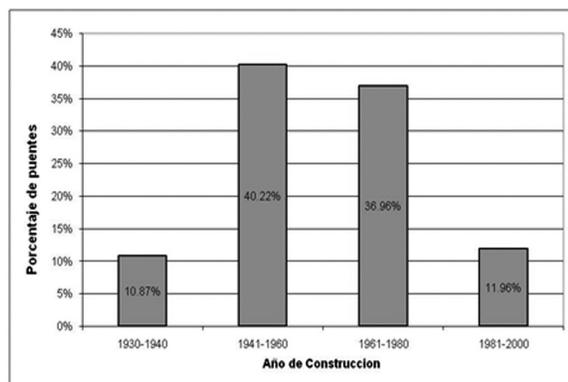


Figura 1. Fecha de construcción de puentes en México (SCT, 1995).

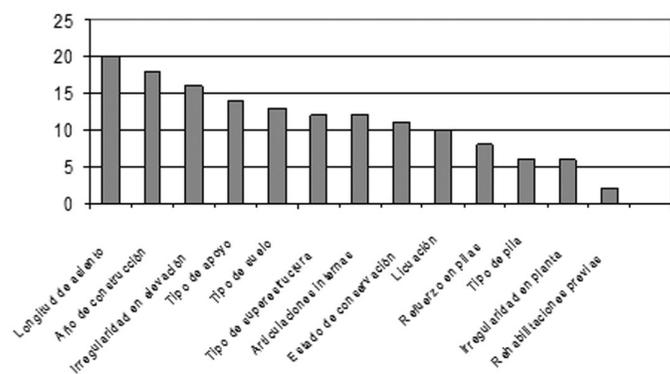


Figura 2. Principales variables en la vulnerabilidad sísmica de puentes

La vulnerabilidad de cada estructura se asigna a partir de un conjunto de nueve parámetros que reflejan los aspectos más relevantes en términos de la seguridad sísmica de un puente. Los parámetros seleccionados son:

1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente.
2. Longitud de asiento de la superestructura.
3. Año de proyecto.
4. Irregularidad en planta y esviajamiento.
5. Tipo de apoyos.
6. Estado de conservación.
7. Potencial de licuación.
8. Periodo de vibración.
9. Importancia del puente.

El procedimiento simplificado de evaluación consiste en asignar un índice de vulnerabilidad I_v a cada puente. Un valor de I_v igual a cero significa que el puente es completamente vulnerable, mientras que un valor de I_v igual a 1.0, indica que se trata de un puente nada vulnerable. Los diferentes niveles de vulnerabilidad quedan definidos por el valor del índice que resulte de la "ec.1", la cual se obtuvo como el mejor ajuste de los índices de vulnerabilidad obtenidos con respecto a los niveles de daño observados en puentes en sismos pasados Jara y González (2000).

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad (1)$$

donde (\bar{C}_i) es el promedio de las calificaciones de cada uno de los nueve parámetros definidos anteriormente. Los límites de cada una de las calificaciones C_i asignadas a los parámetros están comprendidos entre 0 y 1.0.

Las funciones de calificación C_i de los nueve parámetros que se eligieron para definir la vulnerabilidad sísmica de los puentes se presentan a continuación.

Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Para calificar la irregularidad provocada por el cambio brusco de rigidez que puede existir entre dos apoyos consecutivos se emplea el factor C_1

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m} \quad (2)$$

Donde: k_M es la mayor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo y k_m es la menor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo.

Longitud de asiento

$$\begin{aligned} \text{Si } \bar{L} \geq LR & & C_2 = 1.0 \\ \text{Si } LR > \bar{L} > 0.3LR & & C_2 = \frac{LR - 0.3LR}{0.7LR} \\ \text{Si } 0.3LR > \bar{L} & & C_2 = 0 \end{aligned}$$

LR es la longitud de asiento recomendado en mm, igual a la "ec.3"

$$LR = 400 + 2.5L + 10H \quad (3)$$

LA es la longitud real de apoyo existente en mm. (ver figura 3), L es la longitud del claro en metros y H es la altura promedio de las pilas adyacentes en metros.

Año de proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1.0 \quad (4)$$

Donde: AC es el año del proyecto del puente

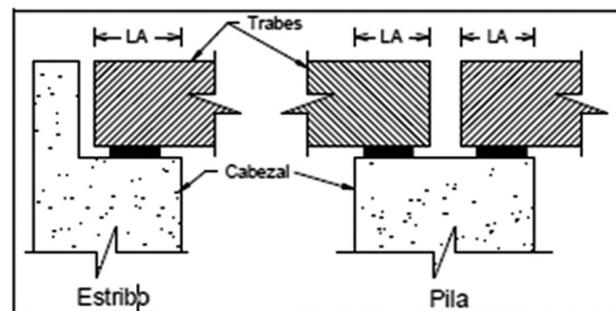


Figura 3. Longitud de apoyo

Irregularidad en planta y esviajamiento

$$\begin{aligned} \text{Si } \alpha < 20^\circ & & C_4 = 1.0 \\ \text{Si } 20^\circ < \alpha < 45^\circ & & C_4 = 6 * 10^{-4}(90 - \alpha) + 0.46 \\ \text{Si } 45^\circ < \alpha & & C_4 = 0.40 \end{aligned}$$

Donde: α es el ángulo de esviajamiento
En puentes de planta irregular y en puentes curvos usar el valor $C_4=0.40$

	Tipos de apoyos
Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico	$C_5 = 1.0$
Para apoyos laminados de neopreno	$C_5 = 0.9$
Para apoyos de rodillos	$C_5 = 0.8$
Para apoyos basculantes o de mecedoras	$C_5 = 0.7$

Estado de conservación

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \geq 0 \quad (5)$$

Donde x_i representa el valor para cada uno de los siguientes aspectos:

Efecto de socavación (x_1)

Si no existen indicios de socavación	$x_1 = 0$
Si se observa socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 0.05$
Si existe socavación importante pero no está en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 0.3$
Si está en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 1.0$

Estado de conservación de los apoyos (x_2)

No se observa deterioro alguno	$x_2 = 0$
Se observan deterioros menores	$x_2 = 0.05$
Se observan deterioros importantes en los apoyos	$x_2 = 0.3$
Se observan daños que ponen en riesgo la estabilidad del puente	$x_2 = 1.0$

Daño en elementos estructurales (x_3)

No se observa ningún daño	$x_3 = 0$
Se observan grietas menores que 0.7 mm	$x_3 = 0.05$
Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm	$x_3 = 0.5$
Se observan daños importantes que ponen en riesgo la estabilidad del puente	$x_3 = 1.0$

Daños en uniones y conexiones (x_4)

No se observa ningún daño	$x_4 = 0$
Se observan grietas menores que 0.7 mm o corrosión en los elementos de acero	$x_4 = 0.05$
Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, corrosión importante o daños en los elementos de las conexiones	$x_4 = 0.5$
Se observan daños importantes que ponen en riesgo la inestabilidad del puente	$x_4 = 1.0$

Mantenimiento y rehabilitación (x_5)

Puente reciente o con muy buen mantenimiento o trabajo de rehabilitación	$x_5 = 0$
Puente con más de 30 años sin daño aparente y buen estado de conservación	$x_5 = 0.25$
Puente viejo y/o en mal estado (agrietamientos, desconches, humedades, etc.)	$x_5 = 0.5$

Potencial de licuación

Si el suelo no tiene potencial de licuación	$C_7 = 1.0$
Si el suelo tiene potencial de licuación	$C_7 = 0.4$

Periodo de vibración

Si $T_a \leq T_s \leq T_b$	$C_8 = 0.6$
Si $0.7T_a \leq T_s \leq T_a$	$C_8 = 0.8$
Si $T_b \leq T_s \leq 1.3T_b$	$C_8 = 0.8$
Si $T_s < 0.7T_a$ y $T_s > 1.3T_b$	$C_8 = 1.0$

Donde T_s es el periodo de la estructura y T_a y T_b son los valores característicos del espectro de diseño para el sitio en el que se localiza el puente.

Factor de importancia

Se propone un factor de 1/1.5 en el caso de puentes localizados en caminos tipo A, como se establece en las bases de diseño de la SCT.

EVALUACIÓN DE LOS PUENTES MÁS DESFAVORABLES

Después de evaluar a una población de puentes en una región determinada, se identifican aquellos puentes en las peores condiciones de vulnerabilidad, de acuerdo con el índice I_v . Se propone la tabla 1 que sugiere las acciones que deben adoptarse de acuerdo con el I_v determinado en cada estructura.

Tabla 1. Acciones recomendadas

Intervalo de valores de I_v	Acción recomendada	
$I_v < 0.4$	<i>Acción urgente.</i>	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata
$0.4 \leq I_v < 0.6$	<i>Acción a corto plazo.</i> Efectuar estudios detallados en corto plazo.	El puente pasa automáticamente a la segunda etapa de evaluación descrita en el siguiente apartado
$0.6 \leq I_v < 0.8$	<i>Acción a mediano plazo.</i> Requiere evaluación intermedia	
$0.8 \leq I_v$	<i>Medidas preventivas rutinarias.</i> El puente no muestra deficiencias	El puente se considera seguro y no es necesario realizar una evaluación
Intervalo de valores de I_v	Acción recomendada	
	importantes. Seguir un programa de mantenimiento e inspección preventivo.	adicional al puente

La evaluación fue aplicada a trece puentes con distintos niveles de daño con el propósito de calibrar y observar el nivel de daño y el de I_v . En la tabla 2 se observa una adecuada correlación entre el nivel de daño y el valor de I_v .

Tabla 2. Valores de I_v de puentes con distintos daños

Nombre del puente	Nivel de daño	I_v
Ruta SR-14/I-5, North Connector	Colapso	0.17
Fairfax – Washington	Colapso	0.17
La Cienega – Venice	Colapso	0.17
Ruta SR-14/I-5, Separation	Colapso	0.31
Old Road	Medio	0.54
Gavin Canyon	Colapso	0.58
Mission – Gothic	Colapso	0.58
Ball Creek Canyon Channel	Grave	0.58
Santa Clara River	Medio	0.72
Pico – Lyons	Medio	0.74
Valencia Boulevard	Ligero	0.76
Mc Bean Parkway	Sin daño	0.80
Balboa Boulevard	Ligero	0.83

La segunda etapa consiste en estimar los desplazamientos máximos mediante un análisis no lineal (“pushover”), con el cual se determina la curva de capacidad del puente conforme se incrementa la fuerza lateral hasta llegar al mecanismo de colapso. Dado que los puentes existentes construidos hace unas décadas, tienen deficiencias en su capacidad para disipar energía y presentan con frecuencia fallas de tipo frágil, las propiedades de las articulaciones plásticas que se emplean para definir la curva de capacidad de la estructura, se obtienen para las distintas condiciones que se observan en puentes existentes y que derivan en los siguientes tipos de falla: falla prematura por cortante, falla originada por traslapes en las articulaciones plásticas, flexocompresión en pilas sin confinamiento adecuado, y pilas adecuadamente confinadas.

El proceso para estimar el desplazamiento del puente se inicia con un desplazamiento propuesto, a partir del cual se obtiene la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivos asociados a dicho desplazamiento. Se modifica el espectro para tener en cuenta las nuevas condiciones de rigidez y amortiguamiento y a partir de él, se estima la demanda de desplazamiento. Si los desplazamientos no son suficientemente aproximados, se realiza un procedimiento iterativo, en el que se modifica el desplazamiento inicial propuesto y los valores de rigidez y amortiguamiento asociados. Al finalizar los valores obtenidos se comparan con los desplazamientos límites propuestos para fines de evaluación.

Relaciones esfuerzo-deformación

Una vez determinada o estimada la calidad del acero de refuerzo, la curva esfuerzo-deformación que deberá considerarse al evaluar la resistencia debe corresponder a los valores reales en la estructura, y no a valores de diseño como los que proponen las normas.

En la resistencia del concreto es importante considerar el efecto del confinamiento proporcionado por el acero transversal, para lo cual la curva esfuerzo-deformación puede definirse a partir de relaciones como la propuesta por Mander et al (1986).

Deformación última del concreto

Algunos autores (Priestley et al., 1996) recomiendan que el valor que se adopte como deformación última

del concreto ε_{cu} para el caso de concreto pobremente confinado, sea de 0.005. Se recomienda emplear dicha deformación para la evaluación de pilas de puentes en las que se estima que no hay un confinamiento adecuado, como en el caso de puentes construidos con reglamentos anteriores a 1976.

En el caso de concreto bien confinado, la deformación última puede obtenerse con la "ec.6" propuesta por Jara (2004) partir del criterio de balance de energía establecido por Mander, en la que se incorpora, además, la energía de deformación almacenada en el refuerzo longitudinal.

$$\varepsilon_{cu} = \frac{110\rho_s + 3.4\rho_l + 0.017\gamma\sqrt{f'_c}}{\rho_l(0.94f_{yt} + 302) - \gamma(0.015f'_c{}^2 - 1.1f'_c - 8)} \quad (6)$$

Donde $\gamma = 0.45 + 0.5\sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}}$ para secciones rectangulares y $\gamma = 0.45 + 0.7\sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}}$ para secciones circulares, ρ_s es el porcentaje de acero transversal, ρ_l es el porcentaje de acero longitudinal, P es la carga axial, f'_c es el esfuerzo de compresión de concreto sin confinar y A_g es el área de la sección gruesa de concreto.

Diagramas de momento – curvatura para pilas existentes

En los elementos de puentes existentes, construidos con criterios de diseño diferentes a los actuales, no se alcanza la capacidad máxima por flexión de un elemento adecuadamente confinado. Con base en estas consideraciones, se obtienen diagramas momento-curvatura (M- ϕ) y momento-rotación (M- φ) para los diferentes mecanismos de falla que pueden llegar a presentarse en las pilas de puentes existentes. Se contemplan las siguientes posibilidades de falla

1. Flexocompresión para una pila que se encuentra bien confinada.
2. Flexocompresión para una pila sin confinamiento adecuado.
3. Falla originada por la presencia de traslapes en la zona de la articulación plástica.
4. Falla prematura por cortante.

Las hipótesis que se adoptan para el cálculo de las relaciones momento-curvatura son con las siguientes modificaciones: ε_{cu} es la resultante en la

"ec.10" para elementos confinados, para elementos no confinados $\varepsilon_{cu}=0.005$ (Priestley et. al., 1996) y el confinamiento efectivo k_e aplicado en el modelo de Mander es 0, resultando $f'_{cc}=f'_c$ y $\varepsilon_{cc}=\varepsilon_{co}$.

T_b es la fuerza máxima que se puede transferir sin la contribución del acero transversal. Si T_b es menor que la fuerza de fluencia de la barra, la sección no es capaz de desarrollar su resistencia a flexión, entonces el momento máximo de la columna es el que corresponde al esfuerzo máximo de tensión f_s que pueda desarrollar la varilla. Este esfuerzo es el proporcionado por la "ec. 7" (Priestley et. al 1996)

$$f_s = \frac{f_t p l_s}{A} \quad (7)$$

f_t es el esfuerzo a tensión del concreto $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$, l_s es la longitud de traslape, A_b es el área de una barra longitudinal y p es en perímetro asociado a cada barra que se obtiene con las "ecs. 8 y 9" para secciones rectangulares y circulares respectivamente.

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad (8)$$

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad (9)$$

donde n es el número de barras longitudinales, d_b es el diámetro de las barras longitudinales, c es el recubrimiento, D' es el diámetro del núcleo de concreto y s es el espaciamiento promedio entre las barras traslapadas.

Para definir la parte final de la curva momento-rotación es necesario determinar el momento residual de la sección. El momento residual se calcula con las "ecs. 10 y 11" para secciones rectangulares y circulares respectivamente.

$$M_r = P \left(\frac{h' - kd}{2} \right) \quad (10)$$

$$M_r = P \left(\frac{D'}{2} - x \right) \quad (11)$$

Donde $P=0.85f_c A_c$ h' y D son las dimensiones del núcleo de concreto, A_c es el área de la zona a compresión, kd es la profundidad del eje neutro correspondiente al momento último de la sección, x es el centroide de la zona de compresión y f_c es el esfuerzo del concreto correspondiente a la deformación última

que haya presentado la sección (ver figura 4).

Si el porcentaje de refuerzo transversal es mayor que el calculado con la "ec.12" se considera que la sección está bien confinado en la zona de traslape

$$P_h = \frac{1.4A_b f_s}{\rho l_s f_{sh}} \tag{12}$$

Donde A_b es el área de una barra longitudinal, f_s es el máximo esfuerzo que una barra puede transferir, en este caso $f_s = f_y$ y f_{sh} es el esfuerzo máximo de tensión del refuerzo transversal igual a $f_{sh} = 0.0015E_s$. Para cantidades menores de refuerzo transversal se hace una interpolación lineal entre el momento residual de una sección sin confinar y una sección bien

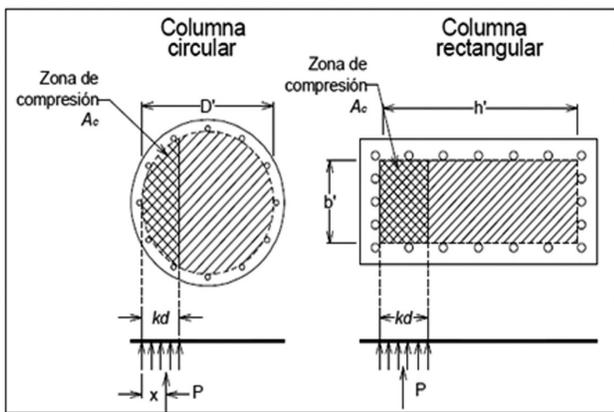


Figura 4. Zona de compresión en el momento residual de las columnas (Adaptada de Priestley et. al, 1996)

confinada.

Resistencia a cortante

Para determinar la capacidad a cortante se considera la contribución del concreto, del acero transversal y de la carga axial mediante la "ec.13" (Priestley et. al, 1996)

$$V_n = V_c + V_s + V_p \tag{13}$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} 0.80 A_g \tag{14}$$

$$V_s = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi A_n f_s D' \cot 30}{2} \text{ columnas circulares} \\ A_v f_s \cot 30 \text{ columnas rectangulares} \end{array} \right\} \tag{15}$$

$$V_p = P \tan \alpha \tag{16}$$

A_g es el área de la sección gruesa, k es el factor que depende de la ductilidad por curvatura obtenido de la figura 5, D' es el diámetro del núcleo de

concreto (ver figura 6), A_n es el área de una barra del refuerzo por cortante, A_v es el área del refuerzo transversal en una capa y en la dirección en donde esta aplicada la fuerza cortante, s es la separación del refuerzo transversal y α es el ángulo que se forma entre el centroide de la zona de compresión por flexión

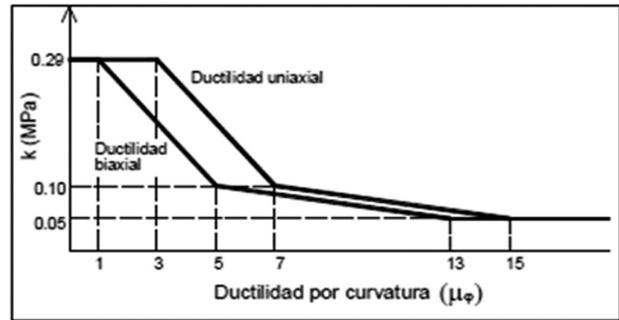


Figura 5. Factor k para columnas

y el punto de aplicación de la carga axial.

Curva de capacidad del puente

El procedimiento consiste en una secuencia de análisis elásticos lineales (pasos) con un sistema estructural que cambia en cada etapa. De cada paso se obtiene un desplazamiento y una fuerza que forman parte de la curva de capacidad del puente, representada en un plano fuerza cortante-desplazamiento, obtenida hasta alcanzar el mecanismo de colapso o deforma-

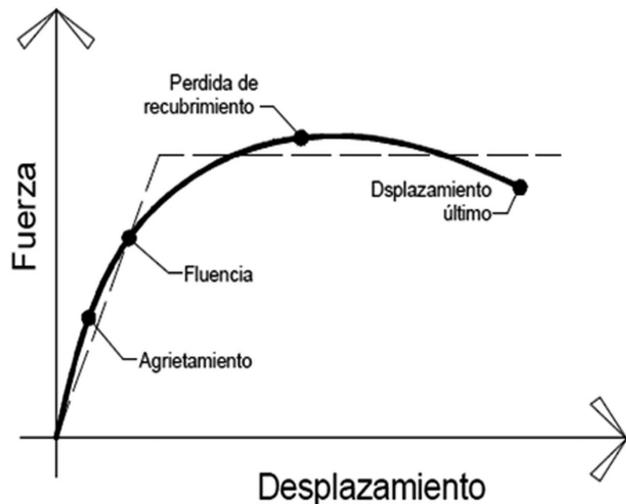


Figura 6. Esquema de la curva de capacidad del puente

ción última del puente (ver figura 6).

Obtención de la demanda de aceleración y desplazamiento

Una vez elegida la aceleración correspondiente al nivel de riesgo adoptado, el espectro para fines de evaluación (EAD) se expresa en términos de la aceleración y el desplazamiento para el sistema no lineal, considerando el nivel de amortiguamiento y la rigidez correspondientes al desplazamiento del sistema. El procedimiento consiste en los siguientes pasos:

Paso 1. Se define el desplazamiento y la aceleración de fluencia (d_y, a_y). Se selecciona un desplazamiento inicial (d_i) y la aceleración inicial correspondiente (a_i).

Paso 2. Se obtiene el periodo inicial (T_0) y la ductilidad de desplazamiento con las "ecs. 19 y 20".

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} \tag{19}$$

$$\mu = \frac{d_i}{d_y} \tag{20}$$

Paso 3. Se calcula el periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para el nivel de desplazamiento supuesto, con algunas de las expresiones encontradas en la literatura.

Paso 4. Conocido T_{eff} para el desplazamiento inicial supuesto, se traza una línea radial que representa el valor del periodo efectivo. Dicha línea se puede encontrar fijando dos puntos: el origen (0,0), y un punto cuyas coordenadas corresponden a un desplazamiento cualquiera d y la aceleración asociada

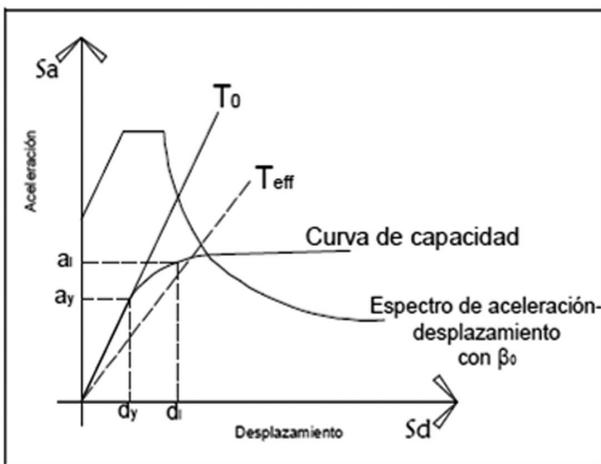


Figura 7. Se traza una línea radial que representa al periodo efectivo

("ec. 21"), según se muestra en la figura 7.

$$S_a = \frac{d}{g} \left(\frac{2\pi}{T_{eff}} \right)^2 \tag{21}$$

Para tomar en cuenta el amortiguamiento efectivo β_{eff} se reducen las ordenadas del EAD mediante un factor (B) como se indica en las "ecs. 22 y 23" propuestas en el documento FEMA 440.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \tag{22}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \tag{23}$$

Paso 5. El punto de intersección de la línea radial que representa al T_{eff} con el EAD reducido por efecto del amortiguamiento efectivo, conduce al despla-

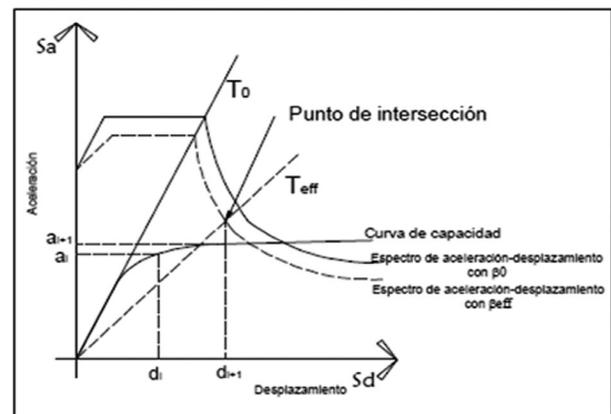


Figura 8. Determinación del desplazamiento máximo en una iteración (FEMA 440)

miento (d_{i+1}), como se ilustra en la figura 8.

La diferencia entre el desplazamiento propuesto inicialmente d_i y el obtenido de la intersección de la línea radial de T_{eff} y el EAD (d_{i+1}), se evalúa con la "ec. 24"

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \epsilon \tag{24}$$

Donde ϵ es la tolerancia admitida. Si no se cumple con la desigualdad, se hace otra iteración, tomando como desplazamiento inicial de la iteración $i + 1$ el desplazamiento encontrado en la iteración i . Si se cumple la tolerancia se acepta el desplazamiento obtenido de la última iteración y se obtiene la de-

manda de aceleración directamente del EAD.

Paso 6. Una vez obtenidas las demandas máximas de desplazamiento y de aceleración, deberá verificarse la capacidad de las pilas existentes. En el caso de los desplazamientos de las pilas, Jara (2004) propone valores de los desplazamientos máximos para distintos periodos de retorno.

Paso 7. A partir de la demanda de aceleración obtenida en la última iteración se estima la fuerza de inercia correspondiente. Posteriormente se obtienen los elementos mecánicos y se comparan con la capacidad del elemento expresada en las curvas momento curvatura. Al término de la evaluación se podrá decidir si el puente se considera seguro en el caso de que los elementos sean capaces de resistir los elementos mecánicos obtenidos, o bien, si se necesita una evaluación detallada en la que sea necesario realizar un análisis refinado del sistema.

CONCLUSIONES

El presente trabajo presenta una metodología para llevar a cabo la evaluación de la capacidad sísmica de un conjunto de puentes existentes en una región determinada.

El procedimiento ha sido aplicado a puentes que han sufrido diferentes niveles de daño en sismos pasados y los resultados indican que el método de evaluación produce resultados razonables para estimar el nivel de seguridad de un puente. Se considera que la metodología propuesta permitirá revisar una gran cantidad de puentes existentes que fueron diseñados con criterios que no se consideran aceptables en el diseño sísmico actual.

REFERENCIAS

- ATC-55 Project (2005), "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Applied Technology Council.
- Caltrans (2004), "Seismic design criteria", Versión 1.3, California, USA.
- Jara, M. (2005), "Amortiguamiento equivalente para puentes con aisladores de base hysteréticos", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo XI-03, México D.F.
- Jara, M. (2004), "Procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos, para puentes con aisladores de base hysteréticos", Tesis para obtener el grado de Doctor por la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Jara, M. y Casas, J. R. (2002), "Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía", Monografías de Ingeniería Sísmica, Editor A.H. Barbat.
- Jara, M. y González, A. (2000), "Evaluación de la capacidad sísmica de puentes", Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Landa, L. (2006) "Procedimiento para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes", Tesis de Maestría, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Michoacán, México.
- Kwan, W. Y Billington, S. L. (2003), "Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems", Journal of Infrastructure Systems, ASCE.
- Maldonado, E. (2000), "Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y Park, R., (1986), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journals of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8.
- Miranda, E. y Ruiz, J. (2001), "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31
- Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", A Wiley- Interscience Publication. John Wiley & Sons, Inc.