

VULNERABILIDAD DE PUENTES DE AUTOPISTA. UN ESTADO DEL ARTE

C. Gómez,
A. Barbat,
S. Oller.

Monografía IS41, Mayo 2000

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue desarrollado como parte de los proyectos *Advanced methods for assessing the seismic vulnerability of existing motorway bridges* (VAB ENV-CT97-0574) y *Stochastic correlation of análisis and test* (HPNC-SCAT 24900) financiados por la Comisión de la Unión Europea y por la Generalitat de Cataluña, mediante su programa de becas (FI) de formación de alumnos de doctorado.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	1
CONTENIDO	3
CAPÍTULO 1	
INTRODUCCIÓN	7
1.1 – COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES DURANTE LOS ÚLTIMOS SISMOS IMPORTANTES	8
1.1.1- <i>Loma Prieta</i>	8
1.1.2- <i>Northridge</i>	10
1.1.3- <i>Hyogoken-Nanbu (Kobe)</i>	17
1.1.4 – <i>Sismos más importantes durante 1999</i>	19
1.2 - OBJETIVOS	22
CAPÍTULO 2	
MARCO TEÓRICO.....	25
2.1. FUENTES DE DATOS.....	26
2.2. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	27
2.2.1. <i>Conforme a la técnica empleada</i>	27
a) <i>Técnicas directas</i>	27
b) <i>Técnicas indirectas</i>	29
c) <i>Técnicas convencionales</i>	29
d) <i>Técnicas híbridas</i>	29
2.2.2. <i>Conforme al los tipos de entrada, método y salida</i>	29
a) <i>Entrada</i>	30
b) <i>Método</i>	30
c) <i>Salida</i>	31
2.3. MÉTODOS ANALÍTICOS	32
2.4. MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO Y CURVAS DE FRAGILIDAD.....	33
CAPÍTULO 3	
MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES.....	35
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	35
3.1. PROCEDIMIENTO DEL ATC 6-2.....	36
3.2. MODELO DE PEZESHK ET AL	41
3.3. MODELO DE SEONG KIM	45
3.4 MÉTODO DE EVALUACIÓN EN PUENTES DE ACERO DE DICLELI Y BRUNEAU.....	50
3.4.1 <i>Índice de ancho de apoyo</i>	50
3.4.2 <i>Índice de daño de apoyo</i>	52

3.4.3. Índice de daño en pilas.....	54
3.4.4 Índice de daño general del puente.....	54
3.4.5. Índice de clasificación sísmica.....	55

CAPÍTULO 4

MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES..... 57

A TRAVÉS DE ANÁLISIS ESTRUCTURALES..... 57

4.1. MÉTODO DEL SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD	57
4.2. PROPUESTA DE HRISTOVSKI Y RISTIC.....	59
4.3. ESTUDIO DE LOU Y CHENG.....	60
4.4. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE PILAS DE PUENTES.....	61
4.5. CUANTIFICACIÓN DE COEFICIENTES DE CONDUCTA DE PUENTES CURVOS DE HORMIGÓN REFORZADO	63
4.5.1. Funciones de vulnerabilidad.....	64
4.5.2. Ejemplo de aplicación.....	66
4.6 OBTENCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DE PUENTES, NUEVA FORMULACIÓN DE PILAS COMO ELEMENTOS FINITOS 3D CON POSIBILIDAD DE DAÑO	67
4.6.1. Hipótesis de análisis	68
4.6.2. Curvas de fragilidad.....	70
4.6.3. - Ejemplo.....	71

CAPÍTULO 5

MODELO ATC-25 DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES.. 75

5.1. INVENTARIO DE DATOS	76
5.2 MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO (MPD) DEL ATC-13	76
5.3. PÉRDIDA DE FUNCIÓN Y TIEMPOS DE RESTAURACIÓN	78
5.4. CURVAS DE FRAGILIDAD.....	79
5.5. DAÑO DIRECTO.....	82
5.6. PÉRDIDAS ECONÓMICAS INDIRECTAS	82
5.7. INVESTIGACIONES RECIENTES SOBRE ESTIMACIONES DE PÉRDIDAS.....	85

CAPÍTULO 6

MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES..... 87

A PARTIR DE DAÑOS REALES 87

6.1. MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE DE LA ZONA DE TANGSHAN, CHINA, SISMO DE 1976.....	88
6.2. EVALUACIÓN DE DAÑOS EN PUENTES DESPUÉS DE LOS SISMOS DE LOMA PRIETA Y NORTHRIDGE ...	90
6.2.1. Características de las bases de datos	90
6.2.2. Clasificación de puentes. Grupos de bases de datos	91
6.2.3. Correlaciones estadísticas.....	92
6.2.4. Resultados.....	95
6.2.4.1. Sismo de Loma Prieta	95
6.2.4.2 Sismo de Northridge.....	102
6.2.4.3 Comparación entre los resultados obtenidos para los sismos de Loma Prieta y Northridge	110
6.3. PRUEBAS DE HIPÓTESIS E INTERVALOS DE CONFIANZA DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD EMPÍRICAS DE PUENTES	113
6.3.1. Curvas de fragilidad empíricas para los puentes afectados por el sismo de Northridge	114
6.3.2. Pruebas de hipótesis e intervalos de confianza	115

CAPÍTULO 7

METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA IMPORTANCIA DE LOS PUENTES DE AUTOPISTA	119
7.1. ALGUNAS DE LAS ACTUALES METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE LA IMPORTANCIA DE PUENTES EN LOS ESTADOS UNIDOS.....	120
7.1.1. Método de Babei y Hawkins (1991, B&H).....	120
7.1.2. Método modificado de Babei y Hawkings.....	121
7.1.3. Método de Buckle (1995).....	121
7.1.4. Método modificado de Buckle (1995).....	121
7.1.5. Método de Caltrans.....	121
7.1.6. Método empleado en Montana.....	122
7.1.7. Método empleado en Nevada	122
7.1.8. Método empleado en Carolina del Sur.....	123
7.1.9. Método modificado de Carolina del Sur	124
7.1.10. Método empleado en Missouri.....	124
7.1.11. Método modificado de Missouri.....	125
7.1.12. Método IDOT (Illinois).....	125
7.2. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DESCRITOS.....	125
7.3. MODIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA OBTENER MEJORES RESULTADOS	127
7.4. MÉTODO DEFINITIVO PARA EVALUAR LA IMPORTANCIA DE PUENTES	130
CAPÍTULO 8	
EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD POR LIQUEFACCIÓN.....	133
8.1 EVALUACIÓN REGIONAL.....	134
8.2. EVALUACIONES ESPECÍFICAS DE LA RESISTENCIA DE ARENAS Y BAJA RESISTENCIA DE SUELOS SENSIBLES DE GRANO FINO	138
8.3. ESTIMACIÓN DE LA PELIGROSIDAD POR DESPLAZAMIENTO DEL SUELO	145
REFERENCIAS	151
BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	161

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El análisis del comportamiento de puentes ante posibles escenarios sísmicos es un tema que ha recibido gran interés recientemente. En los últimos años se han realizado numerosos estudios para investigar el impacto de la acción sísmica en este tipo de estructuras, con el objetivo de buscar las futuras tendencias en diseño y refuerzo de estos sistemas que eviten su daño o colapso. Por ejemplo, algunos análisis teóricos recientes pueden ser consultados en: Ala-Saadeghvaziri (1996), Amin y Tadros (1997), Anic y Moric (1994), Aschheim (1997), Augusti y Ciampoli (1994), Billing (1996), Calvi y Pinto (1994), Calvi y Pinto (1996), Díaz y Hernández (1997), Elnashai (1996), Fishman y Richards (1997), Fishman et al. (1997), Flesch y Klatzer (1994), García et al. (1997), Gentile et al. (1997), Jauregui y Farrar (1996), Kunnath et al. (1997), Mander et al. (1996), Moghtaderi-Zadeh y Der Kiureghian (1983), Mota y Ayala (1993), Pinto y Ginannini (1997), y Wagaman et al. (1995). También se han realizado esfuerzos en la determinación experimental de prototipos de estructuras reales, algunos de los cuales son representados por los trabajos de ELSA (1996), Pinto (1996), Pinto et al. (1995), y Pinto et al. (1996).

Entre las investigaciones realizadas sobre el comportamiento de puentes, las tendientes a obtener la fragilidad de éstos ante acción sísmica se han desarrollado ampliamente, en gran medida por los resultados obtenidos durante sismos pasados y por la condición de línea vital que algunos puentes tienen. También, las investigaciones sobre la vulnerabilidad de estructuras se han extendido porque son un paso necesario en la determinación del riesgo sísmico y en la posterior mitigación de daños causados por los desastres naturales. La obtención de la vulnerabilidad estructural es, asimismo, fuente de datos para la prevención y/o protección sísmica, la planeación urbana, los análisis de seguridad financiera, los procesos de refuerzo y las investigaciones sobre costos del ciclo de vida estructural, como, por ejemplo, se realiza en el trabajo de Chang et al. (1998).

Los estudios de la vulnerabilidad sísmica de puentes están todavía lejos de los logros alcanzados en los estudios similares en edificaciones, por lo que es necesaria mayor investigación en este campo. Los análisis futuros deberán incluir procedimientos comunes, ser de fácil aplicación, ser próximos a la realidad y ser más rigurosos. En

éstos se deberá dirigir atención especial a la predicción del daño, necesario para determinar la vulnerabilidad estructural, y a las técnicas de evaluación del comportamiento de las construcciones.

La caracterización del posible daño se basa en el conocimiento del comportamiento de cada tipología estructural, el cual se nutre, entre otras cosas, del riguroso análisis de los daños producidos por sismo en el pasado. Por lo tanto, y antes de proceder a explicar el marco teórico de la estimación de la vulnerabilidad y los actuales modelos de evaluación en puentes, en este capítulo se hace una somera revisión de los daños ocasionados por los últimos terremotos de importancia, incluyendo los devastadores sismos ocurridos en Turquía y Taiwán en 1999.

1.1 – Comportamiento sísmico de puentes durante los últimos sismos importantes

Durante los terremotos de Loma Prieta (1989, $M=7.1$), Northridge (1994, $M=6.7$) y Hyogoken-Nanbu (1995, $M=6.9$), se reportaron daños importantes y pérdidas económicas considerables en diferentes sistemas de transporte, a pesar de que estos sismos son algunas veces designados como de “magnitud moderada”. Entre los daños ocasionados por estos tres sismos se incluyen el fallo parcial y colapso de muchos puentes de autopista (Moehle 1995; Nakajima 1996; O’Rourke 1996), considerados parte del sistema de líneas vitales. En las próximas secciones se comentan los principales daños producidos en puentes para cada uno de estos terremotos.

1.1.1- Loma Prieta

El 17 de octubre de 1989 se produjo una sacudida sísmica en la zona de Loma Prieta, California, la cual presentó una máxima Intensidad Modificada de Mercalli (IMM) de IX y una duración de fase intensa de casi 15 segundos. Dicha excitación causó el daño o colapso de puentes en un radio de 60 millas desde el epicentro, localizado en las montañas de Santa Cruz. Dentro de la región afectada, las aceleraciones máximas del terreno excedieron los 0.6 g cerca de la fuente y los 0.26 g a 60 millas de ésta. Durante el sismo se perdieron 62 vidas humanas, de las cuales 41 fueron debidas al colapso del Viaducto de la calle Cypress y una al colapso de una sección del puente que une las poblaciones de San Francisco y Oakland (figura 1.1), conocido como el Bay Bridge.

El impacto del sismo también incluyó significantes pérdidas económicas, en parte debidas al cierre de los puentes dañados; por ejemplo el cierre parcial de la sección superior del Bay Bridge (figura 1.1) o el cierre al tráfico de cinco viaductos del sistema de Autovías de San Francisco. El gasto económico producido por el sismo fue de más de 6000 millones de dólares (Basöz y Kiremidjian 1998; Basöz y Kiremidjian 1995; EQE International 1989; Miranda 1996), 1800 de los cuales fueron utilizados en el sistema de transporte. El daño total en el sistema de puentes estatales totalizó aproximadamente 300 millones de dólares, en gran parte por fallos en puentes que estaban localizados sobre suelo blando.

Aproximadamente 5% de todos los puentes afectados por el sismo sufrieron algún grado de daño, la mayoría de los cuales localizados en la Bahía de San Francisco. Entre los puentes dañados en la Bahía, 13 de administración estatal presentaron daño mayor y fueron cerrados al tráfico después del sismo. En el sistema de autopistas se reportó el colapso de tres puentes importantes, cuyas características pueden ser observadas en la tabla 1.1, que totalizaron más de 2.5 millones de dólares en reparaciones.



Figura 1.1. El colapso de una sección del Bay Bridge produjo fuertes pérdidas económicas (EQE International 1979) .

Tabla 1.1 Principales puentes que colapsaron por la acción del sismo de Loma Prieta			
Características	Bay Bridge	Viaducto de la calle Cypress	Struve Slough
No.	33 0025	33 0178	36 0088L/R
Ruta	I-80	I-880	SR-1
No. De vanos	42	42	22
Superestructura ¹	STL, STT	CB	CSC
Estribos ²	N	B	A
Subestructura ³	H, N	H, I, J	I
Continuidad	Discontinuo	Discontinuo	Continuo
Año de diseño	1936	1957	1964
Inclinación	0	Variable	30
Tipo de suelo ⁴	D	D	C
Historia de refuerzo ⁵	CR, 1962	CR, 1977	CR, 1984
a_{max} (g)	0.19	0.06-0.27	0.41
Descripción del daño	Agrietamiento de pilas, fallo de vanos, daño en pernos de conexión	Colapso de 48 pilas, Demolido	Colapso de una porción importante de la estructura. Demolido
Costo de reparación estimado (1989 \$)	7 033 600	250 484 000	6 335 400

¹ STL= armadura de acero continua, STT= armadura de acero, CB= viga cajón de concreto y CSC=bloque de hormigón continuo
² N= tipo muro, B= apoyo, A= diafragma
³ H= pilas/ejes múltiples, J= pila/eje simple, I= eje de pilas, N= pila muro
⁴ C= depósito aluvial joven y poco denso, D= lodo
⁵ CR= cables restrictores

El Bay Bridge (figura 1.1) fue cerrado al tráfico durante un mes por colapso parcial, debido al fallo de los pernos que conectaban las pilas y el refuerzo de la sección superior. El fallo más dramático producido por el sismo fue el colapso de 48 pilas de la estructura de doble cubierta del Viaducto de la calle Cypress (figura 1.2), atribuido a la falta del conocimiento de practicas sismorresistentes en el momento de construcción del puente. Además, este puente, por el efecto de columnas cortas, presentó el fallo de las juntas superiores que ocasionaron el colapso de la losa superior de las dos terceras partes de la sección norte. Por último, el puente Struve Slough, sujeto a niveles de aceleración máxima del terreno relativamente altos, presentó agrietamiento en la zona de unión de vigas transversales y colapso de 17 vanos. La principal causa del colapso de esta última estructura se atribuyó a la carencia de un adecuado confinamiento y a la escasez del refuerzo a cortante en el extremo superior de pilas.



Figura 1.2. Colapso del Viaducto de la calle Cypress, atribuido a una mala concepción sismorresistente. (EQE International 1979)

Además de los daños de los tres puentes comentados anteriormente, diez puentes fueron cerrados al tráfico por fallos estructurales, cuatro de ellos reportados con daños por cortante en exceso en pilas, juntas o conectores, figura 1.3. Entre los puentes dañados, 23 tenían cables restrictores en articulaciones (DesRoches y Fenves 1998), pero sólo dos de ellos fallaron durante el sismo: el puente de la Bahía Richardson y el puente del cruce superior en Oakland. En estas estructuras se cree que la fuerza en los cables restrictores de la superestructura redujo la resistencia a flexión y ayudó a abrir las grietas a flexión que se desarrollaron por cargas gravitatorias.

1.1.2- Northridge

Gran parte del sistema de transporte metropolitano de Los Ángeles sobrevivió con daño mínimo o fácilmente reparable al sismo del 17 de enero de 1994 en California, máxima IMM=IX. Sin embargo, se reportaron fallos de consideración o colapso en varias estructuras de autopista, diseñadas y construidas entre la segunda mitad de los años sesentas y la primera mitad de los setentas. Los puentes dañados fueron,

principalmente, puentes estatales de los condados de Los Ángeles y Ventura, donde se registro la máxima aceleración del suelo. Una simple descripción de los daños producidos por este sismo en los principales puentes con fallo se pueden consultar en la tabla 1.2. En esta tabla se incluyen, en su tercera columna, los estados de daño asignados por Basöz y Kiremidjian (1995, 1998) a cada uno de los puentes, considerando un criterio subjetivo que será discutido en el capítulo seis.



Figura 1.3. Fallo de los conectores de rodamiento del vano (EQE International 1979).

Durante el sismo de Northridge colapsaron seis puentes mayores (los seis primeros de la tabla 1.2), cuyas características estructurales, niveles de aceleración del terreno en los sitios de ubicación y costos de reparación se muestran en la tabla 1.3. A pesar de los relativamente bajos niveles de sacudida sísmica, algunas de las causas por las que estos puentes fallaron fueron las grandes torsiones, la irregularidad en rigidez de la subestructura, el inadecuado ancho de apoyos y la presencia de sistemas resistentes construidos con códigos viejos, en este caso el código sismorresistente adoptados en los Estados Unidos en 1971. El comportamiento de puentes durante el sismo indica que gran parte del daño podría haberse evitado con los actuales criterios de diseño sismorresistente de puentes.

En los puntos siguientes se describen brevemente los daños de algunos de los puentes afectados por el sismo de Northridge, mayores detalles de estos daños pueden ser consultados en: DesRoches y Fenves (1998), EQE International (1994), Housner y Thiel (1995), Moehle (1995), Olshansky (1997), Thomas et al. (1998), y Priestley et al. (1994).

- La autopista Interestatal 5 presentó daños severos durante este sismo, en parte debido a que el valle que la rodea modificó la incidencia de ondas y produjo amplificaciones topográficas. En la ruta 14 de esta autopista, el puente #53-1960F sufrió el colapso de dos vanos del pórtico 1. La viga de sección cajón de esta estructura se fracturó sobre la pila del eje 3; produciendo la caída de los vanos adyacentes a la pila, como se observa en las dos fotografías de la figura 1.4. Además, dicha viga perdió soporte de apoyo y se movió aproximadamente 1.5 metros al norte de la cara del estribo. También, en este puente, el apoyo del vano 3, en el pórtico 1, perdió soporte a la altura de la junta de expansión, conduciendo a la posterior fractura de los cables de restricción y pernos de sujeción. La porción derrumbada del vano 3 se desplazó al norte de su posición original, cayendo parcialmente sobre el pórtico 2.

Tabla 1.2 Principales puentes de autopista dañados durante el sismo de Northridge		
Puente	Descripción del daño	Estado de daño
53 1609	Muchas de las pilas de la estructura principal se aplastaron. Reemplazado	Colapso
53 2205	Colapso parcial. 2 pilas aplastadas en el eje 1, 1 pila aplastada en el eje 2. Reemplazado	Colapso
53 1960F	Colapso de 2 vanos en la ruta 5. Reemplazado	Colapso
53 1964F	Caída de dos vanos desde el estribo 1 al eje 3. Reemplazado	Colapso
53 1797L	Colapso de los vanos 2 y 4 debido a escasa longitud de apoyo	Colapso
53 1797R	Colapso de los vanos 2 y 4 debido a escasa longitud de apoyo	Colapso
53 1960G	Articulaciones severas y estribos dañados. Reemplazado	Mayor
53 1815	El estribo 1 se desplazó aproximadamente 6" a la izquierda de su posición original	Mayor
53 1604	-	Mayor
53 1620	-	Mayor
53 1628	-	Mayor
53 1623	-	Mayor
53 1640	-	Mayor
53 1609S	Daño en pilas. Reemplazado	Mayor
53 2027L	Posible daño en cables de restricción y elementos de apoyo	Mayor
53 2210G	Estribos dañados. Agrietamiento en muros laterales de estribos	Mayor
53 1408	-	Mayor
53 1627G	El eje 3 quedó 2" fuera del vano 3 hacia el eje 4. Daño en cables de restricción	Mayor
53 1615	Separación de pernos de placas de ajuste. Separación en pilas	Mayor
53 1580	La torsión en las pilas de los ejes 3 y 5 causó la caída de los vanos 2 y 4. Reemplazado	Mayor
53 1493S	Movimiento menor en pilas. Agrietamiento en estribo 1. Fallo en juntas	Mayor
53 1339F	Daño en el extremo superior de pilas en todos los ejes. Daño en apoyos	Mayor
53 1336R	Las pilas de los ejes 4, 6 y 8 se agrietaron y desplazaron en el extremo superior	Mayor
53 1371	Fallo en pernos y deslizamiento del estribo. Deslizamiento en el extremo superior de pilas	Mayor
53 1442	Deslizamiento vertical de los estribos 1 y 5. Posible daño en pilotes	Mayor
53 2328G	Deslizamiento de estribos. Movimiento de pilas	Mayor
53 2327	Movimiento de 4" en estribos. Daño en apoyos y cables de restricción	Mayor
53 2102G	Daño en cables de restricción. Desplazamiento del suelo en la cimentación de pilas	Mayor
53 2182	Agrietamiento cortante en juntas. Desprendimiento en apoyos	Mayor
53 2498	Separación de muros laterales del diafragma en estribos. Posible daño en pilotes	Mayor

Tabla 1.3 Características de los puentes colapsados durante el sismo de Northridge						
Número de puente						
	53 1609	53 1960F	53 1964F	53 1797L	53 1797R	53 2205
No. De vanos	9	10	10	5	5	4
Superestructura¹	CBC	QBC, CBC	CBC, QB	QBC, CBC	QBC, CBC	QBC
Estribo²	G	CA	A	A	A	B
Subestructura³	H	J	J	H	H	H
Continuidad⁴	D	D	D	D	D	CO
Año de diseño	1964	1971	1971	1967	1967	1973
Inclinación	Variable	0	0	67	67	Variable
Tipo de suelo⁵	SC	SC	SC	SC	SC	SC
Historial de refuerzo⁶	C, 1978	C, 1974	C, 1975	C, 1974	C, 1974	-
a_{max} (g)	0.35	0.95	0.95	0.85	0.85	1.05
IMM	VIII	IX	IX	VIII	VIII	VIII
Costo de reparación (\$ millones)	26.99	17.26	30.19	22.05	22.05	13.54

¹ CBC = puente con viga cajón continua de hormigón, QBC = puente con viga cajón continua de hormigón presforzado en sitio, QB = puente con viga cajón presforzada en sitio
² A = diafragma, B = apoyo, CA = cantiliver, G = celular
³ H = pilas / ejes múltiples, J = pilas / ejes simples
⁴ D = discontinuos, CO = continuos
⁵ SC = depósito aluvial joven y poco denso
⁶ C = refuerzo con cables de restricción



Figura 1.4. Daño sufrido en el puente #53-1960F. Colapso del pórtico 1 y acercamiento del eje 3. (Priestley et al. 1994).

- Sobre la misma ruta 14, el puente #53-1964F colapsó parcialmente en los vanos 1 y 2. La única pila del eje 2 fue reducida a escombros y el vano 1 perdió

soporte en el estribo 1 y en la junta de expansión en el vano 1, cerca del eje 2. Los dos pernos, de 3 pulgadas de diámetro, que conectan la superestructura al estribo 1 presentaron fractura; mientras que la viga del vano 2 falló cerca del eje 3 y cayó al suelo.

- El puente denominado "Bull Creek Canyon Channel" presentó daño severo. El eje 3 de las estructuras sur y norte de este puente y dos pilas del eje 2 de la estructura sur reportaron daño severo (figura 1.5), incluyendo fractura del refuerzo transversal, torsión de las barras longitudinales y pérdida de integridad del hormigón confinado. La presencia de articulaciones inelásticas en varias pilas del puente produjo el fallo de éstas. Asimismo, se observó agrietamiento cortante de consideración en las pilas del eje 2, acompañado de agrietamiento por flexión en las regiones confinadas extremas de las pilas. Por último, desplazamientos mayores a dos pulgadas fueron medidos en la dirección norte-sur entre pilas y suelo adyacente al eje 2 de la estructura sur.



Figura 1.5. Pila sur del eje 2, estructura sur del puente Bull Creek Canyon (Priestley et al. 1994).

- El puente que cruza las calles de Mission y Gothic sufrió el colapso total de una gran porción de la estructura derecha y asentamientos entre 0.3 y 0.61 metros en el eje 3 de la superestructura de la estructura izquierda. Este puente también presentó fallos por articulaciones plásticas en la zona de inicio de la sección variable de pilas y ruptura del refuerzo cortante (figura 1.6, izquierda), permitiendo el deslizamiento de los cimientos de las pilas. Asimismo, fallos de flexión y cortante combinados (figura 1.6, derecha) fueron reportados en algunas pilas de este puente. Finalmente, el estribo derecho se desplazó más de 0.46 metros paralelo al estribo y aproximadamente 0.15 metros paralelo al alineamiento del puente.
- En el puente #53-2329G, el estribo derecho se desplazó aproximadamente 0.15 metros en las direcciones longitudinales y transversales. El aplastamiento fue evidente en las articulaciones del puente. También, se registraron agrietamientos diagonales en un eje de pilas. El desplazamiento del suelo en el lado este del eje

de pilas sugirió que el movimiento del puente fue predominantemente fuera del estribo derecho.

- En la autopista de Santa Mónica varios puentes sufrieron daños importantes. En el puente La Cienega-Venice, en esta autopista, algunas pilas se desintegraron en sus extremos superior e inferior (como se observa en la figura 1.7), lo que sugiere fallos a flexión o fallos combinados de flexión y cortante. Los problemas en pilas también incluyeron presencia de articulaciones plásticas y degradación de resistencia por escaso refuerzo transversal en la parte central de la pila. En el puente #53-1580, la torsión en pilas condujo a un desplazamiento de la superestructura de casi 1.8 metros, con la caída de los vanos 2 y 4. Para este último puente, se reportaron intactos los cables de restricción, lo que evidencia que estos elementos pudieron haber prevenido la pérdida de soporte de las juntas de la estructura.

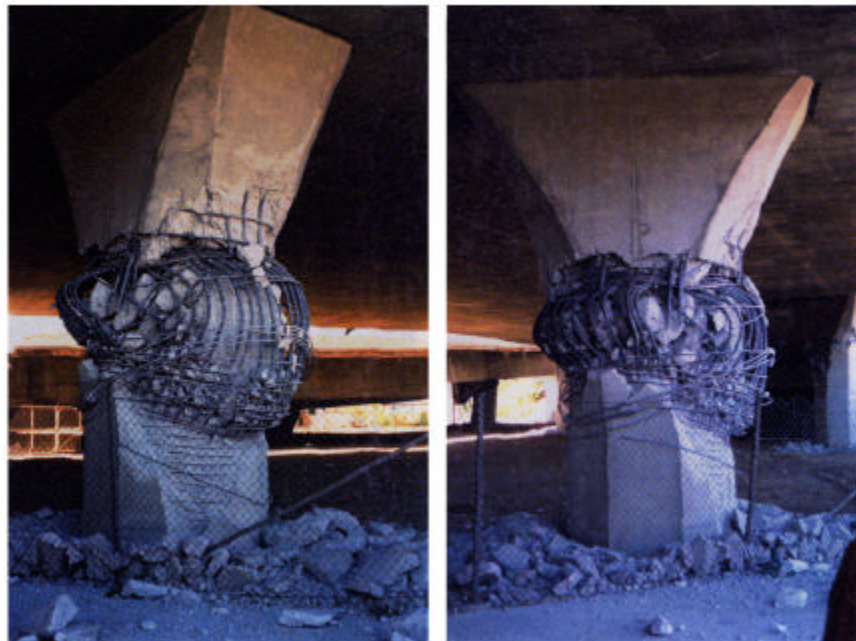


Figura 1.6. Paso a desnivel Mission-Gothic. Fallo por articulación plástica (izquierda) y fallo por efectos combinados flexión/cortante (derecha).
(Priestley et al 1994).

- El puente a desnivel de "Gavin Canyon", reforzado con cables de restricción y pernos en diafragmas en 1974, sufrió colapso parcial por pérdida de soporte de apoyo. Los pórticos extremos de este puente fueron vulnerables a una respuesta torsional en fase debido a la excentricidad de los centros de masa y rigidez. Los cables de restricción proveyeron de una retención mínima a desplazamiento transversal en las articulaciones. Basados en los daños observados es difícil definir si los cables de restricción fallaron antes o después de la pérdida de soporte de apoyos. En la figura 1.8 se muestran algunas imágenes de los daños ocasionados en este puente; en la foto derecha se observan algunos pasos del proceso de demolición y en la foto izquierda el fallo de uno de los cables de restricción.



Figura 1.7. Daño en pilas, desintegración del hormigón por refuerzo cortante transversal escaso. Paso a desnivel La Cienega-Venice, autopista de Santa Mónica. (Priestley et al. 1994).



Figura 1.8. Paso a desnivel Gavin Canyon. Fase del proceso de demolición (izquierda) y fallo en los cables de restricción (derecha) (Priestley et al. 1994).

En resumen, porciones de cuatro de las mayores autopistas regionales fueron cerradas durante varios meses por daños sísmicos. La interrupción de este sistema produjo el derrumbe del tráfico de la zona y pérdidas económicas de consideración. Entre los 1200 puentes de la zona de Northridge, 230 de ellos requirieron reparaciones moderadas o pequeñas, conforme al informe de Housner y Thiel (1995).

1.1.3- Hyogoken-Nanbu (Kobe)

La ciudad de Kobe sufrió un sismo de intensidad 7, en la escala japonesa, el 17 de enero de 1995. El sismo fue oficialmente denominado como sismo Hyogo-ken Nambu, pero también es referido como el terremoto del gran Hanshin o simplemente como el sismo de Kobe, como lo llamaremos de aquí en adelante.

El daño ocasionado por el sismo de Kobe en el sistema de transporte de la zona afectada fue severo y muy disperso, causando, entre otras cosas, la ruptura de las comunicaciones entre las ciudades de Kobe y Osaka; sólo restablecidas en condiciones precarias tres semanas después del 17 de enero. Las causas principales del daño en dicho sistema de transporte fueron atribuidas a la vecindad de las estructuras dañadas con la línea de falla del terreno (con aceleraciones mayores a las proyectadas en el diseño), a importantes componentes verticales del movimiento del terreno, a los severos asentamientos del suelo y al inadecuado detallado de las construcciones (refuerzo cortante en las zonas de confinamiento de elementos de hormigón armado y conexiones entre subestructura y superestructura), comparado con la práctica actual. La combinación de pilas de hormigón armado y acero, aparentemente sin criterios específicos, y el uso de ejes de pilas simples en secciones de estructuras elevadas ocasionaron problemas de mezclas de materiales y falta de redundancia (EQE International 1995; Pinto 1999; Sánchez-Sánchez 1996), que contribuyeron a la propagación del daño en puentes.

Todos los sistemas de transporte de autopistas y autovías entre Nishinomiya y Kobe se dañaron de forma considerable durante el sismo. Las estadísticas de los daños reportados contabilizaron 320 puentes con daño, 27% de los cuales clasificados con daño estructural mayor. Los agrietamientos, deslizamientos y torsión del acero de refuerzo en pilas de hormigón armado produjeron deformaciones máximas excesivas y la caída posterior del sistema de piso. En la zona epicentral, en la autopista Hanshin, se reportó daño mayor en casi 28 kilómetros de sus rutas 3 y 5. En la ruta 3, con antigüedad entre los 30 y 20 años, dos vanos de vigas de acero simplemente soportadas cayeron del soporte en el extremo superior de las pilas, por los grandes desplazamientos en éstas. También, varias pilas de acero no soportaron el nivel de carga muerta y fueron literalmente desplazadas por torsión local. Por otra parte, en la ruta 5, abierta al tráfico en 1994, el puente Nishinomiya colapsó en uno de sus segmentos y tuvo daños en algunas de sus pilas. Varios de los fallos más espectaculares en el sistema de transporte se muestran en las fotografías de la figura 1.9, cuyo mecanismo de fallo es esquemáticamente ilustrado en la figura 1.10. En ambas figuras se puede observar que el grado de confinamiento de las pilas circulares de hormigón armado era muy bajo.

Otros tipos de fallos observados después del sismo de Kobe incluyen: dislocaciones de la cubierta de la superestructura, fallos de apoyos que unen la cubierta con las pilas y torsión del acero de refuerzo en pilas, probablemente causado por las grandes aceleraciones verticales. En el caso de fallo de apoyos, éstos se destruyeron en la mayoría de los casos y en algunas ocasiones penetraron en las cubiertas de acero del sistema de piso.

Un resumen de los daños reportados en puentes por el sismo de Kobe se muestra en la tabla 1.4 (Nakajima 1996), donde se destacan los niveles de daño de los elementos más importantes. Se desprende de la observación de esta tabla que se produjo daño mayor donde las fuerzas externas pudieron ser transferidas a apoyos y cables de restricción longitudinales. En síntesis, la mayor parte del daño se concentró en apoyos, cables de restricción longitudinales y vigas.



a)



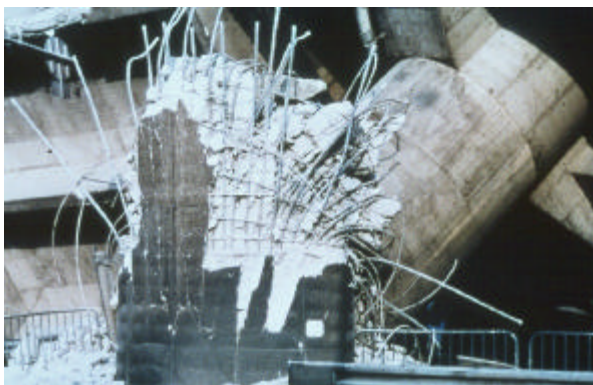
b)



c)



d)



e)



f)

Figura 1.9. Fotografías obtenidas después del sismo de Kobe en la vía de Hanshin. a) vista de parte de los elementos que fallaron, b) fallo en el extremo inferior de una pila por articulación plástica, c, d, e y f) daño en pilas por agrietamiento por cortante, compresión del hormigón, refuerzos cortantes escasos y torsión.
(Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers)

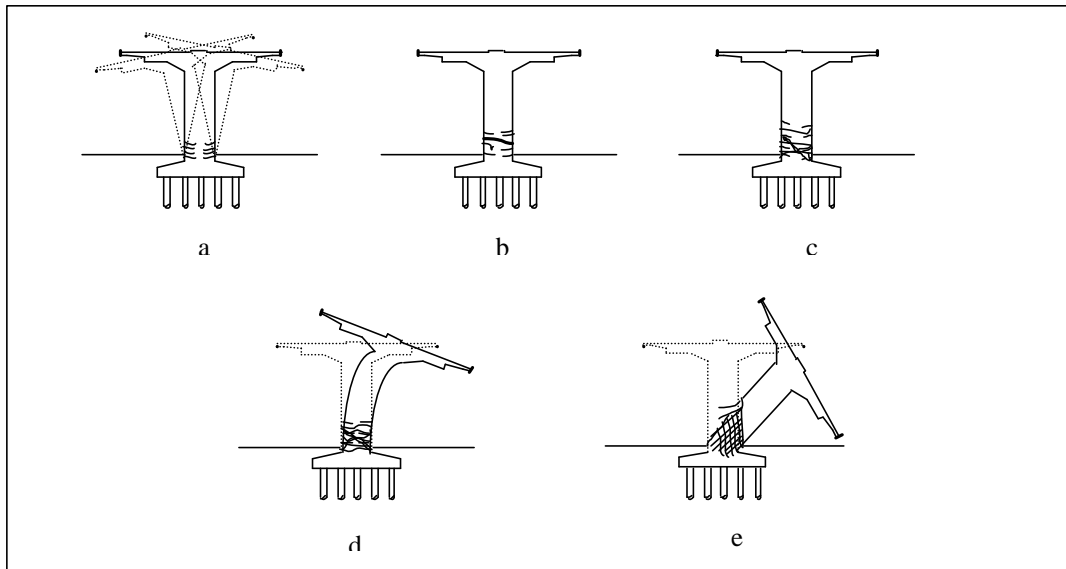


Figura 10. Representación esquemática del mecanismo de fallo de algunas porciones de la vía rápida de Hanshin: a) aparecen grietas por flexión en la sección crítica, b) agrietamiento de toda la sección, c) cambio de agrietamiento por flexión a agrietamiento por cortante, d) desprendimiento de la cubierta de hormigón, colapso gradual por efectos P- δ , y e) estado final donde se observa la ruptura de las barras principales de refuerzo.

Tabla 1.4 Porcentajes de daños en los puentes de autopista japoneses. Sismo de enero 17 de 1995							
Porción		As (%)	A (%)	B (%)	C (%)	D (%)	Total (%)
Pilas	Acero	1	3	8	43	45	100
	HR	6	7	9	22	57	100
Apoyos		-	15	13	21	51	100
Vigas		2	4	14	14	67	100

As = colapso, A = muy severamente dañado, B = severamente dañado, C = moderadamente dañado y D = sin daño
HR = hormigón reforzado

1.1.4 – Sismos más importantes durante 1999

Durante 1999 sucedieron diversos sismos alrededor del mundo. Entre éstos, se destacaron por los efectos ocasionados o por la magnitud de la excitación sísmica los dos terremotos de Turquía (en especial el de Kocaeli), el sismo de Taiwan, la excitación producida en Grecia, y el sismo de Oaxaca, en México. Estos sismos, los dos últimos, con magnitudes de 6.7 y 7.6, no ocasionaron daño destacable en las estructuras de puentes, por lo que no se comentará más sobre ellos en esta sección.

A diferencia de los sismos de Grecia y México, los terremotos de Kocaeli y Taiwan fueron la causa de algunos daños en el sistema de transporte de las regiones afectadas, por lo que en adelante se harán algunos comentarios sobre éstos.

- Terremoto de Kocaeli

La mañana de 17 de agosto de 1999 un sismo de magnitud 7.4 se generó a lo largo de la falla de Anatolia, en Turquía. El sismo tuvo su epicentro en la región de Kocaeli (de ahí el nombre de esta excitación), a una profundidad focal de 17 kilómetros. La sacudida sísmica duró 45 segundos y causó más de 14 000 muertos (Mander 1999 a y 1999 b), principalmente por el fallo estructural de edificaciones.

Considerando los movimientos de la zona de falla y la significativa sacudida sísmica, ambos en términos de aceleración y velocidad, las estructuras ingenieriles de los sistemas de autopista tuvieron un comportamiento general adecuado. El daño en puentes se restringió al área sureste de la región de Adapazari, en especial a dos autopistas principales, la Trans European Motorway (E80, de cuatro líneas) y la E100 (de dos líneas). Varios de los cruces superiores de la E80 sufrieron daño menor en forma de torsión de pilas, desprendimiento de la cubierta de hormigón armado en las juntas de vigas y asentamiento de suelos de relleno. Sin embargo, tales daños no impidieron el uso de las carreteras sobre la autopista.

Uno de los pasos superiores de la E80, el paso superior de Arifiye, colapsó debido a que la zona de falla pasaba directamente bajo el puente. Los movimientos de la falla excedieron el ancho de apoyo disponible en el puente, causando la caída de un vano de éste (figura 1.11), el cual arrastró en su caída a los tres vanos restantes. Uno de los vanos colapsados cayó sobre un autobús que pasaba en el momento del sismo, matando a diez personas.



Figura 1.11. Diferentes vistas del colapso del paso superior de Arifiye. El fallo del puente fue principalmente ocasionada por la presencia de una falla geológica en los apoyos del puente. (Mander 1999 a y 1999 b)

También el sismo ocasionó algunos problemas en el puente que cruza el río de Sakarya. El más notable de estos problemas fue el fallo en varios vanos y tres apoyos de la viga cajón pretensada, simplemente soportada y apoyada en elastómeros laminados, del puente en la E80. La extensión del daño en rellenos ingenieriles en la E80 supero los 10 kilómetros al oeste y este del área de Adapazari.

Finalmente, en algunas zonas de dicha autopista se observaron asentamientos del suelo desde los 100 mm hasta los 500 mm.

- **Terremoto de Taiwan**

El 21 de septiembre de 1999 un sismo de magnitud 7.6 golpeó la región de Nantu, en la parte central de Taiwán. Este sismo, designado como el terremoto 921 o el sismo “Ji-Ji” o “Chi-Chi”, ocasionó sobre 2 000 muertes, casi 4 000 heridos y al menos 100 000 damnificados.

El daño en el sistema de transporte de la región afectada fue disperso a través de los condados de Taichung y Nantou. Debido a la ruptura de la falla, colapsaron puentes y se ocasionaron deslizamientos, asentamientos y desprendimientos del suelo. Conforme al informe de Bucle et al (1999), diez días después del sismo todavía permanecían cerrados al tráfico 45 kilómetros de caminos y otros 400 kilómetros, abiertos al tráfico, fueron sujetos a retrasos y restricciones en su capacidad.

En la región afectada por el sismo 921 se encontraban cientos de puentes, pero muchos no sufrieron daño o sólo presentaron daño menor en forma de asentamientos de rellenos bajo muros posteriores de estribos. Aproximadamente 10% de todos los puentes sometidos al sismo experimentaron daño moderado o mayor, los más seriamente afectados comprendían estructuras con entre 3 y 28 vanos, incluyendo superestructuras simplemente soportadas de hormigón reforzado, vigas continuas de acero y grandes puentes con vigas de soporte.

Cinco puentes de la ruta 3 (entre Taiwan y Taipei) colapsaron parcialmente o mostraron daño excesivo, requiriendo su demolición o reparación. Otros cinco puentes, en las rutas 129 y 149, experimentaron daños similares a los cinco primeros puentes. En la tabla 1.5 se muestran las características primordiales de estos diez puentes dañados. Las estructuras dañadas se localizaban cerca del epicentro del sismo y fueron expuestas a grandes aceleraciones del terreno, sobre 1 g en dirección horizontal y 0.4 g en la vertical.

Tabla 1.5 Puentes con daño importante durante el sismo de Taiwan						
No.	Nombre	No. Ruta	Fecha de construcción /ampliación	Tipo	Vanos	Long. Total (m)
1	Tong-tou	149	1980	HR	4 x 40 m	160
2	Ming-tsu	3	1990	HR	28 x 25 m	700
3	Mao-lioshi	3	1999	Acero/HR	Segmento de 8 vanos	-
4	Wu-shi	3	1981/83	HP	18 x 34.7 m	624
5	E-jan	129	1972	HR	24 x 11 m	264
6	Tong-gong	3	1962/88	HR	22 x 26 m	572
7	Shiwei	3	1994	HP	3 x 25 m	75
8	Ji-lu	-	1999	Cables	2 x 150 (?) m	300(?)
9	Bei-feng	No hay datos disponibles				
10	Chang-geng	No hay datos disponibles				

HR = estructura de hormigón reforzado; Acero/HR = superestructura de acero / subestructura de hormigón reforzado; PC = superestructura de hormigón pretensado

Primordialmente, el daño de los diez puentes comentados en la tabla anterior incluye: desplazamiento de apoyos, fallos cortantes en pilas, fallo de juntas en las conexiones entre pilas y vigas, pérdida de soporte de vigas continuas y simplemente soportadas, fractura de cables de restricción, fallo de muros posteriores de estribos y fallo de cimentaciones por inestabilidad, licuefacción y ruptura del suelo circundante. Algunos de estos daños son ejemplificados en las dos fotografías de la figura 1.12.

Las primeras estimaciones de pérdidas económicas directas e indirectas producidas por el sismo 921 totalizaron 7.8 billones de dólares americanos, de los cuales se consideraron 31 millones de dólares para gastos de reparación de las infraestructuras de comunicación y transporte.



Figura 1.12. Condición del puente Shi-wei después del sismo. La acción sísmica produjo la torsión de la pila 2 y el subsiguiente colapso de tres vanos. (Buckle et al. 1999)

1.2 - Objetivos

Los problemas de los sistemas de comunicación, de infraestructura y de la vida social y económica después de los sismos de Loma Prieta, Northridge, Kobe, Kocaeli y Taiwán son ejemplos del daño que puede ser esperado en zonas con peligrosidad sísmica moderada o alta y con presencia de estructuras con capacidad sísmica escasa. Muchas de las causas del daño observado durante estos sismos eran ya conocidas

anteriormente, lo que muestra que los avances en la ingeniería sismorresistente han contribuido esencialmente a la mejora de los códigos de diseño, aunque todavía no han sido del todo aplicados a los programas de refuerzo de estructuras existentes, explicando así el grado de daño producido. Por lo tanto, se deben realizar grandes esfuerzos para mejorar los proceso de refuerzo de estructuras existentes vulnerables a sismo. Estos avances deben buscar sobre todo la definición de guías simples de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, empleando: (1) el juicio de expertos, (2) análisis consistentes con los diseños sísmicos del sistema, (3) los datos de daños asociados con sismos pasados, y/o (4) las simulaciones numéricas de la respuesta de puentes.

El principal objetivo de este trabajo es mostrar una revisión completa del estado del arte de la vulnerabilidad sísmica de puentes de autopista. Este estado del arte incluye, además del informe anterior de los daños acaecidos en sismos pasados, siete capítulos más y las referencias consultadas para su realización. En el segundo capítulo se muestra el marco teórico de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Mediante los capítulos tres a seis se describen en detalle las metodologías actuales para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes, clasificándolas en (Gómez Soberón et al 1999 a y 1999 b): (1) obtención de índices de vulnerabilidad, (2) análisis estructurales, (3) evaluaciones estadísticas de la opinión de expertos, y (4) evaluaciones estadísticas de los daños observados. El trabajo finaliza con los capítulos siete y ocho, en donde se comentan algunos de los principales métodos para la obtención de índices de caracterización de la importancia de puentes de autopista y de evaluación del efecto de liquefacción en las zonas de ubicación de éstos, respectivamente.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

El riesgo sísmico específico se representa por la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo sufran uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición dado. Por otra parte, se define como riesgo sísmico al grado esperado de pérdidas en una estructura o grupo de estructuras sometidas a acción sísmica, durante un periodo de exposición dado. Por lo cual, el riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo, grado de daño ocasionado por una acción sísmica de tamaño definido, como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento; esto es, la probabilidad de ocurrencia (dentro de un periodo de tiempo y dentro de un área dada) de un sismo de cierto tamaño. El riesgo sísmico, por su parte, es función del riesgo específico y del valor (económico, financiero, social, etc.) de la estructura o elemento en riesgo.

Matemáticamente, el riesgo sísmico específico, S , se obtiene mediante la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todos los tamaños posibles del sismo, la peligrosidad sísmica, H , y la correspondiente vulnerabilidad, V , de las estructuras, como se muestra en la ecuación 2.1. Asimismo, el riesgo sísmico, R (ecuación 2.2), se calcula mediante la convolución entre S y el valor de todos los elementos en riesgo, E .

$$S = H \otimes V \quad (2.1)$$

$$R = S \otimes E \quad (2.2)$$

El valor de los elementos se obtiene evaluando los costes directos e indirectos. Los costes directos son función de los daños en elementos estructurales, no estructurales y contenidos; mientras que los gastos indirectos, ocasionados por los daños directos, pueden ser sociológicos, sociales, de comunicación, de transporte o por pérdida de tiempo en procesos de producción, ventas y distribución.

A partir de la observación de las ecuaciones 2.1 y 2.2, se concluye que para disminuir el riesgo sísmico, R , es necesario decrementar la peligrosidad, la vulnerabilidad estructural o el valor de las estructuras. La peligrosidad sísmica de un

sitio específico es imposible de modificar, sólo se puede buscar la mejora del suelo para evitar efectos de amplificación de ondas sísmicas o la ubicación de estructuras en las áreas más idóneas. En cuanto a la vulnerabilidad estructural, ésta se puede reducir mediante la aplicación del estado del arte del diseño sismorresistente de estructuras nuevas, o a través del empleo de estudios de vulnerabilidad sísmica que indiquen los sistemas existentes más adecuados para el refuerzo. Por último, el valor de las estructuras podría ser disminuido con códigos sísmicos que consideraran la reducción de daño en los elementos estructurales.

Como se deduce de lo anteriormente comentado, y dejando la descripción de la evaluación de la peligrosidad para otras referencias, la determinación de la vulnerabilidad de las estructuras es un paso fundamental en la evaluación del riesgo sísmico y en la posterior mitigación del daño. La vulnerabilidad de las construcciones depende de las características propias de cada estructura, por lo que es una propiedad intrínseca del sistema. Esto indica que una estructura puede ser vulnerable sin tener que estar en riesgo, cuando es inexistente la peligrosidad.

Para las evaluaciones del riesgo sísmico y para las caracterizaciones de la vulnerabilidad de estructuras existentes es necesario predecir el daño que se presentaría en los sistemas ante diversos niveles de acción sísmica. Existen diversos modelos de obtención de la vulnerabilidad para diferentes estructuras. Usualmente, los modelos simples utilizan estudios estadísticos y los más complicados emplean análisis estructurales y probabilísticas.

En este capítulo se discutirán, primeramente, las fuentes posibles de obtención de datos, necesarios para cualquier modelo de análisis de la vulnerabilidad; para posteriormente comentar las clasificaciones de los métodos de evaluación. Finalmente, terminaremos el capítulo destacando las características principales de los métodos analíticos y de las principales formas de representación de la vulnerabilidad.

2.1. Fuentes de datos

El objetivo general de cualquier procedimiento para determinar la vulnerabilidad de las estructuras sometidas a excitación sísmica es predecir el daño físico de éstas con el menor número de incertidumbres posibles. Un análisis ideal dispone de suficientes datos sobre el daño, obtenidos mediante inspecciones técnicas después de los sismos, que permitan obtener correlaciones para sistemas estructurales similares. Lamentablemente, casi nunca se presenta un escenario como el descrito, por lo que es necesario hacer uso de toda la información disponible, determinada por medio de diferentes tipos de experimentos pronosticados, para evaluar el daño producido por sismo.

Los experimentos que se pueden realizar para evaluar el daño en las estructuras pueden ser reales (Dolce 1997), esto es, en estructuras reales o en especímenes, o virtuales, basados en análisis numéricos o en la opinión de expertos. La selección de un tipo determinado de experimento está en función de la descripción de la acción externa, del tipo estructural, del nivel de daño y del costo general, como puede ser observado en la figura 2.1.

Los experimentos en estructuras reales proporcionan una gran cantidad de resultados, pero requieren equipo, para el registro de datos, y tienden a ser muy caros. Los experimentos de laboratorio dan una información detallada, aunque en ocasiones llegan a ser muy caros y no pueden ser repetidos en muchas estructuras, la información es de tipo determinista. Además, muchos de los modelos utilizados en los experimentos son prototipos escalados que no reproducen de manera exacta el comportamiento de sistemas reales. Los experimentos numéricos, por otra parte, son convenientes por su

bajo costo y por la cantidad de información que ellos proporcionan; sin embargo, los resultados dependen del nivel de exactitud contemplado en los modelos de estructuras y registros sísmicos. Los experimentos que se basan en la opinión de expertos (figura 2.1) son función del conocimiento y experiencia de éstos en un área determinada. Este tipo de experimentos es de muy bajo costo y pueden llegar a ser muy confiables.

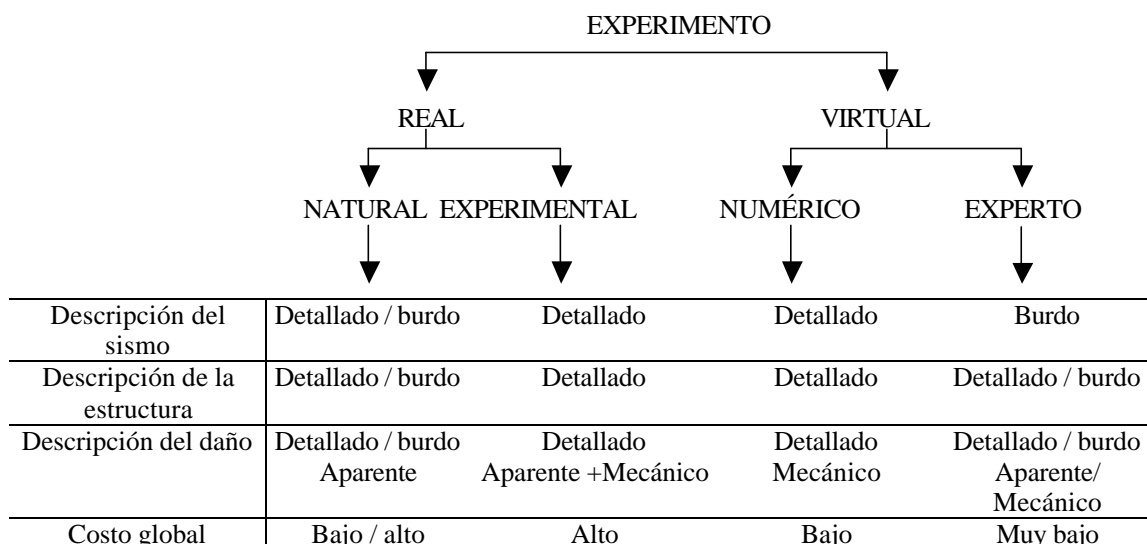


Figura 2.1. Tipos de experimentos que se pueden realizar para la predicción del daño.

Para evaluar los daños se pueden combinar diferentes tipos de experimentos; por ejemplo, los experimentos numéricos son a menudo complementados con calibraciones o validaciones de laboratorio. En cada caso, al estimar la vulnerabilidad estructural, se deberán realizar aquellos experimentos que den la mejor estimación con el menor costo posible.

2.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad

2.2.1. Conforme a la técnica empleada

En el pasado han sido utilizados varios criterios para clasificar las diferentes metodologías de evaluación de la vulnerabilidad de construcciones. Una de las clasificaciones más completas ha sido recientemente propuesta por Petrini y Corsanegro (descrita en Dolce et al. 1994 y Dolce 1997), en la cual las metodologías se agrupan en técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas.

a) Técnicas directas

Las técnicas directas proporcionan, en un simple paso, la predicción del daño causado por un sismo dado. Dentro de este grupo, los métodos más frecuentemente utilizados son los *tipológicos* y los *mecánicos*, en general descritos como:

- a1) Los *métodos tipológicos* consideran a las construcciones como elementos de clases, definidas por materiales, técnicas empleadas o por cualquier otro factor que afecte la respuesta sísmica de la estructura. En estos métodos la vulnerabilidad es expresada mediante la probabilidad condicional de que

una estructura de cierto tipo sufra un nivel de daño dado, considerando como dato de partida al daño observado en sismos pasados. Estas técnicas requieren investigaciones de campo simples, son válidas en un sentido estadístico y no pueden ser aplicadas a construcciones individuales.

Los métodos tipológicos están generalmente soportados por las características de la base de datos y por informes pasados del comportamiento estructural. A partir de esta información se seleccionan grados de vulnerabilidad cualitativa como, por ejemplo, daño moderado para estructuras con reparación posible o colapso para sistemas devastados. Los niveles o grados de vulnerabilidad son asignados como intervalos de valores del índice de daño, el cual evalúa una serie de parámetros cualitativos que, a juicio de los autores, son determinantes en la respuesta sísmica de los sistemas. La selección de los parámetros de cada modelo es función del juicio de los modeladores y del grado de conocimiento del comportamiento de la tipología estructural de análisis.

A cada uno de los parámetros que afectan al índice de daño le son asociadas diferentes categorías de evaluación; por ejemplo, si el parámetro seleccionado es el material que compone a la estructura, las categorías de éste pueden ser acero, hormigón armado, madera, etc. Para cada categoría son definidos valores de importancia de la vulnerabilidad; así, una categoría de acero tendrá un mayor valor asignado y una menor vulnerabilidad que una categoría de madera.

En estos modelos de obtención de la vulnerabilidad la base de datos juega un papel muy importante. Si la base de datos es escasa o confusa, el grado de confiabilidad de los resultados puede ser erróneo. Por esta razón, es importante realizar un esfuerzo para proporcionar una base de datos exhaustiva que englobe el marco real de las estimaciones. En algunas ocasiones, esta base de datos no está disponible y algunos estudios adicionales deben ser realizados, mediante estadísticas de regresión o a través de expresiones simplificadas derivadas de experimentos.

Los métodos tipológicos son comunes en la creación de modelos para edificaciones, pero muy escasos para otro tipo de estructuras. Para edificios existen varios tipos de modelos, incluso en contextos de códigos de diseño. Sin embargo, para puentes sólo se han registrado unos pocos informes sobre este tipo. En general, los modelos tipológicos de obtención de la vulnerabilidad de puentes incluyen como parámetros a variables tales como: año de construcción, longitud de vanos entre pilas, tipo de suelo de soporte, tipo de material de composición y/o tipo de cimentación.

- a2) Los *métodos mecánicos* de estimación de la vulnerabilidad sísmica predicen los efectos de acciones externas por medio de modelos estructurales. Usualmente, son utilizados modelos estructurales muy simples, como los sistemas de un grado de libertad con ductilidad limitada. El daño obtenido con los métodos mecánicos puede ser expresado mediante un índice, a menudo a través de la relación entre la deformación plástica desarrollada en el modelo y la capacidad de deformación máxima; mientras que la acción sísmica es caracterizada por su aceleración máxima. Este tipo de métodos son similares a la aproximación ingenieril usual para la evaluación de la seguridad estructural de sistemas particulares. La efectividad de estas técnicas está limitada a construcciones cuyo comportamiento sísmico pueda

ser fácilmente descrito con modelos simples, ya que los modelos complicados conducen a análisis tediosos y con demasiada información.

Cuando la base de datos para la región de estudio es escasa o no confiable, o cuando se analizan zonas de baja sismicidad, los métodos mecánicos son la mejor herramienta. Como contraparte, éstos métodos son más caros que los estadísticos y tan confiables como lo sea el modelo estructural, la definición de los índices de daño y la selección de la excitación sísmica.

Ejemplos de aplicaciones de métodos mecánicos en edificaciones se pueden consultar en Gülkan et al. 1996, y Singhal y Kiremidjian 1997; donde se determinan la vulnerabilidad de edificios por medio de índices que son función de porcentaje de la sección transversal de muros y columnas en un nivel de entrepiso dado. La mayor parte de los modelos para evaluar la vulnerabilidad de puentes, comentados con detalle en capítulos próximos, se incluyen en los métodos mecánicos.

b) Técnicas indirectas

Las técnicas indirectas determinan un índice de vulnerabilidad en un primer paso, obteniendo en un segundo paso la relación entre daño y tamaño del sismo. Esta técnica de evaluación es de utilidad en los análisis sísmicos de grandes grupos estructurales.

c) Técnicas convencionales

Las técnicas convencionales son esencialmente heurísticas e introducen el índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Estos métodos son empleados para comparar diferentes construcciones de una misma área (Dolce et al. 1994; Dolce 1997; Yépez et al. 1995; Yépez 1996) a través de algunos factores cuya contribución a la resistencia sísmica es calibrada por expertos. Los índices resultantes de estos métodos son una medida relativa de la vulnerabilidad en un área. Son, además, difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones (por ejemplo, mampostería versus estructuras de hormigón reforzado), debido a los distintos factores considerados en cada evaluación.

La confiabilidad de los resultados obtenidos en los métodos convencionales está relacionada con la calidad de la estimación de las características físicas, además de la eficacia de los modelos capacidad / demanda que sean utilizados. Los modelos menos confiables definen la capacidad a través de ecuaciones empíricas y la demanda mediante análisis dinámicos o estadísticos simplificados.

d) Técnicas híbridas

Estas técnicas combinan elementos de los métodos previos con la opinión de expertos. Las técnicas híbridas son desarrolladas tomando aquellos aspectos de las otras técnicas que son útiles para resolver cada problema particular.

2.2.2. Conforme al los tipos de entrada, método y salida

Un método diferente de clasificación, propuesto por Dolce (1997), examina por separado cada uno de los tres pasos fundamentales que caracterizan el camino

metodológico y califican los análisis de la vulnerabilidad, esto es: entrada, método y salida. Dolce propone cinco clases de entrada, tres clases de método y dos clases de salida. La modificación de la clasificación propuesta por Dolce sólo requiere de la adición de nuevas clases a cada uno de los tres pasos que se consideren incompletos. En adelante, se comentan las clases asignadas por Dolce en su clasificación.

a) *Entrada*

Indica el tipo de datos disponibles para desarrollar el método. Los tipos posibles de entrada son:

- a1) Datos de daños colectados después de los sismos u obtenidos mediante pruebas de laboratorio en elementos simples o componentes de éstos
- a2) Características geométricas o cualitativas, tales como altura, configuraciones en planta y elevación, edad, tipo de estructuración vertical y horizontal, tipo de cimentación y techumbre, eventual reparación, estado de preservación, materiales, etc., en el caso de edificaciones. En el caso de sistemas de líneas vitales, los datos podrían ser la longitud de éstas, tipo de conexiones de la red, los materiales adoptados, etc.
- a3) Características mecánicas, tales como masa, rigidez, resistencia, tensiones sísmicas, ductilidad intrínseca, estados de tensiones, desplazamientos sísmicos, parámetros de la ley constitutiva, etc.
- a4) Características sísmicas, tales como intensidad macrosísmica, aceleración máxima del suelo, velocidad o acelerogramas
- a5) Datos geológicos y geotécnicos, como tipo y características mecánicas del suelo de cimentación, comportamiento sísmico de los perfiles geológicos, etc.

b) *Método*

Técnica empleada para determinar el grado de vulnerabilidad, ésta puede ser de las siguientes clases:

- b1) Métodos estadísticos: técnicas estadística desarrolladas en las construcciones y sistemas de líneas vitales que tienen definidas las características de Entrada 1 y 2
- b2) Métodos mecánicos, en los cuales se estudian en modelos estructurales los valores de los parámetros mecánicos que gobiernan el comportamiento de las estructuras.
- b3) Métodos basados en el juicio de expertos. Evaluaciones cuantitativas o cualitativas de los factores que gobiernan la respuesta sísmica de las construcciones, basados en el conocimiento de expertos.

c) Salida

Los resultados son generalmente descritos mediante cualquiera de las dos clases siguientes:

- c1) Vulnerabilidad absoluta. Cálculo de las funciones de vulnerabilidad (curvas de fragilidad) que representan el daño promedio como una función del tamaño de sismo (aceleración máxima o intensidad sísmica); o, alternativamente, probabilidades condicionales del daño, dado el tamaño del sismo (matrices de probabilidad de daño). Debido a la gran aplicación y utilidad que estos conceptos tienen en los procesos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, en próximos párrafos se describirán con mayor detalle.
- c2) Vulnerabilidad relativa. Evaluaciones heurísticas / empíricas o pruebas experimentales para obtener los índices de vulnerabilidad, para los cuales no se indica la correlación entre el daño y el tamaño del sismo. Esta clase sólo permite clasificar a las construcciones conforme a su vulnerabilidad sísmica.

Conforme a la clasificación anterior, los métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica comentados en secciones previas son reclasificados por Dolce et al. (1997) como se indica en la tabla 2.1. Como puede ser observado en esta tabla, los métodos directos usan los datos sísmicos, cualitativos y geométricos, emplean técnicas estadísticas y expresan los resultados en forma de la vulnerabilidad absoluta. Los métodos mecánicos requieren como entrada las características mecánicas, utilizan métodos mecánicos y obtienen como resultado a la vulnerabilidad absoluta. En el caso de las técnicas convencionales, el proceso de cálculo inicia con las características geométrico-cualitativas, está basado en la opinión de expertos y el resultado obtenido es la vulnerabilidad relativa. Finalmente, los métodos indirectos emplean el mismo camino que los métodos directos; pero, en este caso, las características cualitativas son tratadas para obtener el índice de vulnerabilidad relativa (como en las técnicas convencionales) y la relación entre daño, vulnerabilidad e índice de intensidad.

Tabla 2.1 Diferentes caminos metodológicos para la estimación de la vulnerabilidad sísmica		
Entrada	Método	Salida
Técnicas tipológicas directas		
1) Daño	1) Estadístico	1) Vulnerabilidad absoluta
2) Datos geométricos/cualitativos	-	-
3) Caracterización sismológica	-	-
Técnicas mecánicas directas		
3) Características mecánicas	2) Mecánico	1) Vulnerabilidad absoluta
4) Caracterización sismológica	-	2) Vulnerabilidad relativa
Técnicas convencionales		
2) Datos geométricos/cualitativos	3) Juicio de expertos	2) Vulnerabilidad relativa
Técnicas indirectas		
1) Daño	1) Estadístico	1) Vulnerabilidad absoluta
2) Datos geométrico/cualitativos, vulnerabilidad relativa	-	-
4) Caracterización sismológica	-	-

Independientemente del camino seguido para obtener la vulnerabilidad de las construcciones, la estimación de ésta depende de la calidad de los datos disponibles, de la exactitud del método y de la confiabilidad de la predicción del daño.

2.3. Métodos analíticos

Conforme a las descripciones anteriores, los procedimientos para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras son los métodos de clasificación, inspección o puntaje (asignación de valores de cuantificación a diferentes características), las determinaciones analíticas y las estimaciones experimentales. Los métodos analíticos obtienen la llamada vulnerabilidad teórica, mientras que los valores determinados con otros métodos son designados como la vulnerabilidad empírica.

De especial interés son los métodos analíticos, para los cuales la entrada consiste de los datos mecánicos del problema y la evaluación se logra mediante modelos estructurales. Los métodos analíticos son generalmente más caros que los otros métodos, pero su aplicación es extensa por la detallada información que de ellos se obtiene. Usualmente, estos métodos son utilizados para evaluar el comportamiento de sistemas particulares. En muchos casos, es conveniente realizar un análisis combinado de vulnerabilidad, teórica y estadística, típicamente a través de proyectos de campo que establecen las características dinámicas de las estructuras o el sistema de interacción suelo-estructura.

Entre los pasos básicos del proceso de evaluación de la vulnerabilidad con métodos analíticos se incluyen (Di Pascuale y Cakmak 1990):

- 1) Determinación de los parámetros de la excitación sísmica de entrada, generalmente intensidad macrosísmica o aceleración máxima del terreno. En muchos proyectos las incertidumbres de entrada son consideradas a través de la aplicación de técnicas de simulación.
- 2) Construcción del modelo estructural apropiado, dependiendo del tipo de estructura y nivel de daño. Creciendo en complejidad, el modelo a ser utilizado está entre el modelo de un grado de libertad y los detallados modelos de elemento finito.
- 3) Análisis estructural con la herramienta apropiada.
- 4) Descripción del estado de daño mediante el análisis de los resultados. Generalmente, esta descripción se alcanza mediante los índices de daño que pueden usar uno o más parámetros. Independientemente del nivel de definición, los índices de daño usualmente se basan en la respuesta máxima, en la respuesta acumulativa o en ambas.
- 5) Correlación entre las pérdidas estimadas por daño y las pérdidas económicas asociadas, para la evaluación de la llamada *vulnerabilidad secundaria*. En este proceso de correlación deben ser estimadas las pérdidas de elementos no estructurales o los daños producidos en los contenidos, por lo cual esta etapa es quizás la más difícil por la falta de información. Existen varias aproximaciones para describir los resultados obtenidos en la correlación, principalmente a través de la relación entre los costos de reparación y reemplazo. Para calcular esta relación son usados los datos experimentales o la opinión de los expertos.

2.4. Matrices de probabilidad de daño y curvas de fragilidad

Como se comentó previamente, la vulnerabilidad absoluta puede ser definida utilizando dos conceptos: las matrices de probabilidad de daño y las curvas de fragilidad. Las matrices de probabilidad de daño (MPD) son las expresiones discretas de las probabilidades condicionales $P[D=j|i]$, las cuales se entienden como la probabilidad de obtener un daño igual a j , debido a una excitación de tamaño igual a i . Por ejemplo, a partir de los métodos estadísticos puede ser obtenida la probabilidad de daño medio (j) para diferentes tipologías estructurales y para una intensidad sísmica (i). Las MPD pueden ser calculadas mediante cualquiera de las técnicas descritas en las secciones previas, considerando las incertidumbres inherentes a cada evaluación. Para edificaciones hay gran cantidad de investigaciones que obtienen la vulnerabilidad de los sistemas a través del cálculo de las MPD. Ejemplos de evaluaciones de las MPD pueden ser consultados en el ATC-13 (1985), no sólo para edificaciones, sino para muchas tipologías estructurales.

Otra forma de representar el daño por acción sísmica es mediante la utilización de las curvas de fragilidad, las cuales son relaciones gráficas o funciones que expresan en forma continua la vulnerabilidad de las estructuras en función del tamaño del sismo. Varios proyectos han demostrado que las funciones de vulnerabilidad incorporan un factor relacionado con el sitio para el que son calculadas, este factor debe ser adaptado para el caso de aplicaciones a sitios diferentes al original. Algunas curvas de fragilidad y MPD evaluadas para puentes serán mostradas en los próximos capítulos.

Durante el cálculo de las matrices de probabilidad de daño o de las curvas de fragilidad es fundamental la selección de los parámetros que expresan el tamaño de la excitación sísmica. En forma general, es común caracterizar el movimiento del suelo por medio de la escala de intensidad macrosísmica, principalmente debido a la falta de disponibilidad de otro tipo de datos. El uso de la intensidad sísmica como medida de la peligrosidad tiene, en algunas ocasiones, un carácter subjetivo, por lo que en su lugar es recomendado el uso de medidas instrumentales, como la aceleración o velocidad máxima del suelo.

CAPÍTULO 3

MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

En edificaciones los modelos de evaluación de la vulnerabilidad son muy completos, incluso en contextos de códigos de diseño. Para puentes, a pesar de las recientes investigaciones sobre su comportamiento sísmico y de la gran cantidad de estas estructuras diseñadas con códigos sísmicos obsoletos (como lo demuestran los daños ocasionados en los últimos sismos, capítulo 1), sólo algunos estudios han buscado la determinación de modelos genéricos de obtención de vulnerabilidad. Entre estos trabajos, en este capítulo describiremos aquellos que caracterizan la fragilidad estructural a través de la asignación de un índice de vulnerabilidad. Entonces, los métodos que se comentaran aquí son definidos como técnicas híbridas, mezcla de métodos convencionales e indirectos (descritas en el capítulo anterior), para las cuales se parte de datos geométricos, de daños y sísmicos, se utiliza el juicio de expertos y los análisis estadísticos y se obtiene una vulnerabilidad relativa.

Los procedimientos convencionales que obtienen el índice de vulnerabilidad se basan en la asignación subjetiva de pesos a diferentes parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de las estructuras, para totalizar un valor global representativo de su fragilidad. La selección de los parámetros componentes de cada modelo es función de la experiencia adquirida, la cual se basa en el cuidadoso análisis de los daños producidos por sismos pasados y en la experiencia profesional de los diseñadores del modelo.

Para puentes, los parámetros de este tipo de modelos se engloban, normalmente, en tres grupos principales, a saber: parámetros estructurales, importancia de la estructura y características de cimentación y suelo circundante. El primer grupo de parámetros distingue los aspectos estructurales que marcan sistemas más o menos vulnerables; mientras que la definición de la estructura como línea vital (cuya operación es primordial después de un sismo) es considerada a través de los parámetros incluidos en el grupo de importancia. Finalmente, el último grupo de parámetros evalúa los diferentes efectos de la geometría y características de la cimentación y la influencia de la sismicidad del área.

Cada uno de los parámetros que componen a los modelos de evaluación es dividido en una o más categorías, que definen condiciones de mayor o menor fragilidad de cada parámetro. Así, si uno de los parámetros estructurales del modelo es el material que compone la superestructura, sus categorías pueden ser acero, hormigón reforzado y madera. Los puentes de madera han demostrado ser más vulnerables y los de acero más resistentes que éstos; entonces, para el parámetro material de la superestructura, la categoría de madera es más castigada que la categoría de acero. Resumiendo, a mayor peso asignado a la categoría, y por lo tanto al parámetro, más frágiles son considerados. Las estructuras con valores globales del índice de vulnerabilidad altos son las más vulnerables.

Actualmente, existen algunos modelos de evaluación de la vulnerabilidad de puentes por asignación del un índice de vulnerabilidad. Como regla general, los modelos propuestos se distinguen por el tipo de parámetros empleados, las categorías utilizadas, la asignación de los valores de las categorías y la formulación del índice global. En lo que resta de este capítulo se comentarán estos modelos, distinguiendo, en especial, los criterios y procedimientos aplicados para la selección de los parámetros y la asignación de sus valores de fragilidad.

3.1. Procedimiento del ATC 6-2

Uno de los primeros procedimientos para definir la vulnerabilidad sísmica de puentes fue desarrollado por el Applied Technology Council (ATC-6 1981 y ATC-6-2 1983), con el objetivo de que éste fuera el paso inicial en la toma de decisiones de las medidas de refuerzo necesarias en puentes.

El ATC 6-2 aplica técnicas híbridas, una combinación de métodos indirectos y convencionales. La evaluación de la vulnerabilidad del ATC está basada en tres los grupos principales comentados anteriormente; esto es, características estructurales necesarias para la obtención de un índice de daño sísmico, sismicidad en el sitio de ubicación de la estructura y la importancia de ésta como línea vital de transportación. El valor global de vulnerabilidad sísmica de cada puente es alcanzado estimando el comportamiento independiente de cada estructura en el área de estudio, conforme al procedimiento siguiente.

1. *Índice de vulnerabilidad* – La asignación de puntos por vulnerabilidad asume valores entre 0 y 10. En general, un valor nulo significa una estructura de baja vulnerabilidad, un puente con 5 puntos tiene moderada vulnerabilidad o una alta posibilidad de pérdida de función, y un valor de 10 significa una mayor probabilidad de colapso.

Aunque el comportamiento de un puente esta basado en la interacción de todos sus componentes, en sismos pasados se ha observado que ciertos elementos de éste son más vulnerables al daño. Conforme al ATC, los componentes más vulnerables son apoyos, pilas y cimientos, y estribos y cimentaciones. Entre estos, los apoyos parecen ser los elementos de repuesto más económicos, por lo que buena parte de la asignación de puntos de este procedimiento está determinada por el examen aislado de estos dispositivos. La caracterización de la vulnerabilidad de los elementos restantes es marcada por el valor del elemento más frágil, esto es, la vulnerabilidad se asigna conforme al elemento con mayor posibilidad de sufrir fallo por acción sísmica. Los procedimientos de definición de la vulnerabilidad sísmica en cada elemento particular de puentes son:

- a) *Apoyos*. La definición de la fragilidad en apoyos refleja la susceptibilidad del puente al fallo de éstos. Básicamente existen cuatro tipos de apoyos empleados en estructuras de puentes. El apoyo tipo “rocker” está generalmente compuesto de placas de acero enrolladas en una superficie curva. Este tipo de aislador es el más susceptible a daño sísmico porque usualmente tiene grandes dimensiones verticales, es difícil de retener ante movimiento externo y llega a ser muy inestable después de un movimiento límite. Otro tipo de apoyo, el apoyo por rolado (normalmente de acero) es estable durante acción sísmica, pero puede sufrir desalineamiento y desplazamiento horizontal. El tercer tipo de apoyo empleado en puentes es el elastómero, construido de caucho natural o sintético y acero. Los elastómeros, cuyo funcionamiento es función de la deformación de los materiales que lo componen, son muy estables durante sismos, aunque han sido conocidos como elementos “walk out” bajo sacudida sísmica severa. El último tipo de apoyo de puentes, los apoyos deslizantes, se basa en el movimiento relativo de dos superficies de asbesto conectadas a elementos estructurales con diferente desplazamiento. Los apoyos deslizantes son considerados los más confiables para su empleo en puentes sometidos a sismo.

En estructuras de puentes vulnerables, el fallo es usualmente asociado a la pérdida de soporte, resultante de grandes movimientos relativos, transversales o longitudinales, en apoyos. El movimiento esperado en un apoyo depende de muchos factores, por lo que no es de fácil análisis. Debido a la dificultad de predecir el movimiento relativo en apoyos, para el cálculo de su vulnerabilidad el ATC emplea el análisis cualitativo de tres puntos, los cuales se basan en un valor de referencia de la longitud mínima de soporte (proporcionada en los códigos sísmicos), en las características de continuidad de la estructura, en sus dimensiones y arreglo estructural y en el tipo de apoyos utilizados. El método paso a paso propuesto por el ATC para evaluar el comportamiento de apoyos considera:

- Determinación de puentes con detalles no vulnerables. Tales puentes pueden incluir: (1) estructuras continuas con estribos integrales; (2) estructuras continuas con inclinación menor a 20° , o inclinación mayor a 20° y menor a 40° y sistema del piso con relación longitud-ancho menor a 1.5; (3) sustento continuo de apoyos en estribos en la dirección transversal y puentes con más de tres vigas; y (4) la longitud de soporte es igual o mayor que un medio de la longitud de soporte mínima de referencia. Si estos detalles de apoyos son no vulnerables, al puente de estudio le son asociados 0 puntos de vulnerabilidad y los puntos restantes de este apartado deben ser omitidos.
- Determinación del colapso o pérdida de acceso por movimiento transversal. Cuando los cables de restricción transversales fallan, es posible el colapso de vigas en un puente si se presentan las condiciones siguientes: (1) las vigas individuales están soportadas en pedestales o pilas individuales, y (2) la viga exterior, en un puente de dos o tres vigas, está próxima al extremo de un soporte de apoyo continuo. En cualquiera de estos casos, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 10. Cuando los apoyos son vulnerables a fallo por vuelco, pero no es posible el colapso de la estructura, el nivel de vulnerabilidad debe ser de 5.

- Determinación del colapso o pérdida de accesibilidad por movimientos longitudinales excesivos. Si la longitud de soporte longitudinal, medida en la dirección perpendicular al soporte, es menor que uno, pero mayor que la mitad de la longitud de soporte mínima de referencia, el nivel de vulnerabilidad asignado es de 5. Cuando los apoyos tipo rocker son vulnerables a vuelco, el nivel de vulnerabilidad es entonces modificado hasta alcanzar el valor de 10. Si la longitud de soporte longitudinal es menor a la mitad de la longitud de soporte longitudinal requerida, también es asignado un nivel de vulnerabilidad de 10.
- b) *Pilas y cimentación.* Las pilas de puentes han fallado en sismos pasados, entre otras cosas, por refuerzos transversales escasos y malos detallados estructurales. Este tipo de problemas produce demandas de ductilidad excesivas, que a su vez son el origen de la degradación de resistencia a cortante y flexión en pilas. Además, las pilas pueden sufrir fuerzas cortantes excesivas que ocasionan asentamientos verticales severos o desintegración total de la pila. Todas las anteriores formas de fallo en pilas y cimientos fueron consideradas por el ATC. Su procedimiento de evaluación, paso a paso, de la vulnerabilidad de pilas y cimientos se basa en el análisis de los cuatro puntos siguientes.
- Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo a pilas y cimientos para puentes localizados en zonas con coeficientes de aceleración pequeños, en este caso, el de los Estados Unidos, este valor de referencia debe ser menor a 0.29.
 - Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo si placas de apoyo o pernos de anclaje son susceptibles a fallo, eliminando la transferencia de cargas a pilas o cimientos.
 - Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo en pilas y cimientos, sí éstos tienen un porcentaje de acero transversal adecuado, mayor al mínimo requerido por códigos.
 - Cálculo del Nivel de Vulnerabilidad Base (*NVB*), el cual es un indicador de la vulnerabilidad de una pila con fallo cortante súbito. El *NVB* se calcula mediante:

$$NVB = 13 - 6 \left(\frac{L_c}{P_s F b_{max}} \right) \quad (3.1)$$

donde: L_c es la longitud efectiva de la pila, en pies; P_s es el porcentaje de acero de refuerzo principal; F es el factor de pórtico (1 para ejes de pilas múltiples empotradas en un extremo; 2 para ejes de pilas múltiples empotradas en los dos extremos; 1.5 para ejes de pila única empotrada en el extremo superior y puente de vigas cajón; y 1.25 para eje de pila único empotradas en ambos extremos y viga de puente de sección transversal diferentes a la sección cajón); y b_{max} es la dimensión transversal de la pila, en pies.

El nivel de vulnerabilidad general de pilas, NVG , entre 0 y 10, se tomara como el valor de NVB menos los puntos considerados en las condiciones siguientes:

1. Aceleración máxima del suelo $a_{max} < 0.4$, 3 puntos
2. Estructura recta. Inclinación $< 20^\circ$, 2 puntos
3. Estructuras continuas con estribos diafragma de rigidez similar, en el cual la relación longitud-ancho del sistema de piso es menor a cuatro, 1 punto
4. Refuerzo de grado 40, o menor, 1 punto

El valor máximo que puede ser restado al NVB es de cuatro puntos, a menos que grandes valores de NVG sean determinados en los puntos siguientes:

- A valores de NVG menores a 0 o mayores a 10 se deberán asignar valores de 0 y 10, respectivamente.
- Los siguientes valores de los NVG deben ser calculados para ejes de pila única soportados por pilotes no reforzados para levantamiento del elemento, o para cimentaciones restringidas pobremente reforzadas. Este punto sólo se aplicará para valores de aceleración máxima del terreno (a_{max}) mayores a 40.

- | | |
|---------------------------|------------|
| 1. $0.4 < a_{max} < 0.50$ | $NVG = 5$ |
| 2. $a_{max} > 0.50$ | $NVG = 10$ |

c) *Estribos*. El fallo en estribos durante acción sísmica usualmente no conduce al colapso total del puente. A pesar de lo cual, se estima el nivel de vulnerabilidad de estribos en función al daño que pueda evitar temporalmente el acceso a la estructura. Uno de los mayores problemas causados en estribos por sismos ha sido el asentamiento de éstos, principalmente por la acción de rellenos o de la construcción superior, la ausencia de agua y el uso de aproximaciones al puente cada vez más anchas y mejores. Además, los asentamientos de rellenos de estribos son posibles en el caso de su fallo por presión de tierras excesivas o transferencia de fuerzas sísmicas desde la superestructura. Ciertos tipos de estribos son más vulnerables al daño descrito anteriormente que otros, el ATC propone marcar esta distinción mediante el siguiente procedimiento paso a paso:

- Excepto los casos inusuales, el nivel máximo de vulnerabilidad de estribos será de 5.
- Determinación del nivel de vulnerabilidad de la estructura a asentamientos de estribos. Cuando los asentamientos de rellenos de estribos son mayores a seis pulgadas, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 5.
- Para puentes con estribos de retención de tierras, con inclinaciones mayores a 40° y donde la distancia entre apoyo de vigas y cimentación de pilas excede a los 3 metros, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 5.

d) *Licuefacción*. Aunque existen varios tipos posibles de inestabilidad de tierras que pueden causar daños en puentes después de un sismo, la inestabilidad del suelo por licuefacción es la más significativa. El nivel de vulnerabilidad en suelos de cimentación se basa en: (1) la determinación cuantitativa de la susceptibilidad de licuefacción; (2) la asignación del coeficiente de aceleración; y (3) la evaluación del daño estructural por licuefacción inducida por el terreno.

El proceso de cálculo propuesto por el ATC para obtener el nivel de vulnerabilidad por licuefacción se basa en los puntos siguientes:

- Asignación de la susceptibilidad por licuefacción de suelos. El ATC asocia una alta susceptibilidad por licuefacción a arenas flojas con saturación media como suelos de soporte lateral de pilas o soporte vertical de cimientos; o a suelos similares como rellenos de estribos. Una moderada susceptibilidad a licuefacción es considerada para suelos similares cuyas propiedades medias pueden ser descritas a través de la densidad media. Por último, los suelos densos son considerados como de baja susceptibilidad a la licuefacción.
 - Determinación del potencial de extensión de la licuefacción que produce daño donde existen suelos susceptibles. Para sitios donde $a_{max} > 0.4$ se deberá juzgar la posibilidad de daño considerable.
 - En general, los puentes sujetos a daño severo por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 10. Este valor puede ser reducido a 5 para puentes de vano único con sesgo menor a 20° o alcantarillas rígidas de piso.
 - Puentes sujetos a daño mayor por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 10. Este valor puede ser reducido a entre 5 y 9 para puentes de vano simple con sesgo menor a 40° , alcantarillas rígidas de piso o puentes de vanos múltiples con sesgo menor a 20° . Para la reducción del nivel de vulnerabilidad por licuefacción se considera la ocurrencia de las condiciones siguientes:
 1. Pilas de hormigón armado continuas con la superestructura, con un NVG menor a 5 y alturas mayores a los 7.6 metros
 2. Pilas de acero con alturas mayores a los 7.6 metros
 3. Pilas discontinuas con la superestructura
 - Los puentes sujetos a daño moderado por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 5. Este valor se deberá incrementar hasta 10 puntos si el nivel de vulnerabilidad de los apoyos es mayor o igual a 5.
2. La evaluación de la *sismicidad* local proporcionará valores entre 0 y 10 para esta característica, obtenida de análisis simiológicos de la zona de estudio.
 3. En este último grupo de parámetros organiza a los puentes en dos clases. La primer clase incluye a todas las estructuras esenciales, las cuales cumplen los requisitos de ser sistemas primordiales en la actividad social o de seguridad y defensa. La segunda clase engloba a todos los puentes no considerados en la primera. Los puentes asumidos como esenciales tendrán un nivel de vulnerabilidad por

importancia entre 6 y 10, mientras que a los puentes restante se les asigna un nivel de vulnerabilidad entre 0 y 5. La evaluación de esta vulnerabilidad es subjetiva, basada en el tráfico del puente, la presencia de otras instalaciones, la cantidad de personas afectadas por el fallo de la estructura y la relación y conexión con otras estructuras.

El modelo del ATC estima la vulnerabilidad total de la estructura mediante la adición de los valores de cada una de las tres características principales, afectadas por un factor de peso. Dichos pesos, en porcentaje, pueden ser iguales para cada grupo de parámetros (33.3%), o diferentes en función de su significancia. Por ejemplo, si las estructuras a analizar están dentro de una región de similar sismicidad, el peso de esta característica es nulo y los pesos restantes son modificados para alcanzar el 100%. Si las dos características restantes son consideradas de igual importancia, los pesos serán del 50% para la vulnerabilidad de la estructura y 50% para su importancia. Así, el resultado final del modelo del ATC es el valor de un índice, entre 0 y 10, de la vulnerabilidad global.

Hasta aquí, el procedimiento anteriormente descrito del ATC es entendido como un método estadístico. Para estructuras más complejas o para evaluaciones más detalladas de las actuales condiciones de puentes existentes, el ATC propone calcular su fragilidad mediante una técnica híbrida, combinación entre los estudios estáticos previos y la aplicación de técnicas convencionales. El procedimiento de evaluación detallado utiliza la determinación de las relaciones Capacidad / Demanda (C/D) de las construcciones, las cuales indican la asociación entre la capacidad disponible de la estructura antes de un sismo y la demanda exigida por la excitación externa. La capacidad disponible es calculada, en forma global o para elementos particulares, a través de análisis elásticos o no lineales. La ecuación básica para determinar las relaciones C/D es:

$$C/D = \frac{R_C - \sum Q_i}{Q_{EQ}} \quad (3.2)$$

donde: R_C es la capacidad nominal (en desplazamiento o fuerza) del elemento; $\sum Q_i$ son las demandas totales (desplazamiento o fuerza) para casos con cargas sísmicas diferentes y Q_{EQ} es la demanda (desplazamiento o fuerza) para cargas sísmicas de diseño.

Las relaciones C/D son calculadas utilizando la capacidad nominal, sin factores de seguridad que consideran las incertidumbres en resistencia y dimensiones. Este cálculo busca evaluar lo mejor posible el fallo que pudiera sufrir el elemento por acción sísmica. Elementos con relaciones C/D menores a uno indican posibles fallos estructurales antes de los futuros sismos.

El ATC considera que las relaciones C/D deben sólo ser calculadas en aquellos elementos que tienen mayores posibilidades de daño, como juntas de expansión (por desplazamiento excesivo), apoyos, pilas o cimentaciones, estribos y suelo de soporte.

3.2. Modelo de Pezeshk et al.

Conforme a Pezeshk et al. (Chang et al. 1995 y Pezeshk et al. 1993), el proceso de refuerzo sísmico es, en general, dividido en tres pasos principales: evaluación preliminar, evaluación detallada y diseño de las medidas de refuerzo. Como un proceso

de evaluación preliminar, Pezeshk et al. proponen un modelo indirecto de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, el cual requiere de un inventario exhaustivo (a ser posible) de datos de todas las estructuras a ser analizadas.

En su método, Pezeshk et al. realizan una estimación preliminar de la vulnerabilidad de puentes mediante el análisis detallado de los tres grupos de parámetros comentados al inicio de este capítulo, aquí reconocidos como: a) características estructurales, b) importancia del puente como línea vital de transportación, y c) características de cimentación y sitio de ubicación. Cada uno de estos grupos es dividido en diferentes parámetros que reflejan su influencia en el comportamiento sísmico de la estructura por acción de un sismo de magnitud moderada. En el método de Pezeshk et al. se conceden 100 puntos máximos, 50 distribuidos entre los diferentes parámetros estructurales, 20 para la importancia estructural y 30 para las características de cimentación y sitio de ubicación. Asimismo, Pezeshk et al. consideran que los elementos del puente con mayor probabilidad de sufrir daño son: apoyos, pilas, cimientos, estribos, y cimentaciones, por lo que buena parte de los parámetros analizados en el primer grupo se asocian a estos elementos.

Los parámetros y los procedimientos de asignación de la fragilidad de cada grupo de parámetros de este modelo son:

a) Características estructurales

- **Superestructuras, 5 puntos.** Se asignan los cinco puntos disponibles a este parámetro si la superestructura no es continua y cero si lo es. Los puentes con superestructuras continuas (con dos o menos juntas de expansión) y soportes que sobrelleven grandes deformaciones traslacionales usualmente permanecen en servicio con reparaciones menores, cuando son sometidos a sismos moderados. Sin embargo, los puentes con estructuras discontinuas y/o miembros de soporte frágiles generalmente sufren daño severo causado por licuefacción.
- **Número de juntas de expansión, 5 puntos.** Las discontinuidades de la superestructura, tales como las juntas de expansión, afectarán la estabilidad global del puente. Entonces, si el puente tiene cuatro o más juntas de expansión se asignan 5 puntos; un valor de 4 es asociado a este parámetro para puentes con dos o tres juntas de expansión, y se consideran 3 puntos si las estructuras no tienen o tienen una junta de expansión.
- **Tipo de apoyo, 5 puntos.** Los cuatro tipos básicos de apoyos utilizados en puentes son rocker, de rolado, elastoméricos y deslizantes, descritos someramente en el modelo anterior. Atendiendo a la gran cantidad de información publicada sobre el comportamiento de estos mecanismos, Pezeshk et al. consideran que este parámetro será de 5 para apoyos tipo rocker, 4 para apoyos de rolado, 3 para elastómeros y el mínimo valor de 0 puntos para apoyos deslizantes.
- **Alineamiento del puente, 5 puntos.** El alineamiento de un puente tiene su mayor efecto en el comportamiento de sus apoyos. El sesgo es definido como el ángulo entre el centro de líneas de los soportes y una línea perpendicular al centro de líneas del puente. Dependiendo de este ángulo, una estructura puede ser penalizada con valores entre 1 y 5 puntos. A mayor ángulo de sesgo, mayor valor del parámetro y mayor fragilidad.

- **Año de construcción, 10 puntos.** Muchos de los defectos del comportamiento de puentes son localizados en estructuras viejas, más que en aquellas que reflejan el estado del arte en el diseño sismorresistente. Aunque un puente construido con los actuales códigos de diseño no es garantía de un comportamiento sísmico adecuado, es seguro que una estructura vieja tiene mayor probabilidad de daños severos. Para este modelo de obtención de la vulnerabilidad, un valor máximo de 10 puntos es propuesto para estructuras construidas antes de la adopción de códigos sismorresistentes. Valores de este parámetro distintos al máximo se podrán asignar a las estructuras conforme a la confiabilidad de código aplicado para su diseño y construcción.
- **Clasificación, 5 puntos.** Los puentes de estudio son clasificados como regulares o irregulares, con valores de asignación de 0 y 5 puntos, respectivamente. Un puente es irregular si tiene diferencias en rigidez, alturas de pilas o cambios importantes en elevación.
- **Altura de pilas, 5 puntos.** Los autores de este modelo consideran que si un puente tiene pilas con alturas mayores a los 15 pies (aproximadamente 5 metros), éste será más susceptible a sufrir daño durante un sismo, comparado con una estructura con pilas más cortas. Entonces, si un puente tiene pilas con alturas mayores a los 15 pies se penaliza con 5 puntos.
- **Longitud de soporte mínima, 10 puntos.** La longitud de soporte mínima para sustento de apoyos debe ser mayor que la actual longitud de soporte del puente. Si un puente tiene una longitud de soporte escasa existe el riesgo de que el apoyo pierda sustento, resultando en un fallo importante de la superestructura. Para este método, la longitud de soporte mínima de referencia, N_d , es determinada mediante la expresión 3.3. Si la actual longitud de soporte del sistema de análisis es mayor al valor de N_d , éste es penalizado con 0 puntos, y con 10 en caso contrario.

$$N_d = 12 + 0.03L + 0.12H \quad (3.3)$$

donde: L es la longitud del sistema de piso del puente entre juntas de expansión adyacentes o entre los extremos de dicho sistema de piso, en pies. L es la suma de L_1 y L_2 , las distancias a cada lado de la articulación. H es la altura promedio de las pilas de soporte hasta la próxima junta de expansión ($H = 0$ para puentes de vanos simples). Para otros casos, H es la altura promedio de dos pilas adyacentes, en pies.

b) Importancia del puente como elemento de transportación vital

- **Tráfico diario promedio (TDP), 10 puntos.** Las consecuencias catastróficas inmediatas del colapso de un puente son: (1) la pérdida de vidas humanas en o bajo el puente durante un sismo y (2) la parálisis total o parcial del tráfico y las comunicaciones en una región. El impacto de esta última consecuencia depende, entre otras cosas, de la cantidad de tráfico que cruza un puente durante un periodo de tiempo; por ejemplo, el tráfico diario promedio. El tráfico diario promedio (TDP) puede ser obtenido de las estadísticas realizadas por

organizaciones gubernamentales. Para el modelo de Pezeshk et al., un TDP menor a los 2000 vehículos se asocia a los 0 puntos, entre 2000 y 10000 vehículos a los 5 puntos y más de 10000 vehículos a los 10 puntos.

- **Longitud de retorno, 10 puntos.** Este y el anterior parámetro procuran determinar la importancia de la estructura como línea vital y las causas de su fallo. La longitud de retorno se relaciona con el valor de la longitud necesaria para llegar al puente más cercano a la estructura de análisis, evaluando así la posibilidad de rutas alternas cuando se presenta el fallo de la estructura. Pezeshk et al. consideran que longitudes de retorno mayores a las cuatro millas dan 10 puntos, entre dos y cuatro millas marcan 5 puntos y se asignan a este parámetro 0 puntos para longitudes menores a cuatro millas.

c) Características de sitio y cimentación

- **Perfil del suelo, 10 puntos.** Cuando este parámetro es evaluado se consideran los estudios geológicos y topográficos que proporcionan los perfiles del suelo de ubicación del puente. El tipo de suelo tiene su mayor influencia en las amplitudes y duraciones de la acción sísmica, y por lo tanto en el daño estructural. Suelos más profundos y menos densos tienen una mayor penalización.
- **Potencial de licuefacción, 10 puntos.** Este parámetro determina el tipo más significativo de inestabilidad del suelo, aunque otros tipos de problemas, como asentamientos y deslizamientos, pueden también resultar en daños de puentes durante un sismo. La asignación de la vulnerabilidad para los suelos de cimiento en este método está basada en una estimación cualitativa de la susceptibilidad de licuefacción. En las investigaciones de Chang et al. (1995) y Pezeshk et al. (1993), 0 puntos han sido considerados para suelos con nula susceptibilidad a la licuefacción, 5 para moderada susceptibilidad y 10 para suelo con gran probabilidad de inestabilidad.
- **Altura de estribos, 10 puntos.** El fallo más significativo de los estribos es principalmente debido a torsión, asentamiento y cortante. Una viga que colisiona violentamente contra un estribo puede causar daño local de consideración en el estribo, tal como agrietamiento de los muros de retención o desprendimiento del hormigón en los apoyos de vigas. La asignación de valores a este parámetro es función de la altura del estribo; así, una altura entre cero y 4.6 metros da 0 puntos, entre 4.6 y 9.1 metros da 5 puntos y mayor a los 9.1 metros, 10 puntos.

Si la estructura a ser analizada ha sido reforzada por daño sísmico previamente a la aplicación del método, Pezeshk et al. restan 5 puntos adicionales a los 100 indicados anteriormente.

El índice de daño propuesto por Pezeshk et al. es la simple adición de todos los puntos concedidos a los parámetros de interés. Un puente con 0 puntos representa un puente estructuralmente perfecto y aquel con 100 puntos, uno sin resistencia sísmica alguna. Además, los autores de este método estiman que todas las estructuras analizadas están localizadas dentro de la misma región sísmológica, y por lo tanto, están sometidas a las mismas categorías de peligrosidad sísmicas, por lo que no se estima ningún parámetro para este aspecto.

La metodología definida por Pezeshk et al. fue aplicada en una evaluación preliminar por Can y Yüzügüllü (1995), para la caracterización del proceso de refuerzo de puentes en Turquía. En dicha aplicación se estudio el estado actual de 72 puentes en las autopistas perimetrales 01 y 02 en Estambul. Entre estos 72 puentes se obtuvo un índice de vulnerabilidad medio de 56 puntos, con un valor mínimo de 24 puntos y uno máximo de 74 puntos; lo que demuestra la necesidad de refuerzo de algunos elementos. Can y Yüzügüllü recomendaron incluir, en la evaluación preliminar de la vulnerabilidad, aspectos administrativos, sociales, económicos y de seguridad que pudieran complementar el método.

El modelo de Pezeshk et al. representa una buena evaluación preliminar de la vulnerabilidad de puentes englobados en una región. Sin embargo, no hay que olvidar que los parámetros del método propuesto por Pezeshk et al. y sus valores fueron esencialmente pensados para puentes y procesos de construcción típicos en Los Estados Unidos.

3.3. Modelo de Seong Kim

El modelo propuesto por Kim (Ren y Gaus 1996) comparte con el anterior modelo muchos de los parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de puentes. Además, el modelo de Kim también se desarrolló considerando que sólo la información proveniente de inventarios e inspecciones eran suficientes para construir el modelo. A diferencia del modelo de Pezeshk et al., la propuesta de Kim identifica los grados de vulnerabilidad de la estructura mediante un grupo compacto de 12 parámetros generales, dentro de los que se incluyen estimaciones de la sismicidad (tamaño del sismo), condiciones estructurales y evaluaciones del suelo de sustento. Una pequeña descripción de los parámetros seleccionados se destaca en los puntos siguientes, más adelante se comentará sobre la asignación de sus valores de fragilidad.

- ***Aceleración máxima del suelo (X1)***. Este parámetro toma en cuenta el valor de la aceleración máxima del suelo en el sitio de ubicación de la estructura. El valor de X1 se obtiene de un sismo particular y de las leyes de atenuación del movimiento en la zona. Las leyes de atenuación son definidas mediante códigos de diseño o a través de la opinión de expertos.
- ***Especificaciones de diseño (X2)***. Kim propone para este parámetro cuatro pesos, asociados a diferentes Códigos de Diseño implantados en épocas diversas en los Estados Unidos. A especificaciones más recientes, mayor confiabilidad tendrá la estructura y menor peso será asignado a este parámetro.
- ***Tipo de superestructura (X3)***. Con este parámetro se evalúa la importancia del tipo de superestructura en la conducta del sistema, considerando tres aspectos: material que la compone, su tipología y la relación de los dos anteriores con el vano que salva dicha superestructura.
- ***Forma de la superestructura (X4)***. El parámetro X4 es usado para tomar en cuenta secciones transversales no rectangulares de superestructuras de puentes y los efectos que éstas pueden tener en la vulnerabilidad sísmica de las construcciones. Este parámetro es expresado como un factor de forma, calculado a través de las siguientes relaciones:

$$\mathbf{a}_{\text{esviado}} = \mathbf{a}_i - \mathbf{a}_f$$

$$Y_{\text{cur}} = \frac{L_p}{R} \quad (3.4)$$

donde: $\mathbf{a}_{\text{esviado}}$ es el ángulo de sesgo; \mathbf{a}_i y \mathbf{a}_f son los ángulos de sesgo al principio y final de la estructura; Y_{cur} es el ángulo de curvatura; L_p es la longitud del puente y R es el radio de curvatura. Dependiendo del valor de estos dos ángulos se modifica la vulnerabilidad de la estructura.

- **Articulaciones internas (X5).** Este factor describe la existencia de articulaciones internas en el puente. El cálculo de este parámetro requiere del conocimiento del número de articulaciones y de la longitud de apoyo de los vanos del puente. El número de articulaciones (N_{art}) puede ser indirectamente obtenido calculando el número de vanos (N_{vano}) y el número total de pilas (N_{pila}), acorde a la expresión siguiente:

$$N_{\text{art}} = N_{\text{vano}} - N_{\text{pila}} - 1 \quad (3.5)$$

A partir de la anterior información, Kim usa una aproximación indirecta para estimar la longitud de apoyo, mediante correlaciones estadísticas basadas en datos como: año de construcción de puente, tipo de puente y reglamento utilizado en el diseño del puente. A mayor número de articulaciones en el puente y menor año de construcción de éste, mayor valor tendrá el parámetro.

- **Tipo de pila (X6).** Kim consideró 17 diferentes tipos de pilas, tomando en cuenta el material que las compone, la forma de su sección transversal y el tipo de conexión de sus extremos con otros elementos estructurales.
- **Tipo de cimentación (X7).** Los pesos asignados a este parámetro son determinados a partir del tipo de cimentación de las pilas del puente (tipo de suelo colindante y continuidad de los elementos) y el tipo de material que las compone, esto es, material y forma de la sección transversal.
- **Material de la subestructura (X8).** Aquí se evalúa la importancia del material usado en la subestructura. Kim formó categorías de vulnerabilidad de los materiales, los cuales, en orden de resistencia decreciente son acero, hormigón dúctil, hormigón no dúctil y madera, mampostería y otros materiales.
- **Irregularidad estructural (X9).** Este factor identifica la irregularidad del puente, en función de la altura de las pilas de soporte. Puentes con pilas de alturas muy diferentes son más irregulares y más vulnerables ante acción sísmica.
- **Condiciones de suelo (X10).** Muchas estructuras han fallado a pesar de tener una adecuada concepción sismorresistente, principalmente debido a que el suelo que las sustenta es de mala calidad. El parámetro X10 estima el efecto del tipo de suelo en el comportamiento sísmico del sistema. La asignación de los valores de este parámetro depende de la disponibilidad de información sobre el tipo de suelo;

aunque en muchas ocasiones dichos valores sólo se asignan conociendo si la cimentación es suelo o roca, sin consideraciones sobre las leyes de atenuación o los efectos de sitio, como las amplificaciones.

- **Licuefacción (X11).** El parámetro X11 caracteriza el efecto de licuefacción. En particular, el modelo obtiene este parámetro indirectamente, siguiendo las investigaciones de Youd y Perkins y el método de Iwasaki et al.
- **Longitud de apoyo (X12).** El parámetro X12 toma en cuenta una longitud de apoyo apropiada (longitud de apoyo mínima de referencia) en el comportamiento del sistema estructural. Cuando no existe información al respecto, Kim propone el cálculo de la longitud de soporte mínima por medio de las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 N &= 8 + 0.02L + 0.08H & A_g \leq 0.19g \\
 N &= 12 + 0.03L + 0.12H & A_g > 0.19g \\
 S &= aN \\
 a &= \sqrt{A_g / 0.19}
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

donde: N es la longitud de soporte mínima de referencia; L es la longitud de la cubierta del puente a la junta de expansión adyacente; H es la altura de pila; A_g es la aceleración máxima del suelo (como porcentaje de la gravedad), y S es la longitud de soporte mínima continua.

El modelo de Kim asigna cuatro valores de fragilidad, entre 1 y 4, a cada uno de los 12 parámetros que lo componen. Conocidos los valores de los parámetros de interés del modelo estadístico, Kim divide a éste en dos clases, una lineal y otro no lineal. Para el modelo lineal de Kim define el grado de daño o índice de daño, aunque rigurosamente hablando representa un índice de riesgo (porque considera la peligrosidad, -X1-), de la estructura como:

$$Y_i = \sum b_i * X_i + C \tag{3.7}$$

donde: Y_i es el índice de daño o índice de riesgo, X_i son los valores de los parámetros que definen la vulnerabilidad del puente y β_i y C son constantes.

En la tabla 3.1 se muestran los parámetros seleccionados por Kim para su modelo. Asimismo, en dicha tabla se indican los posibles valores de los parámetros del modelo lineal y la razón de contribución de cada parámetro. En el informe que describe el modelo de Kim (Ren y Gaus 1996) no se hace referencia al procedimiento de selección de los valores de las constantes de los parámetros, aunque se supone que estos valores están relacionados con ajustes estadísticos entre los resultados del modelo e informes de daños en puentes de referencia.

En el primer renglón de la tabla 3.1 se observa que el índice descrito por la ecuación 3.7 es agrupado en cinco categorías, utilizadas para describir cualitativamente la extensión del daño en la estructura. Las cinco categorías de Y_i se definen como:

Tabla 3.1 Parámetros, valores y tasas de contribución del modelo de Kim			
Variables	Clasificación	b	Razón de contribución (%)
Y Grado de daño	0; no, 1; menor, 2; moderado, 3; severo, 4; colapso de la superestructura		
X1	1; $a_{max} < 0.1G$, 2; $0.1G < a_{max} < 0.2G$, 3; $0.2G < a_{max} < 0.3G$, 4; $0.3G < a_{max}$	0.141	31.4
X2	1; después de 1981 2; 1972 – 1980 3; 1940 – 1971 4; antes de 1940	0.456	10.4
X3	1; puentes colgantes, en suspensión o de vano único 2; arcos o vigas monolíticas y pilas o armaduras 3; vigas continua y armaduras 4; vigas simplemente soportadas y armaduras – vanos múltiples o 2 o más estructuras elevadas	0.114	5.5
X4	1; recto 2; 20-45° de sesgo o 45-90° de curvatura 3; 45-60° de sesgo o 90-180° de curvatura 4; más de 60° de sesgo o más de 180° de curvatura	0.437	7.3
X5	1; ninguna 2; sí, con retensores o longitud de apoyo >12 pulgadas 3; sí, con 6 pulgadas < longitud de apoyo < 12 pulgadas 4; sí, con longitud de apoyo < 6 pulgadas	0.089	5.6
X6	1; múltiples ejes de pilas monolíticos o sólidos 2; múltiples ejes de pilas articulados 3; eje único de pila monolítica 4; eje único de pila articulada	0.029	0.4
X7	1; zapata aislada 2; cimentación dispersa 3; pilotes de cimentación 4; ejes de pilotes	-0.024	2.2
X8	1; acero 2; hormigón dúctil 3; hormigón no dúctil 4; madera, mampostería u otros materiales	0.034	0.2
X9	1; ninguna 2; alturas de 2 pilas cualesquiera difieren por más de 1.25 veces 3; alturas de pilas adyacentes cualesquiera difieren por más de 1.25 veces 4; alturas de pilas adyacentes difieren por más de 1.5 veces	0.278	3.4
X10	1,2,3, o 4 para los diferentes tipos de suelos marcados en el código de los Estados Unidos	0.188	4.4
X11	1; $LSI < 5$, 5 < $LSI < 25$, 3; $25 < LSI < 100$, 4; $100 < LSI$	0.932	20.5
X12	1; bueno, 2; malo, 3; pobre, 4; extremadamente pobre	0.511	8.7
		C=-3.84	

G= aceleración de la gravedad, a_{max} = aceleración máxima del suelo y LSI = factor que caracteriza el efecto de licuefacción del suelo de Youd y Perkins

- *Sin daño*,
- *Daño menor*. El daño producido no deteriora directamente la capacidad de apoyo del puente. Este tipo de daño incluye a la deformación de miembros secundarios en estructuras de acero, pequeños agrietamientos en elementos de hormigón reforzado o ligeros asentamientos y agrietamientos en muros de retención.
- *Daño moderado*. La acción del sismo produce deterioro directo de la capacidad de apoyo del puente. El daño producido puede ser: torsión de elementos principales en estructuras de acero, agrietamiento mayor a 1 mm en miembros de hormigón reforzado, fallo de apoyos de soporte o movimientos moderados de la subestructura. En caso de daño moderado es posible una reparación temporal o permanente.
- *Daño severo*. El daño severo puede producir el colapso de la superestructura por fallos en los elementos de la subestructura. Los tipos de fallos comprenden: desprendimiento extenso del hormigón y ruptura del refuerzo en elementos de hormigón armado, fallos importantes de los elementos de soporte (apoyos) o movimiento extenso de la subestructura, incluyendo asentamientos y desplazamientos laterales. En caso de daño severo es imposible un proceso de reparación permanente o temporal.
- *Colapso*. Colapso del puente.

Conforme a la tabla 3.1, algunos parámetros del modelo lineal son más dominantes que otros. Los parámetros más importantes, por orden decreciente, son: aceleración máxima del suelo, efecto de licuefacción, especificaciones de diseño y longitud de soporte mínima. La suma de estos factores totaliza el 71%, lo cual representa $\frac{3}{4}$ partes de la contribución total de los parámetros.

En el segundo modelo propuesto por Kim, el denominado como no lineal, se determina el índice de riesgo a través de la ecuación 3.8, en la cual Y_i es el índice de riesgo; X_i son los valores de los parámetros del modelo; X_1 es el valor del primer parámetro y b_i es una constante.

$$Y_i = X_1 * (\sum b_i * X_i) \quad (3.8)$$

De la ecuación 3.8 se concluye que el primer factor, X_1 , es considerado de gran importancia. Al igual que en el modelo lineal, para el índice del modelo no lineal son estimados rangos cualitativos de valores, definidos como:

- Se considera daño menor si el índice es menor a 1.5
- Si Y_i esta entre 1.5 (inclusive) y 2.5 el daño es moderado
- Si Y_i es mayor o igual a 2.5 la estructura presentará un daño mayor

Para validar su modelo, Kim determinó los índices de las ecuaciones 3.7 y 3.8 a 20 puentes, no considerados en la construcción de los modelos, para los cuales se disponía de los informes de daño. Los resultados de este proceso de calibración cayeron en el intervalo 76%- 81%, válido conforme al juicio del modelador. Finalmente, Kim

demostró que el modelo no lineal no conduce a predicciones del daño sustancialmente mejores que las obtenidas en el modelo lineal, por lo que la aplicación de las ecuaciones 3.7 y 3.8 es indistinta.

3.4 Método de evaluación en puentes de acero de Dicleli y Bruneau

Para identificar puentes de acero de vanos, únicos o múltiples, simplemente apoyados o puentes de vanos múltiples continuos con necesidad de refuerzo, Dicleli y Bruneau (1996, Dicleli 1996, Maldonado 1998) proponen una metodología de evaluación rápida. Dicha metodología se basa en la obtención del índice de clasificación, I_R , de cada estructura, el cual a su vez es el resultado de la interacción entre el índice de importancia, I_i , y el índice de daño total, I_d . El índice de clasificación, entre 0 y 1, señala el impacto económico y social de la estructura, representados por I_i , y las consecuencias económicas directas de su fallo. Este método se diferencia de los anteriormente comentados en este capítulo en que en la priorización de las estructuras se incluye la evaluación del índice de daño por cálculos de relaciones capacidad/demanda de los elementos más vulnerables y no por asignaciones subjetivas de caracterización de parámetros.

El procedimiento de cálculo del índice de importancia aplicado en este método es el definido por Caltrans en 1992. Este procedimiento considera subjetivamente las consecuencias del daño en el sistema de autopistas y en la comunidad local, su habilidad para proporcionar servicios de emergencia, las redes de seguridad y todas las actividades post-sismo afectadas en el área. En resumen, los puentes con fallos aceptables, que no produzcan riesgo de pérdida de vidas o sean el origen de grandes costos indirectos, tienen un índice de importancia nulo. Asimismo, el método asigna un índice de importancia máximo, de valor unitario, a las estructuras con condiciones de fallos inaceptables que requieran su reparación o demolición inmediata.

La vulnerabilidad de puentes por sí misma es reflejada por el índice de daño, el cual es función de los índices de daño en los principales elementos estructurales. Dichos índices de daño específicos son expresados como relaciones capacidad/demanda de los componentes, por lo cual denotan la posibilidad de fallo cuando su valor supera la unidad. Partiendo de la tipología de puentes de acero destacada anteriormente, Dicleli y Bruneau proponen que los índices de daño específicos considerados sean: (1) de ancho de apoyo, I_{sw} ; (2) de daño de apoyo, I_{bd} y (3) de daño de pilas, I_{cd} . El método no hace referencia a la evaluación del comportamiento de estribos, cimentaciones o suelos circundantes, aunque estos pueden ser incluidos posteriormente con la definición de otros índices. En los apartados siguientes se comentarán con detalle las expresiones utilizadas para evaluar cada uno de los índices de daño considerados en el método de Dicleli y Bruneau.

3.4.1 Índice de ancho de apoyo

Para el cálculo de este índice se distingue entre los puentes de vano único simplemente apoyados y puentes continuos y las estructuras de vanos múltiples simplemente apoyadas, por lo que el índice de ancho de apoyo en cada condición es:

1. **Puentes de vano único simplemente apoyado y puentes continuos.** Para este tipo de puentes el índice de ancho de apoyo se define para las direcciones longitudinal y transversal de la estructura. Para la dirección transversal, el índice de ancho de apoyo se expresa como:

$$I_{sw} = \frac{(u_s + 50)}{SWT} \quad (3.9)$$

donde: u_s es el desplazamiento transversal de la estructura, en mm, y SWT es el ancho de apoyo, en mm, medido en la dirección transversal entre el extremo del apoyo externo y el extremo del estribo. El desplazamiento u_s es obtenido a través de la figura 3.1, en la cual se presenta la relación entre este desplazamiento y la aceleración máxima del terreno en el sitio de interés (a_{\max} %g), versus el periodo fundamental de la estructura. Cada línea de la figura 3.1 corresponde a la relación adimensional, ψ , entre la resistencia al deslizamiento de la estructura, F_s , y el producto de su masa modal efectiva, M_{ef} , por la aceleración máxima del terreno, A_p . Para puentes de vano único simplemente apoyado y estructuras continuas, ψ se obtiene por:

$$y = \frac{8W_f m_f}{p^2 A_p} \quad (3.10)$$

en la cual: $F_s = W_f m_f$; W_f es el porcentaje de peso de la estructura que es transferido a los soportes donde existe la resistencia a fricción y m_f es el coeficiente de fricción. La figura 3.1 es válida para niveles de aceleración máxima del sitio mayores a aquella aceleración mínima que produce el deslizamiento de la estructura. Expresiones simplificadas de cálculo de la aceleración pico mínima de deslizamiento y del periodo fundamental de las tipologías de puentes estudiadas se pueden consultar en Dicleli y Bruneau (1996a y 1996b).

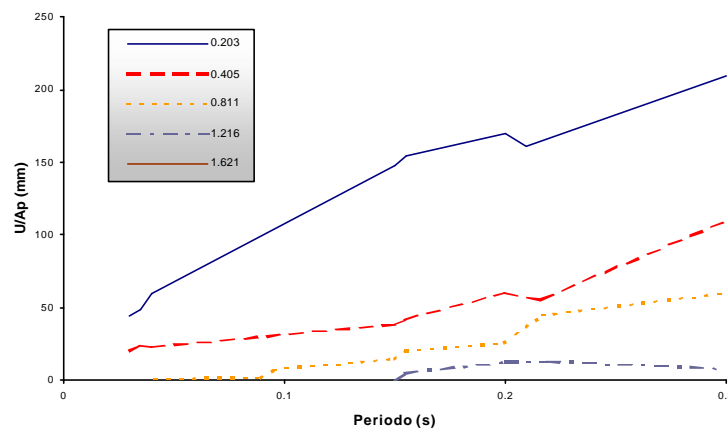


Figura 3.1 Desplazamiento por deslizamiento para la aceleración máxima del suelo (%g) en función del periodo fundamental y para diferentes valores de ψ Dicleli y Bruneau (1996).

Para la dirección longitudinal, el índice de ancho de apoyo se expresa mediante la ecuación 3.11. En ésta se observa que se restringe el valor del índice por considerar que los estribos permanecen indeformables, por lo cual, el deslizamiento del puente no puede ser mayor que el ancho de la junta de expansión.

$$I_{swL} = \frac{u_s + 50}{SWL} \leq \frac{0.84L_T + 50}{SWL} \quad (3.11)$$

para la cual: SWL es el ancho de apoyo en mm, medido en la dirección longitudinal de la línea central de los apoyos al extremo del estribo y L_T es la longitud total del puente en metros. El término $0.84 L_T$ representa al ancho de la junta de expansión, asumiendo conservadoramente un diferencial de temperatura de 70°C .

2. **Puentes de vanos múltiples simplemente apoyados.** Para estas estructuras el índice de ancho de apoyo se obtiene mediante:

$$I_{sw} = \left(\frac{SW_i}{SWL_i} \right)_{\max} \quad (3.12)$$

donde: SWL_i es el ancho del apoyo asociado al soporte con expansión restringida en el extremo, medida entre el centro del apoyo y el extremo del soporte de la junta de expansión i , y SW_i es el ancho de apoyo mínimo requerido. Diciceli y Bruneau obtienen a SW_i como el valor mínimo de las ecuaciones 3.13 y 3.14. Como se observa en la ecuación 3.14, la relación entre SW_i y SWL_i se calcula para cada junta de expansión, definiendo como índice de ancho de apoyo al máximo valor determinado.

$$SW_i = 50 + 0.84(L_T + L_i) \quad (3.13)$$

$$SW_i = 50 + 0.84L_i + \left(30 - \frac{L_{i-1} - L_i}{10} \right) h_{c_{i-1}} + \left(30 - \frac{L_i + L_{i+1}}{10} \right) h_{c_i} \quad (3.14)$$

donde: h_{c_i} es la altura de la columna i y L_i y L_{i+1} son las longitudes de los dos vanos adyacentes apoyados por una pila.

3.4.2. Índice de daño de apoyo

Al igual que con el índice de ancho de apoyo, el índice de daño de apoyo se caracteriza para puentes de vano único simplemente apoyados o puentes continuos y para estructuras de vano múltiple simplemente apoyadas. En el cálculo de este índice se considera:

1. **Puentes de vano único simplemente apoyados o puentes continuos.** En este caso el índice de daño en apoyos, I_{bd} , se define como la relación entre la demanda de la fuerza del apoyo, B_r , y la capacidad última, B_{rc} , de éste. El método considera que el fallo de los tipos de apoyo que normalmente se usan en estos puentes se origina por problemas cortantes en los pernos de anclaje en éstos, por lo que B_{rc} se define en función de las propiedades y dimensiones de estos elementos. Si otros modos de fallo son probables en apoyos se deberá modificar el índice de la ecuación 3.15 para incluirlos.

$$I_{bd} = \frac{B_r}{B_{rc}} \quad (3.15)$$

donde:

$$B_r = \sqrt{(C_1 b_{ry})^2 + (C_1 b_{rxy} + C_2 b_{rx})^2} \quad (3.16)$$

$$B_{rc} = n_{ab} A_{ab} t_y \quad (3.17)$$

para las cuales:

C_1 , C_2 son los factores que consideran la ocurrencia simultánea de la excitación sísmica en direcciones ortogonales y la incertidumbre en el movimiento del sismo. Para considerar a las excitaciones sísmicas bidireccionales, los códigos americanos asumen dos casos de carga accidental, 100% en una dirección y 30% en la otra y viceversa. La condición que produzca el mayor valor es usada para obtener el índice de daño en apoyos

b_{ry} y b_{rxy} son las fuerzas de los apoyos, transversal y longitudinal, producidas por la excitación en la dirección transversal. Expresiones simplificadas de estas variables, para los tipos de puentes considerados, pueden ser consultadas en el trabajo de Dicleli y Bruneau (1996a y 1996b)

b_{rx} es la fuerza en el apoyo en la dirección longitudinal producida por una excitación en la misma dirección

A_{ab} y n_{ab} son el área y número de pernos anclados

t_y es la resistencia a corte de los pernos

2. **Puentes de vanos múltiples simplemente apoyados.** En estas construcciones, debido a la no linealidad resultante de la colisión de componentes adyacentes de la superestructura en la dirección longitudinal, aún en la ausencia de fallo de apoyos, no se pueden obtener expresiones simples de la demanda de fuerzas en los apoyos. En su lugar, el índice de daño en apoyos se obtiene, conservadoramente, por medio de la relación 3.18. En ésta, A_{pc} es la aceleración máxima del suelo requerida para producir el fallo de las pilas fijadas al sistema de piso (ecuación 3.19) y A_{ps} es la aceleración máxima en el sitio de ubicación de la estructura.

$$I_{bd} = \frac{A_{ps}}{A_{pc}} \quad (3.18)$$

$$A_{pc} = \frac{n_c k_{cL} E J W}{b m_D g} \left(1 - \frac{P_D}{k_{cL} h_c} \right) \quad (3.19)$$

donde: k_{cL} es la rigidez en la dirección longitudinal de la pila, h_c es su altura, P_D es la fuerza axial de la pila por carga muerta, n_c es el número de pilas por eje, m_D

es la masa de la superestructura asociada a la pila de estudio, g es la aceleración de la gravedad, EWJ es el ancho de la junta de expansión y β es un coeficiente, función del periodo de cada pila.

3.4.3. Índice de daño en pilas

A partir de experiencias pasadas, Dicleli y Bruneau consideran que el fallo cortante en las pilas de los puentes de acero de estudio es muy poco probable, contrariamente a lo que se ha observado en elementos de hormigón armado. Conservadoramente, para evaluar el daño en pilas sólo se consideran los efectos de flexión biaxial, despreciando el efecto axial. Así, el índice de daño en pilas se reduce a la suma de las relaciones entre demandas de momentos sísmicos de las pilas y sus capacidades a flexión en ambas direcciones ortogonales, esto es:

$$I_{cd} = \frac{C_1 M_{Ey} + C_2 M_{Eyx}}{M_{ay}} + \frac{C_1 M_{Exy} + C_2 M_{Ex}}{M_{ax}} \quad (3.20)$$

en la cual: M_{ay} y M_{ax} son las capacidades a flexión transversal y longitudinal (considerando la carga axial por el peso de la estructura); M_{Ey} y M_{Eyx} son las demandas de momento sísmico transversal magnificadas, incluyendo efectos de segundo orden, por excitación en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. También, M_{Ex} y M_{Exy} son las demandas de momento sísmico longitudinal magnificadas por excitación sísmica en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Se tomará el mayor de los dos índices de daño para dos condiciones de carga, como en el caso de la ecuación 3.16. En el trabajo de Dicleli y Bruneau (1996b), se indican las expresiones necesarias para el cálculo de todas las demandas en momento requeridas por la expresión 3.20 para puentes continuos y para aquellos de vanos múltiples simplemente soportados.

3.4.4 Índice de daño general del puente

La definición del índice de daño general del puente se obtiene, diferenciando entre puentes simplemente soportados de vano único, puentes continuos y puentes de vanos múltiples simplemente soportados, conforme a:

1. **Puentes de vano único simplemente soportados.** Los elementos más vulnerables de estos puentes son los apoyos. Afortunadamente, el daño de éstos no siempre resulta en el fallo de las estructuras sí pueden permanecer estables mientras se produce el deslizamiento. De cualquier forma, el daño general del puente, I_d , se obtiene a partir de los dos casos siguientes:
 - Si los apoyos no están dañados ($I_{bd} < 1.0$), I_d es el menor valor de los índices de daño en apoyos, I_{bd} , y de ancho de apoyos, I_{sw} .
 - Si los apoyos están dañados ($I_{bd} > 1.0$), I_d es igual a I_{sw} .
2. **Puentes continuos.** Los componentes más vulnerables de la subestructura de estas construcciones son los apoyos y las pilas. El daño en pilas puede ser el detonador del fallo total de la estructura, en tanto que el daño de los apoyos sólo

es importante cuando se presentan deslizamientos excesivos. En casos de grandes deslizamientos, la estructura puede sufrir pérdida de soporte si no existe un ancho de apoyo adecuado, o las pilas se pueden degradar por importantes desplazamientos. Acorde a lo anterior, el índice de daño del puente se determina considerando los tres casos posibles siguientes:

- Sí $I_{bd} < 1.0$ y $I_{bd} < I_{cd}$, entonces $I_d = I_{cd}$
- Si $I_{bd} < 1.0$ e $I_{bd} > I_{cd}$, se debe investigar la consecuencia del daño en apoyos. Asumiendo que los apoyos están dañados, los índices de ancho de apoyo y de daño de pilas, I_{sw}^* e I_{cd}^* , son recalculados y el mayor de estos es seleccionado como el índice de daño general temporal, I_d^* . Posteriormente, el índice de daño definitivo se obtiene a partir de los casos siguientes:
 - a) Sí $I_d^* > I_{bd}$, entonces $I_d = I_{bd}$
 - b) Sí $I_{cd} < I_d^* < I_{bd}$, entonces $I_d = I_d^*$
 - c) Sí $I_d^* < I_{cd}$, entonces $I_d = I_{cd}$
- Si $I_{bd} > 1.0$, entonces I_d es el mayor de los valores de I_{cd} e I_{sw}

3. **Puentes de vanos múltiples simplemente soportados.** Para estas construcciones, el daño de apoyos puede crear estructuras inestables que terminen en colapso. Los responsables de los fallos de estos puentes son los anchos de apoyos inadecuados y la capacidad reducida de pilas. Por lo tanto, el índice de daño de puentes es el mayor de los tres índices definidos, índice de ancho de apoyo, índice de daño en apoyos e índice de daño en pilas.

Un procedimiento más rápido y conservador para obtener I_d en cualquier puente particular es tomar el mayor valor entre I_{cd} e I_{sw} . Este procedimiento asume que los apoyos siempre se dañaran después de sismos severos. Además, si los apoyos son incapaces de sufrir daño de una manera estable, I_d es igual al máximo valor entre todos los índices calculados, considerando que los apoyos no sufren daño.

3.4.5. Índice de clasificación sísmica

Como se comentó anteriormente, el índice de clasificación, I_R , es la herramienta empleada por Diceli y Bruneau para la toma de decisiones del futuro refuerzo de puentes. Dado que $I_R = I_i \times I_d$, los puentes con índices de clasificación mayores serán más vulnerables y tendrán mayor prioridad de refuerzo.

CAPÍTULO 4

MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES A TRAVÉS DE ANÁLISIS ESTRUCTURALES

Como es sabido, existe una amplia variedad de modelos estructurales que se emplean para evaluar el comportamiento de las diversas tipologías. Estos modelos, desde el más simple de un grado de libertad hasta los más complejos, pueden también ser utilizados como herramientas de cálculo para obtener la vulnerabilidad sísmica de las construcciones. Si este es el caso, la técnica utilizada se define como método mecánico directo (capítulo 2) y se caracteriza por datos mecánicos y sísmicos y resultados representados por las matrices de probabilidad de daño y las curvas de fragilidad.

En este capítulo se comentarán los procedimientos que, mediante análisis estructurales, estiman de la vulnerabilidad sísmica de puentes. En general, los trabajos que aquí se destacarán son función de los datos y herramientas accesibles, de la disponibilidad económica y de la calidad de los resultados a obtener. También y como se verá más adelante, los distintos métodos utilizados van desde el modelo de un grado de libertad que proporciona respuestas globales, a los modelos simplificados de varios grados de libertad que dan resultados confiables y hasta los complejos modelos de elemento finito que requieren importantes esfuerzos computacionales en tiempo y espacio.

4.1. Método del sistema equivalente de un grado de libertad

Uno de los caminos más simples para estimar el comportamiento de las estructuras es a través de su modelación como sistemas de un grado de libertad (S1GDL), considerando que éstos tienen respuestas generales equivalentes a las de las estructuras reales. Existen varias propuestas enfocadas a desarrollar sistemas simplificados

equivalentes de análisis, una de las cuales es aplicada por Miranda (1993 y 1996) para la evaluación sísmica de edificaciones. La metodología general de Miranda puede ser adaptada al estudio del comportamiento sísmico de puentes, siempre y cuando se considere que la respuesta de la estructura real se debe principalmente a su modo fundamental de vibración.

En su investigación, Miranda considera que la fragilidad de las estructuras se define comparando las demandas estructurales, en desplazamientos laterales máximos y en ductilidad, con sus capacidades correspondientes. Esta comparación entre demanda y capacidad es primordial para la determinación del daño ocasionado por acción sísmica.

En términos generales, la metodología simplificada de evaluación propuesta por Miranda y adoptada para puentes consta de los pasos siguientes:

- a) Construcción y calibración de modelos estructurales lineales o no lineales de las estructuras reales
- b) Análisis estáticos no lineales tipo “push over” para estimar las capacidades estructurales
- c) Con los resultados de los pasos previos, obtención de la ductilidad y distorsión de entrepiso globales para diferentes niveles de deformación, a través de las expresiones siguientes:

$$\mathbf{m}_G = \frac{\mathbf{d}_{r,max}}{\mathbf{d}_{r,y}} \quad (4.1)$$

$$\mathbf{g}_G = \frac{\mathbf{d}_{r,max}}{H}$$

donde: el desplazamiento máximo que sufre la estructura, $\mathbf{d}_{r,max}$, y el desplazamiento de fluencia máximo, $\mathbf{d}_{r,y}$, son utilizados para calcular la ductilidad global, \mathbf{m}_G . A su vez, la distorsión de entrepiso, \mathbf{g}_G , se obtiene mediante la altura total de la estructura, H , y el desplazamiento máximo.

- d) Elaboración de modelos equivalentes simplificados de un grado de libertad. Además de la equivalencia en características dinámicas, estos modelos deberán reproducir los resultados de los modelos lineales y no lineales, y por tanto también las respuestas de las estructuras reales.
- e) Realización de análisis no lineales en la historia del tiempo con la ayuda de modelos simplificados equivalentes y con el empleo de registros sísmicos reales o simulados. De estos análisis se desprenden las demandas en desplazamiento de entrepiso y ductilidad. En lugar de análisis no lineales se pueden usar estudios espectrales de esfuerzos inelásticos deterministas o probabilistas
- f) Caracterización de la fragilidad estructural mediante la definición del índice de daño expresado por la ecuación 4.2

$$DI = 1.0 - \exp\left(\ln(0.5)\left(\frac{g_{Gmax}}{b}\right)\right) \quad (4.2)$$

en la que: DI es el índice de daño propuesto por Miranda, el cual varía entre 0 (sin daño) y el valor máximo de 8; a y b son parámetros y g_{Gmax} es la máxima distorsión de entrepiso. Los parámetros de la ecuación anterior dependen de las relaciones entre capacidad y demanda que marcan el inicio del daño y su máximo valor.

Con la caracterización del daño ocasionado por diversos tamaños de la acción sísmica (definidos por la aceleración máxima de los registros empleados) es posible determinar matrices de probabilidad de daño o curvas de fragilidad de los sistemas equivalentes simplificados.

4.2. Propuesta de Hristovski y Ristic

En el trabajo de Hristovski y Ristic (1996) se propone una metodología de evaluación de puentes, así como un procedimiento de monitoreo y mantenimiento de este tipo de estructuras. El objetivo principal de la investigación de Hristovski y Ristic es la elaboración de listas de prioridades para la rehabilitación de puentes y el análisis y localización de posibles conductas estructurales inadecuadas, antes de la ocurrencia de los sismos. Para alcanzar este propósito, se sugirieron tres tipos de índices de evaluación, a saber: índice crítico, índice de vulnerabilidad sísmica e índice de utilidad, con los cuales se valora el comportamiento de sistemas particulares en una zona. El índice crítico evalúa la importancia de la estructura como sistema de emergencia y como línea vital de comunicación durante un fuerte sismo. El índice de vulnerabilidad caracteriza la fragilidad estructural antes del fallo por sismo, mientras que los estados tensión-deformación y ruptura bajo cargas de servicio son reflejados por el índice de utilidad estructural. Los dos últimos índices son determinados por medio de análisis estáticos o dinámicos no lineales, en tanto que el índice crítico es normalmente definido a través de evaluaciones subjetivas, con procesos similares a los descritos en los métodos del capítulo anterior.

Durante el cálculo del índice de vulnerabilidad se analiza el estado actual de las estructuras por medio de la evaluación de los parámetros que caracterizan su comportamiento. Entre muchos de los parámetros de diagnóstico que se pueden emplear se encuentran: las características reológicas de los materiales (hormigón o acero, normalmente), los efectos de interacción suelo-estructura, los perfiles geotécnicos, las características de resistencia de los materiales, los estados de tensión o las características dinámicas del sistema. Para cada estructura de estudio, Hristovski y Ristic seleccionan los parámetros de diagnóstico adecuados, basándose en los resultados obtenidos de posibles inspecciones de campo, pruebas experimentales y análisis dinámicos. En las inspecciones de campo se deben establecer todas las irregularidades y estados generales de los elementos que componen al sistema; en tanto que las pruebas experimentales no destructivas permiten obtener las propiedades de los materiales empleados. En algunos de los puentes analizados por Hristovski y Ristic se emplearon, también, pruebas de refracción estándar y métodos de dispersión sísmica para obtener diferentes propiedades, como módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y módulo cortante del suelo. Asimismo, las características dinámicas, como periodos, modos de

vibración y amortiguamientos, fueron determinadas utilizando análisis de vibración ambiental.

Todos los parámetros compilados en los estudios de campo y en las pruebas experimentales son usados para definir modelos matemáticos de análisis y, entonces, de manera iterativa, son obtenidos los parámetros restantes y el estado actual de cada estructura. Entre los análisis dinámicos a ser realizados se encuentran los análisis lineales de simulación de estados de tensión-deformación bajo condiciones de servicio y los análisis no lineales para el cálculo de la fragilidad estructural.

Un paso adicional de la propuesta de Hristovski y Ristic (1996) es el estudio de la variación de los parámetros de diagnóstico seleccionados, a través de funciones y mediciones de los gradientes de deterioración en intervalos de tiempo fijos. Si se presenta un incremento permanente de los valores de los parámetros de diagnóstico, positivo o negativo, es posible definir funciones continuas de cada uno de ellos. Por ejemplo, si el parámetro de análisis es el amortiguamiento, relacionado a la variable C , en función del tiempo $C=C(t)$, entonces su gradiente de deterioración se define como:

$$GD(t) = \frac{dC}{dt} \quad (4.3)$$

donde: $GD(t)$ es el gradiente de deterioración en un instante de tiempo y d/dt es el operador diferencial de la función $C(t)$.

Las funciones de los parámetros y su gradiente de deterioración, como el ejemplificado en la ecuación 4.3, proporcionan una herramienta adecuada de monitoreo de la estructura, cuya consecuencia inmediata es la detección de estados de degradación e incremento de la vulnerabilidad. Así, con el método propuesto por Hristovski y Ristic se obtiene la presente fragilidad de cada estructura y se abre el camino para el seguimiento futuro de su comportamiento; por lo cual este método podría ser una línea abierta en la prevención y mitigación del daño.

4.3. Estudio de Lou y Cheng

Lou y Cheng (1996) investigaron los mecanismos de daño, bajo acción sísmica tridimensional, de dos puentes de California, usando análisis no lineales en la historia del tiempo. Estos análisis incluyen modelos de masa concentrada tridimensionales (figura 4.1) y elementos tipo viga, lineales para la superestructura y tridimensionales no lineales para cada pila. Las zonas potenciales de articulaciones plásticas en pilas se concentran en los extremos de los tres elementos en que se dividieron a éstas. Es común en muchos análisis de puentes considerar que el comportamiento no lineal se concentra en los elementos de la subestructura, debido a que el sistema de piso normalmente se diseña con gran resistencia. En los análisis propuestos por Lou y Cheng, se desprecia el efecto de interacción suelo-estructura, debido a la escasez de la información necesaria para formarse un juicio sobre el tema.

La evaluación de la vulnerabilidad de puentes propuesta por Lou y Cheng, esta principalmente asociada al comportamiento de las pilas del puente, uno de los elementos en los que se han reportado mayores daños por sismo en los últimos años. La capacidad cortante de estos elementos se determinó conforme a los preceptos marcados en el código de diseño del ACI, considerando que la conducta de las pilas se caracteriza por la localización y ocurrencia de articulaciones plásticas. La investigación de Lou y Cheng concluye que la localización de articulaciones plásticas y la definición de los

posibles mecanismos de fallo dan una descripción satisfactoria del daño en puentes, por lo que no estiman su vulnerabilidad sísmica como tal.

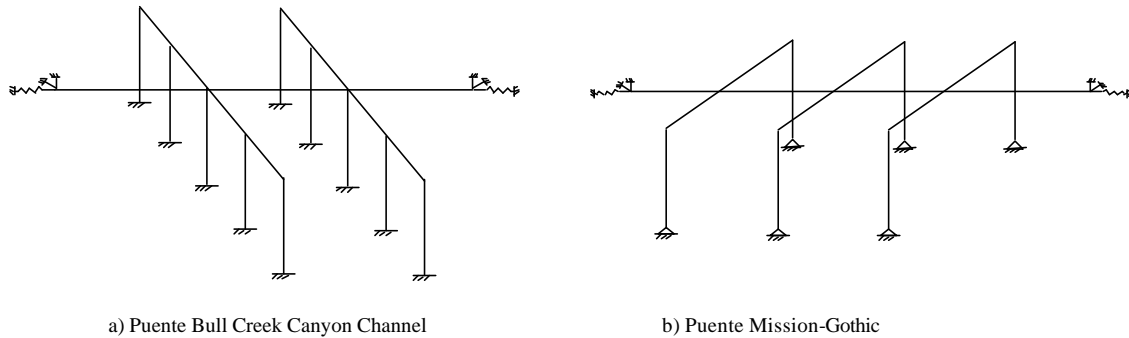


Figura 4.1 Modelos estructurales empleados por Lou y Cheng para la estimación del daño en dos puentes de California.

4.4. Estimación de la capacidad sísmica de pilas de puentes

Para evaluar las diferentes técnicas de refuerzo de puentes de hormigón armado con vanos múltiples y con capacidad sísmica reducida, Ciampoli (1994) analiza el comportamiento no lineal de las estructuras. La comparación de las curvas de fragilidad de las construcciones existentes y de aquellas con la adición de algún tipo de refuerzo es básica en los futuros procesos de decisión de su renovación.

La metodología propuesta por Ciampoli considera que las pilas son los únicos elementos susceptibles de sufrir daño y asume que el fallo de una sola pila determina el fallo de todo el sistema. La obtención del daño que caracteriza la vulnerabilidad de las pilas de puentes se desprende de los resultados de simulaciones de Monte Carlo, en las cuales Ciampoli considera:

- Modelos estructurales con dos tipos de sistemas de piso de hormigón armado, simplemente reforzado y continuo
- Modelos con tres diferentes alturas de pilas, con valores comprendidos entre los 10 y 40 metros
- Modelos con elementos pila y de aislamiento no lineales y elementos lineales que representan, en rigidez, el comportamiento del suelo circundante a la cimentación
- Análisis no lineales en la historia del tiempo, cuya excitación sísmica de entrada está definida por una aceleración máxima del suelo comprendida entre 0.1g y 0.45 g, con una duración máxima de 27 segundos. En total estos análisis emplearon tres acelerogramas artificiales
- Evaluación del daño mediante el índice de daño de Park y Ang, el cual representa la suma ponderada de las relaciones entre ductilidad máxima en las zonas de articulaciones plásticas y la energía disipada. El índice de Park y Ang se expresa como:

$$\Delta = \frac{q_{max}}{q_u} + I \frac{\int M dq}{M_y q_u} \quad (4.4)$$

donde: q_{max} es la curvatura máxima, q_u es la curvatura última, M es el momento de la sección, M_y es el momento de fluencia y I es el parámetro empírico del índice, cuyo valor medio puede ser calibrado en función del grado de confinamiento del corazón de hormigón de la pila.

- Parámetros estructurales aleatorios, con distribución de probabilidad normal, caracterizada por la media y el coeficiente de variación de éstos. En particular se asumieron como variables aleatorias a: (1) la rigidez rotacional y traslacional de los resortes que simulan al suelo; (2) la rigidez a flexión elástica de pilas; (3) la longitud de la zona de articulación plástica de pilas; (4) el momento de fluencia y la curvatura última de articulaciones plásticas; (5) el parámetro empírico del índice de daño (ecuación 4.4); y (6) la rigidez elástica y el desplazamiento de fluencia de los mecanismos de aislamiento.
- Dos diferentes técnicas de refuerzo, la primera con el objetivo de incrementar la capacidad a flexión y resistencia cortante de pilas y la segunda para buscar modificar la respuesta global del sistema. La primera técnica de refuerzo consiste en el empleo de encamisados de acero de pilas e incremento del acero de refuerzo, planteándose dos casos posibles. Por su parte, la segunda técnica utiliza la inclusión de mecanismos de aislamiento sísmico en lugar de los apoyos existentes. Cuando se utilizaron mecanismos de aislamiento se asumieron seis casos posibles, considerando en el diseño de los elementos a:
 1. La fuerza horizontal que aplicada al extremo superior de pilas genera un momento de flexión igual al momento de fluencia de la sección transversal
 2. La suma de las fuerzas de frenado, de las fuerzas de reacción por fricción en aisladores y de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes a 0.1g

A grandes rasgos, Ciampoli calcula la vulnerabilidad de las pilas mediante el análisis estadístico del daño ocasionado en los diversos modelos estructurales formados. Cuando el índice de daño $\Delta=1.0$ (el máximo valor), se presume el colapso de la pila de análisis, y por tanto el colapso de la estructura completa. Si, por otra parte, se determina que $\Delta = 0.4$, el puente tendría un alto grado de daño que compromete su uso, requiriéndose trabajo de reparación extenso. Los valores límites de los estados de daño definidos por el índice de la ecuación 4.4 son el resultado de estadísticas de pruebas de laboratorio en columnas típicas de edificaciones.

Si se considera que el fallo en una pila es independiente del fallo en las restantes pilas del puente, la probabilidad de fallo de toda la estructura se evalúa mediante:

$$P_f = 1 - \prod_{i=1,n} (1 - P_{fi}) \quad (4.5)$$

donde: P_f es la probabilidad de fallo de la estructura, P_{fi} es la probabilidad de fallo de la i -ésima pila del sistema y n es el número de pilas que lo componen.

Como ejemplo de los resultados obtenidos, en la figura 4.2 se muestran las curvas de fragilidad, aceleración normalizada de la gravedad versus la probabilidad de fallo, correspondientes a los modelos original y reforzado. En este caso, el modelo original es la variante de los modelos con vigas simplemente soportadas y alturas de pilas de 10, 20 y 30 metros. Las letras O, I, a, b, c, d y f, en esta figura, representan a la estructura original (O), la estructura reforzada con encamisado de acero (I) y los diferentes tipos de mecanismos de aislamiento. Como se puede observar en la figura 4.2, la incorporación del encamisado de acero no modifica sustancialmente las probabilidades de fallo de la estructura original; mientras que el uso de aisladores puede mejorar de manera importante el comportamiento estructural, reduciendo dichas probabilidades.

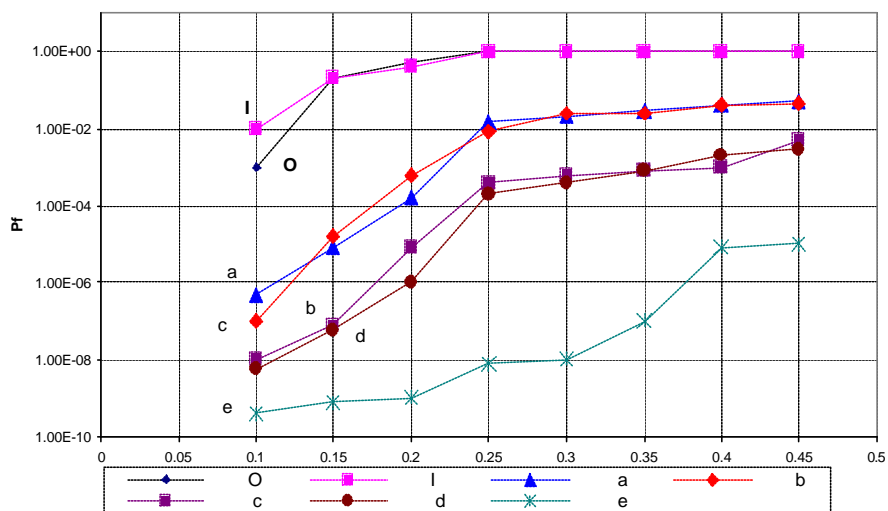


Figura 4.2 Probabilidad de fallo. Vigas simplemente soportadas y pilas de 10, 20 y 30 metros. Excitación longitudinal del suelo.

4.5. Cuantificación de coeficientes de conducta de puentes curvos de hormigón reforzado

En su trabajo Vaz y Bairrao (Vaz y Bairrao 1996 y Vaz 1994) comentan la metodología por ellos utilizada para estimar los coeficientes de conducta adoptados en el diseño portugués de puentes de hormigón armado. Estos coeficientes de conducta son utilizados normalmente para corregir efectos de comportamientos no lineales que no son considerados en los diseños elásticos. En general, los valores máximos de los coeficientes de conducta son prescritos por los códigos, después de un proceso de calibración de estructuras, no siempre reales, regulares y simétricas. Así, Vaz y Bairrao proponen un método más confiable de definición de los coeficientes de conducta en estructuras complejas, utilizando el concepto de probabilidad de fallo del sistema (funciones de vulnerabilidad) como herramienta fundamental.

El procedimiento de Vaz y Bairrao se basa en la teoría de la confiabilidad de estructuras, mediante la cual se estiman a las fuerzas S que actúan en la estructura y la resistencia R que ésta tiene. La intensidad de las fuerzas se mide por medio de la variable real X , la cual indica el fallo cuando su valor alcanza el valor de la resistencia R . Asumiendo que S y R son variables aleatorias independientes, es posible calcular la probabilidad de fallo como:

$$P_f = \iint_{\Omega} f_S(x) f_R(x) dS dR = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (4.6)$$

o, de forma equivalente,

$$P_f = \int_0^{\infty} (1 - F_S(x)) f_R(x) dx \quad (4.7)$$

donde: $f_S(x)$ y $f_R(x)$ son las funciones de distribución de probabilidad de fuerzas y resistencias, respectivamente, y $F_S(x)$ y $F_R(x)$ son sus funciones de distribución acumulativas.

En este contexto, la caracterización de las probabilidades de fallo de las variables S y R es desconocida. Sin embargo, la probabilidad de fallo de toda la estructura se puede basar, como en los trabajos anteriores, en la probabilidad de fallo de sus elementos o en los valores de los parámetros de diagnóstico.

4.5.1. Funciones de vulnerabilidad

Para la estimación de las funciones de vulnerabilidad de puentes, Vaz y Bairrao asumieron que el fallo de la estructura depende del fallo de sus elementos, obtenido a través de los pasos siguientes:

1. Definición de las variables de control o diagnóstico, como las variables que describen los efectos sísmicos en estructuras. La selección del tipo y número de variables de control depende de los mecanismos definidos para la estimación del fallo en pilas
2. Cálculo de las variables de control por medio de análisis lineales, considerando los valores característicos de la acción sísmica
3. Diseño de la estructura, usando los resultados de los análisis lineales corregidos con los coeficientes de conducta a ser estimados
4. Evaluación de las funciones de vulnerabilidad, definidas como funciones no lineales que relacionan los valores de los parámetros que describen a la carga (h) con los valores de las variables de control (c), esto es, las relaciones entre tamaño del movimiento sísmico y daño. Este paso es el más difícil del proceso, debido a que se requiere un gran esfuerzo computacional en los análisis no lineales. Vaz y Bairrao estiman estas funciones de vulnerabilidad en las secciones críticas de los elementos estructurales

El método descrito en los pasos anteriores realiza simulaciones de Monte Carlo con análisis no lineales para cada nivel de aceleración sísmica considerada. Los valores de las funciones de vulnerabilidad se estiman, para cada nivel de movimiento sísmico, como los valores medios de los valores máximos de las variables de control, obtenidos para varios acelerogramas de entrada.

El trasladar los resultados numéricos de los análisis no lineales a funciones simples que indiquen la resistencia global de la estructura es un proceso muy difícil, para

lograrlo Vaz y Bairrao evaluaron el cuarto paso anterior a través de los siguientes puntos:

- Asignación de distribuciones de probabilidad a las variables de control de las secciones críticas. Normalmente, se acepta la adopción de la distribución lognormal, representada por la ecuación 4.8

$$P(\mathbf{e}) = \frac{1}{\sqrt{2\mathbf{pde}}} \exp\left\{-\frac{\ln^2(\mathbf{e} / \mathbf{b})}{2\mathbf{d}^2}\right\} \quad (4.8)$$

en la cual: \mathbf{b} y \mathbf{d} son los parámetros de la distribución, esto es, la media y el coeficiente de variación

- Para un tamaño de sismo dado (parámetro h) es calculada, para cada sección crítica, la probabilidad local de fallo P_{ih} . Este fallo es evaluado tomando la ordenada de la función cumulativa correspondiente a la función de densidad de la ecuación 4.8. La probabilidad global de fallo (P_{fh}), se evalúa considerando independencia en el comportamiento de cada sección crítica, esto es:

$$P_{fh} = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{ih}) \quad (4.9)$$

donde: P_{ih} representa la probabilidad local de fallo de cada sección crítica y para el valor actual del parámetro h y n es el número de secciones críticas

- El procedimiento puede ser ampliado a estructuras compuestas de más de un material. En este caso, la probabilidad P_{fh} se estimará para todos los materiales y se podrá calcular una probabilidad generalizada de fallo P_{gh} , tomando en cuenta el comportamiento independiente de varias secciones críticas y varios materiales. Entonces, la probabilidad generalizada de fallo es:

$$P_{gh} = 1 - \prod_{m=1}^{nm} (1 - P_{fh})_m \quad (4.10)$$

en la cual: nm es el número de materiales considerados

- Repitiendo el procedimiento para todos los valores del parámetro h , se obtienen: (1) la función de vulnerabilidad generalizada y (2) la función de distribución acumulativa correspondiente, F_c . La probabilidad de fallo se determina mediante:

$$P_f = \int_0^{\infty} f_h(h) F_c(V(h)) dh \quad (4.11)$$

donde: $f_h(h)$ es la función de distribución de probabilidad del movimiento del suelo (la peligrosidad) y $F_c(V(h))$ es la distribución acumulativa de probabilidad de la resistencia estructural

4.5.2. Ejemplo de aplicación

Para aplicar el procedimiento de obtención de la vulnerabilidad de puentes, Vaz y Bairrao propusieron modelos regulares, con tres y cinco pilas de sección transversal circular hueca y alturas entre los 14 y 28 metros. En estos modelos se consideraron variaciones del radio de curvatura del sistema de piso, con valores de 250 m, 500 m e infinito, puente recto.

Considerando todas las hipótesis de análisis y la variación de los coeficientes de conducta, se diseñaron y analizaron un total de 36 diferentes estructuras. En estos análisis se asumió: (1) el procedimiento de diseño elástico del Código Portugués para Estructuras de Hormigón Reforzado o Pretensado, (2) una aceleración máxima del terreno de 150 cm/s^2 , (3) un valor uniforme del amortiguamiento modal de $\zeta=5\%$, (4) dos coeficientes de conducta de 1.5 y 3, (5) un coeficiente de seguridad $\gamma_E=1.0$, y (6) un arreglo similar del refuerzo longitudinal y transversal de las secciones críticas, para todos los elementos.

Después de la evaluación de las características dinámicas de los puentes, las estructuras fueron idealizadas por modelos espaciales con elementos vigas de seis grados de libertad por nodo. Estos elementos vigas se consideraron elásticos, con asignación de masa distribuida. Los mecanismos de disipación de energía se constituyeron por articulaciones histeréticas en el extremo inferior de pilas, representadas por elementos viga finitos, no lineales y con longitud de 1.5 metros.

Normalmente, cualquiera de las cantidades que describen la respuesta de la estructura puede ser empleada como variable de control. En el caso particular del trabajo de Vaz y Bairrao, los valores máximos de las deformaciones en cada sección crítica del puente fueron asignados como variables de control, principalmente debido a las características intuitivas de estas cantidades. Por lo tanto, los únicos resultados retenidos de los análisis no lineales fueron la deformación a compresión máxima en el hormigón y la deformación a tracción máxima del acero de refuerzo en cada sección crítica, tomando en cuenta que sólo estos dos materiales definen las condiciones de fallo local.

Los sismos fueron representados por las funciones de distribución de probabilidad de la aceleración máxima del suelo, representada por la distribución extrema tipo I. Considerando un periodo de retorno de referencia de 50 años, la probabilidad de ocurrencia de un sismo se expreso como:

$$p = \exp\left\{-\exp\left[-15.92(a_g - 0.1733)\right]\right\} \quad (4.12)$$

La peligrosidad representada por esta distribución corresponde a zonas con sismicidad media a alta. En los análisis no lineales se utilizaron 15 valores de la aceleración máxima del suelo, los cuales, en cm/s^2 , son: 50, 100, 200, 300, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 800, 900 y 1000. Además, para el cálculo de la probabilidad de fallo local, los valores de los parámetros de la distribución lognormal de las variables de control fueron $\beta=0.01$ y $\delta=0.12$ para el hormigón y $\beta=0.01$ y $\delta=0.12$ para el acero de refuerzo.

La probabilidad de fallo de los puentes estudiados por Vaz y Bairrao se presenta en la figura 4.3 para un periodo de retorno de 50 años. En esta figura se puede observar que el efecto de la curvatura del sistema de piso es más remarcable en los puentes de 300 metros de longitud, indicando posiblemente que, para una curvatura dada, la vulnerabilidad se incrementa con la longitud del puente. También, en esta figura se muestra que las estructuras con bajas frecuencias transversales son más vulnerables.

Finalmente, en algunos casos la curvatura del sistema de piso parece tener poca influencia en la probabilidad de fallo, la máxima diferencia en las estructuras analizadas esta cerca de un orden de magnitud, entre los puentes con radios de curvatura de $R=250$ y $R=\infty$.

Para puentes rectos, las curvas de fragilidad despendidas de las probabilidades de fallo son graficadas, versus las frecuencias fundamentales transversales, en la figura 4.4 para los dos valores de los coeficientes de comportamiento. En esta figura se observa que la vulnerabilidad estructural se incrementa cuando las frecuencias naturales en la dirección transversal decrecen.

Vaz y Bairrao concluyen que son necesarias mayores investigaciones que incluyan tipologías estructurales más complejas, comportamientos reales del sistema de piso, apoyos que soporten cargas verticales, mayores valores de la aceleración máxima del suelo, mejora de los modelos numéricos (aunque conduzcan al incremento de los costos informáticos) y el estudio de estructuras sometidas a acción simultánea de todas las componentes sísmicas.

4.6 Obtención de curvas de fragilidad de puentes, nueva formulación de pilas como elementos finitos 3D con posibilidad de daño

El procedimiento de cálculo de las curvas de fragilidad adoptadas por Mullen y Cakmak (1997) se basa en la obtención, mediante experimentos numéricos, de las relaciones entre daño e intensidad sísmica. La naturaleza aleatoria de tales relaciones se estima mediante un número finito de variaciones del sistema estructural y de la entrada sísmica. El daño es definido por medio de los resultados de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, los cuales emplean modelos estructurales con una nueva formulación 3D de la degradación de las pilas.

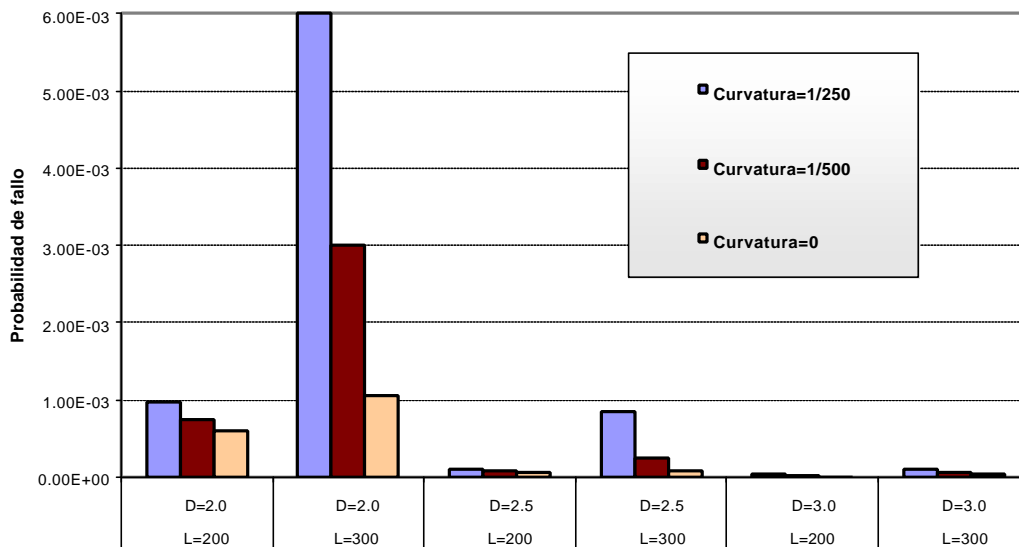


Figura 4.3. Probabilidad de fallo de los puentes calculados por Vaz y Bairrao. Coeficiente de conducta de 1.5. D= diámetro de pilas, L= longitud de pilas.

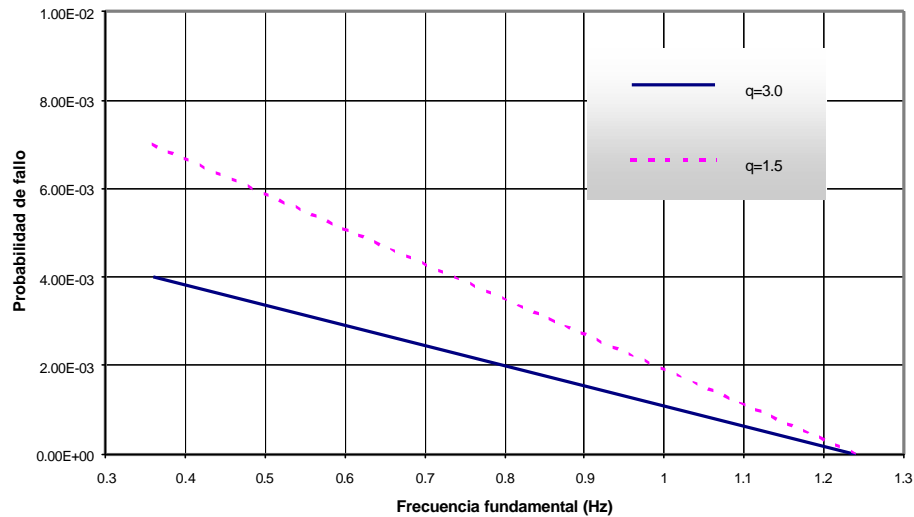


Figura 4.4. Curvas de fragilidad de puentes rectos.

En las secciones próximas se describirá el procedimiento desarrollado por Mullen y Cakmak para obtener la fragilidad de puentes, destacando los principales aspectos del elemento con posibilidad de daño 3D de pilas y las hipótesis de análisis. Para una información más detallada sobre la formulación del modelo de pila 3D con posibilidad de daño, consultar el informe de Mullen y Cakmak.

4.6.1. Hipótesis de análisis

- a) *Elemento 3D con posibilidad de daño.* Uno de los aspectos más importantes, inherentes a la evaluación de la vulnerabilidad de puentes, es la predicción del daño por acción sísmica, principalmente para los elementos pilas. Los procedimientos de diseño y análisis comunes para puentes de autopista han ignorado la naturaleza tridimensional de la respuesta y sus efectos en la estimación del daño, normalmente por la complejidad que éstos introducen al problema. Desdichadamente, las aproximaciones bidimensionales no siempre reproducen el comportamiento real y análisis más detallados son requeridos. Atendiendo a este aspecto, Mullen y Cakmak desarrollaron una aproximación tridimensional para determinar el daño de pilas de hormigón armado de puentes de autopista, sometidas a estados de flexión pura. La formulación propuesta es consistente con los principios básicos de la mecánica de los medios continuos, ofreciendo una aproximación de modelación de pilas de hormigón armado por fibras.

La formulación de Mullen y Cakmak se basa en la creación de un nuevo elemento, el cual considera agrietamiento a tracción del hormigón, ablandamiento y desprendimiento del hormigón y la plasticidad del refuerzo longitudinal después de la deformación de fractura. Además, el modelo incluye los efectos de confinamiento del refuerzo transversal en la resistencia y ductilidad del hormigón. El modelo propuesto también incorpora las leyes constitutivas de los materiales, donde se desprecia el acoplamiento entre tensiones normales y cortantes y las componentes de deformaciones. Con este modelo, se puede definir una relación simple unidimensional tensión-deformación (siguiendo leyes intuitivas de agrietamiento y plasticidad) e incluir comportamientos a grandes deformaciones.

El elemento formulado considera el daño a través de la variación de la rigidez secante de un elemento de dos nodos. Este elemento se basa en las suposiciones sin alabeo de Bernoulli-Euler para la cinemática de las secciones transversales, durante deformaciones de flexión axial y biaxial combinadas. La rigidez de este elemento, en función de sistemas de referencia locales, se integra por medio de una aproximación de fibras; considerando áreas de secciones discretas con características constantes. Para el proceso de cálculo de la rigidez del elemento, sobre cada una de estas áreas se evalúa la variación en los ejes principales (traslación y rotación) de la sección transversal.

- b) *Leyes constitutivas.* La rigidez tangente del elemento se deriva de la implementación de leyes constitutivas de los materiales que componen a cada punto del elemento. Mullen y Cakmak seleccionaron dos relaciones tensión-deformación para el hormigón (confinado y no confinado) y una para las fibras de acero, las cuales se observan en la figura 4.5. Los valores de las variables k de estas leyes constitutivas son considerados parámetros libres que se definen a través de la deformación a fluencia para hormigones confinados y no confinados. Se usaron un total de cinco puntos, a igual incremento de deformación, para expresar las curvas de las secciones de hormigón (figura 4.5-a), tres de ellos caracterizados para la rama descendente a compresión. Los cinco puntos de la figura 4.5-a se definen como:

- $(\mathbf{e}_u^t, \mathbf{s}_0^t)$
- $(\mathbf{e}_0, \mathbf{s}_0)$ para hormigón no confinado y $(\mathbf{e}_0, k_1 \cdot \mathbf{s}_0)$ para el confinado
- $(3 \cdot \mathbf{e}_0, k_2 \cdot \mathbf{s}_0)$
- $(\mathbf{e}_{0.2 \cdot \mathbf{s}_0}, 0.2 \cdot \mathbf{s}_0)$
- $(\mathbf{e}_u, 0)$

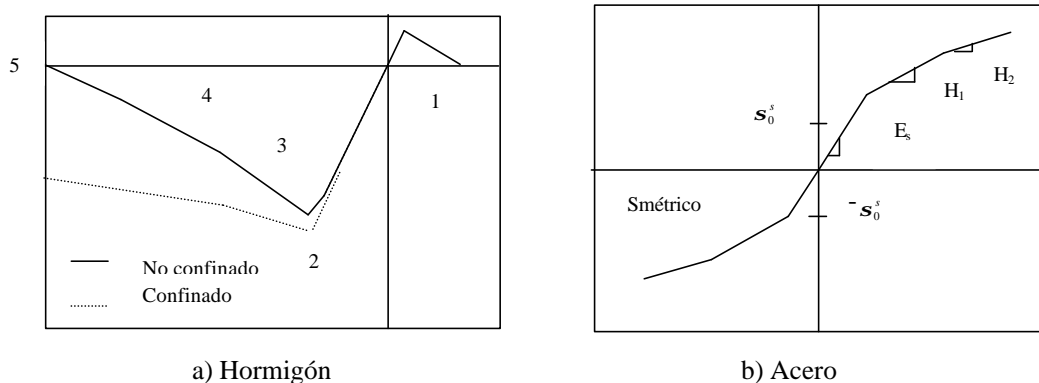


Figura 4.5. Leyes constitutivas.

Para las secciones de acero se empleó una curva trilineal, cuyos puntos clave se definen por los tres pares de valores de la figura 4.5-b. El primer punto se determina a través de curvas monotónicas típicas y los dos restantes se fijaron buscando una mejor representación del comportamiento del material.

4.6.2. Curvas de fragilidad

Mullen y Cakmak (1997) representaron el daño estructural a través de un índice de daño que es función de la máxima distorsión de entrepiso, debido a que ésta ha mostrado ser uno de los parámetros más confiables en la estimación del daño en edificaciones. La máxima distorsión de entrepiso se define como el desplazamiento relativo máximo de los extremos de pilas, normalizado con respecto a la altura de las edificaciones. Para el caso de puentes, se considera una estructura de un solo piso. Si Δ es el desplazamiento extremo de pilas, el índice de distorsión máxima se define como:

$$\mathbf{d} = \mathbf{d}_{\Delta} = \Delta_M / L \quad (4.13)$$

donde: $\Delta_M = \text{Max}\{\Delta(t)\}$, $t \in \{0, \tau\}$, τ es la duración de la acción externa y L es la longitud de la pila más alta.

Por otra parte, las variables aleatorias consideradas en el cálculo de la fragilidad estructural son (ver figura 4.5):

- E_c = módulo de elasticidad del hormigón
- E_s = módulo de elasticidad de la curva trilineal del acero
- \mathbf{s}_0^c = tensión a compresión no dañada del hormigón no confinado
- k_1, k_2 , = parámetros libres de las leyes constitutivas del hormigón
- $e^{cc}(0.2\mathbf{s}_0)e^{cc}$ = deformación a compresión no dañada de hormigón no confinado

La selección de las variables anteriores se basa en la confiabilidad de la predicción que éstas hacen de la respuesta de pilas de puentes, incluyendo la rigidez de hormigón y acero, la resistencia máxima de hormigones y la resistencia y rigidez post fluencia de hormigones confinados. Por conveniencia, todas las variables se consideraron no correlacionadas. Las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias E_c, E_s, \mathbf{s}_0^c se asumieron normalmente distribuidas y positivas, con una media obtenida de procesos de calibración de modelos de pilas y un coeficiente de variación de 0.1. Las variables restantes, k_1, k_2 , y $e^{cc}(0.2\mathbf{s}_0)$, se consideraron uniformemente distribuidas con rango de valores prescritos.

Los resultados del índice de daño se agruparon en estados de daño. Para cada uno de estos estados límite i , el valor de la fragilidad, P_f^{ij} , se define como la probabilidad condicional de exceder el estado de daño, δ^i , dada una aceleración máxima del suelo, I^j , como se expresa en 4.14.

$$P_f^{ij} = P\left[\mathbf{d} \geq \mathbf{d}^i / I = I^j\right] = 1 - F^j(\mathbf{d}^i) \quad (4.14)$$

donde: F^j es la función de distribución acumulativa de δ^i a una tamaño del sismo j .

La clasificación de los valores extremos de los estados de daño, propuesta por Mullen y Cakmak y sustentada en el comportamiento de los materiales, se indica en la tabla 4.1. El valor del daño severo de $\mathbf{d}_{\Delta} = 0.016$ esta próximo a una distorsión de entrepiso de 0.02, la cual es considerada como un límite de daño severo en edificaciones.

Tabla 4.1 Clasificación de los estados límite de daño			
No.	d_D(%)	Clasificación	Conducta del material dañado
1	0.4	Ligero	Degradación moderada del hormigón no confinado
2	0.8	Menor	Degradación moderada del hormigón confinado
3	1.2	Moderado	Degradación severa del hormigón confinado
4	≥ 1.6	Severo	Trituración del hormigón confinado, fractura del acero de refuerzo

4.6.3. - Ejemplo

La formulación discutida en apartados anteriores se utiliza para modelar la pila de un puente simple, para la cual es evaluado el daño por acción sísmica. El puente modelado es el cruce a desnivel del camino de Meloland, localizado en El Centro, California. Este puente se escogió porque tenía:

- Una forma de las más simples y comunes en los Estados Unidos
- Arreglos instrumentales capaces de capturar modos de vibración fundamentales
- Un grupo disponible de registros de la respuesta de la estructura ante sismos moderados ($M=6.4$) de localización próxima
- Un pila única (localización del daño)
- Un sistema de piso continuo
- Conexiones integrales entre pilas y cubierta y entre cubierta y estribos, eliminando localizaciones alternativas del daño
- Un informe considerable de respuestas pasadas de la estructura

El puente MRO es de hormigón armado, con dos vanos continuos y una sola pila en mitad del sistema de piso. Los elementos de la superestructura son vigas cajón de tres celdas, con conexión integral al extremo superior de la pila sólida y a los extremos de los muros de hormigón armado de los estribos.

Antes de la ocurrencia del sismo del Valle Imperial (1979), se colocó en el puente un arreglo de acelerogramas de movimiento intenso. En este arreglo se incluyeron aparatos que capturarán la naturaleza tridimensional de la respuesta del puente y la influencia del efecto de interacción suelo-estructura. Los registros más intensos capturados por este arreglo son precisamente los movimientos producidos por el sismo del Valle Imperial, cuya componente transversal indica que los grandes ciclos de la excitación contribuyen al daño de la pila.

El puente MRO se modeló usando elementos finitos y la formulación de elemento pila con daño. El modelo de elemento finito incluye elementos viga lineales, homogéneas e isotrópicas y modelos de fibra de pilas con detallado del refuerzo en espiral y las condiciones de confinamiento que este proporciona. El efecto del suelo circundante en estribos y cimentaciones de pilas se estima por medio de elementos masa y rigidez. Las dimensiones y propiedades de los elementos del puente, obtenidas con procedimientos de identificación de sistemas, se muestra en la tabla 4.2.

La aleatoriedad de la acción sísmica se involucra mediante un modelo univariable no estacionario, con una amplitud de la función de modulación representada por un modelo ARMA, dada una amplitud y frecuencia. Las funciones de modulación de los registros artificiales se basaron en análisis directos de los acelerogramas capturados en el puente durante el sismo del Valle Imperial, específicamente la componente

transversal del movimiento. Con el procedimiento anterior se generaron un grupo de 30 realizaciones, las cuales fueron aplicadas al modelo del puente. Primero se utilizaron 10 de los registros, luego se emplearon 10 más uniformemente escalados por un factor de dos y, los últimos 10 registros se escalaron por un factor de 3.

A partir de los modelos estructurales, considerando las variables aleatorias con los parámetros de la distribución de la tabla 4.3, se determinó el índice de daño por acción sísmica. Se realizaron dos tipos de simulaciones, la primera incluyó muestreo aleatorio de las variables del modelo de fibra para un registro en el sitio del puente con tres diferentes aceleraciones máximas del suelo. El otro caso consideró que la estructura estaba sujeta a movimiento aleatorio de envolventes escaladas de la desviación estándar. Los resultados obtenidos muestran una pequeña correlación entre daño y las variables de los modelos de fibra, y gran correlación entre daño y tamaño de la excitación.

Tabla 4.2 Dimensiones y propiedades de la pila del puente							
Variable	Valor	Variable	Valor	Variable	Valor	Variable	Valor
Sección							
Longitud	6.36	Diámetro	1.52	-	-	-	-
Hormigón							
ν	0.17	f'_c	35.9 Mpa	k_c^c	0.3	K^{cc}_c	0.5
E_c	28.3 MPa	K_I	1.1	$\epsilon^c(.2 \cdot \sigma_0)$	0.02	$\epsilon^{cc}(.2 \cdot \sigma_0)$	0.06
ϵ^c_u	0.03	ϵ^{cc}_u	0.15	ϵ^t_o	0.0001	ϵ^t_u	0.002
Acero							
ν_s	0.33	f_y	312	E_s	189	H_1	2.76
H_2	1.38	ϵ^s_1	0.0019	ϵ^s_2	0.056	-	-
<p>Hormigón: ν= coeficiente de Poisson; E_c=módulo elástico; f'_c=esfuerzo a compresión simple; k_I=primer parámetro; k_2^c, k_2^{cc} =segundo parámetro del hormigón confinado y no confinado; $\epsilon^c(.2 \cdot \sigma_0)$ y $\epsilon^{cc}(.2 \cdot \sigma_0)$=deformación para un esfuerzo de $(.2 \cdot \sigma_0)$ para hormigón confinado y no confinado; ϵ^c_u y ϵ^{cc}_u= deformación ultima para el hormigón no confinado y confinado; ϵ^t_o=deformación no dañada en tensión; y ϵ^t_u=deformación última en tensión.</p> <p>Acero: ν_s=coeficiente de Poisson; f_y= esfuerzo de fluencia; E_s=módulo elástico; H_1=módulo del ciclo de endurecimiento; H_2=módulo del tercer ciclo; ϵ_1^s=deformación a la primera fluencia; ϵ_2^s=deformación del punto que define el tercer ciclo.</p>							

A partir de los resultados de los análisis aleatorios, Mullen y Cakmak realizaron regresiones lineales de mínimos cuadrados, de las cuales se determinaron relaciones como las de la ecuación 4.15, entre la distorsión de daño y el tamaño del sismo.

$$m_d = A + B(m_I) \tag{4.15}$$

donde: m_d es el valor medio del índice de daño, m_I es el valor medio del tamaño del sismo, y A y B son los parámetros de la correlación.

La figura 4.6 muestra gráficamente una de las curvas de fragilidad predichas mediante la ecuación 4.15. Como se observa en esta figura, por ejemplo, para obtener $P_f^{ij} = 0.5$, son necesarias aceleraciones máximas del suelo de 0.4, 0.55, 0.7, y 1.0g para producir estados límites de daño ligero, menor, moderado y severo, respectivamente.

Tabla 4.3 Parámetros aleatorios del modelo de fibra			
Parámetros	Unidades	Parámetro 1	Parámetro 2
<i>Variables normales</i>		<i>Media</i>	<i>Desv. Estándar</i>
E_c	Mpa	28338	2833.8
E_s	Mpa	189190	18919.
s_0^c	Mpa	35.854	3.5854
<i>Variables uniformes</i>		<i>Límite inferior</i>	<i>Límite superior</i>
k_1	-	1.1	1.5
K_2	-	0.75	0.98
$e^{cc}(0.2 \cdot s_0)$	-	0.04	0.1

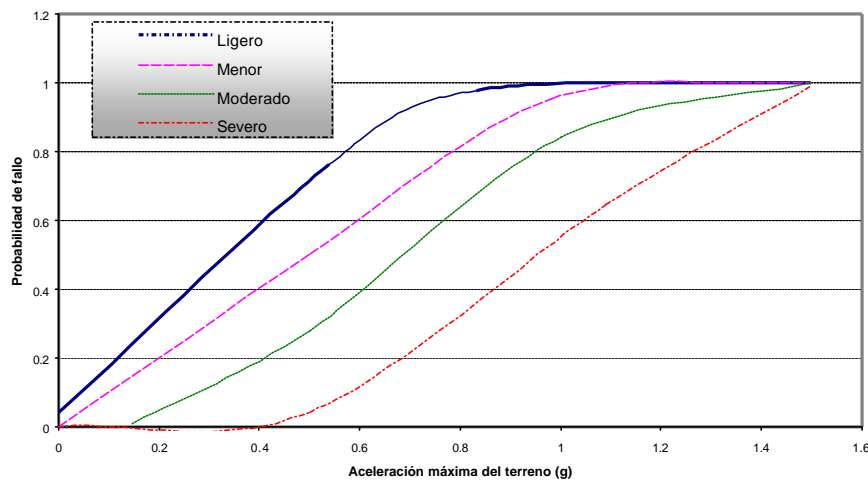


Figura 4.6. Curva de fragilidad del puente MRO. Longitud de vano de 50 pies.

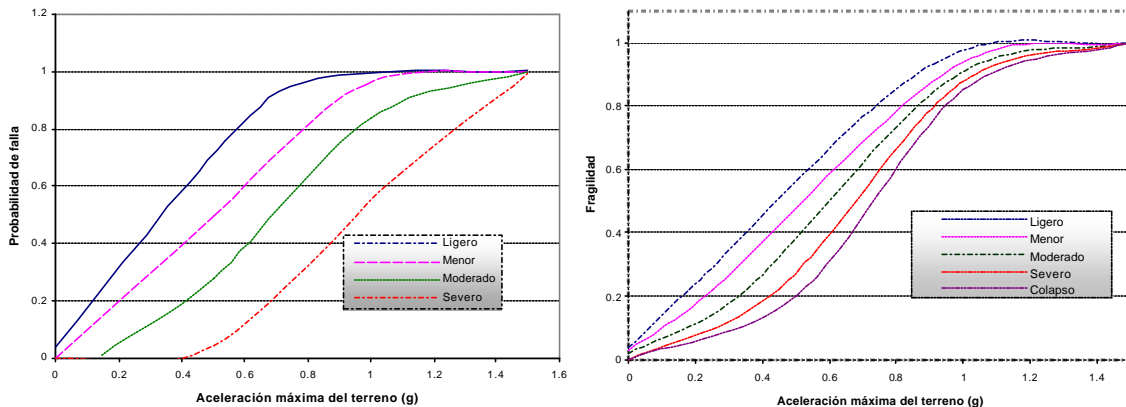
Además de los cálculos anteriores, para estudiar el efecto de la pila central en la longitud del vano del puente, Mullen y Cakmak realizaron un análisis paramétrico a partir de las curvas de fragilidad calculadas. Este estudio condujo a algunos cambios en dimensiones, en particular se siguieron las recomendaciones en este aspecto de Caltrans (California Department of Transportation); esto es:

- Relación profundidad sistema de piso vs. longitud de vano, $R_d=0.055$
- Relación profundidad sistema de piso vs. longitud de la pila, $R_c=0.95$

Para los modelos adicionales se escogieron longitudes de vanos de 50, 75, 125, y 150 pies. Cada uno de estos modelos fue sujeto a 20 aceleraciones simuladas, los registros denominados 11 a 30 en los estudios anteriores. Se calculó el índice de daño definido en la ecuación 4.14 y se determinaron regresiones de la forma de la ecuación 4.15 para las 20 simulaciones. De estos análisis se obtuvieron relaciones daño versus intensidad para cada longitud de vano propuesta. Los parámetros resultantes de estas regresiones se muestran, de manera resumida, en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Parámetros de la regresión daño-intensidad			
Vano (ft)	A (%)	B (%)	S _d (%)
50	0.02309	1.0345	0.20534
75	-0.25810	1.9158	0.44660
100	-0.77569	3.3971	0.80755
125	-1.01450	4.0860	0.97722
150	-2.09470	5.8004	1.40590

Para las diferentes variaciones de la longitud de vano se obtuvieron curvas de fragilidad, cuyos valores extremos para el rango definido se pueden observar en la figura 4.7.



a) Vano = 50 ft

b) Vano = 150 ft

Figura 4.7. Curvas de fragilidad para diferentes longitudes de vanos del puente.

Así, si por ejemplo $P_f^{ij} = 0.5$, se puede observar que son necesarias aceleraciones máximas del suelo de 1.14, 0.76, 0.57, 0.53 y 0.56g para alcanzar un estado límite de daño moderado, cuando la longitud del vano es de 50, 75, 100, 125 y 150 pies, respectivamente. Los 0.57g necesarios para producir un estado de daño moderado en el modelo con vano de 100 pies de longitud no son iguales a los 0.7g obtenidos para el modelo del puente MRO (con la misma longitud de vano), esta diferencia se debe a que las primeras simulaciones sólo utilizaron 20 registros.

Un examen de la tabla 4.3 y de la figura 4.6 para una simulación específica muestra que el daño se incrementa monóticamente con el incremento de la longitud del vano (como también es indicado por la desviación estándar, -columna cuatro de la tabla 4.3-), con sólo pocas excepciones. La medida de variabilidad evaluada, en valores de aceleración máxima del suelo de 0.8g, muestra incrementos de 0.24 hasta 0.55, cuando se va desde la longitud de vano más pequeña hasta la más grande.

CAPÍTULO 5

MODELO ATC-25 DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

En este capítulo se discutirá la metodología aplicada por el Applied Technology Council (ATC – 13 1985 y ATC – 25 1991) para determinar la vulnerabilidad sísmica, en el ámbito nacional, de los tipos comunes de líneas vitales empleados en los Estados Unidos. En la ingeniería sísmica, se denota como líneas vitales a todos aquellos sistemas que son necesarios para la vida humana y la función urbana, cuyo daño impediría el funcionamiento de grandes regiones metropolitanas; y cuyo extenso fallo produciría grandes pérdidas económicas, el daño a la población y el posible colapso de los centros urbanos. En el contexto de las líneas vitales se encuentran los sistemas de transporte, y entre estos, los puentes tienen una marcada importancia.

La evaluación propuesta por el ATC se engloba dentro de las técnicas convencionales (capítulo dos), las cuales parten de datos geométricos de las estructuras para determinar, mediante análisis estadísticos de la opinión de expertos, las matrices de probabilidad de daño y curvas de fragilidad. A diferencia de los métodos comentados en el capítulo tres, la metodología del ATC no asigna índices globales de fragilidad a cada puente, sino que proporciona clasificaciones cualitativas de intervalos de daños y trabaja con estos valores. Además, la metodología del ATC se distingue, de las metodologías que se discutirán en el próximo capítulo, en que los análisis estadísticos de ésta se realizan sobre el juicio de expertos y no sobre los daños registrados en sismos pasados. La metodología del ATC utiliza las matrices de probabilidad de daño y las curvas de fragilidad para obtener las curvas de pérdida de función y los costes económicos directos e indirectos ocasionados por acción sísmica. Los pasos necesarios para obtener estos costes son: (1) digitalización exhaustiva de los datos; (2) estimación estadística de las matrices de probabilidad de daño; (3) cálculo de las curvas de fragilidad; (4) caracterización de funciones continuas de capacidad residual de las estructuras, y (5) evaluación económica de las pérdidas producidas por el sismo. En lo que resta de este capítulo se discutirán con cierto detalle cada uno de estos pasos que componen a la metodología empleada por el ATC, haciendo especial énfasis en los datos, procedimientos y resultados de puentes.

5.1. Inventario de datos

Como se ha comentado anteriormente, una recopilación exhaustiva de los datos disponibles producirá resultados confiables; sin embargo, esto no siempre es posible por condiciones económicas, políticas o técnicas. En el ATC-25 se realizó un gran esfuerzo para que el inventario de datos digitalizado fuera lo más completo posible. Por ejemplo, para las autopistas, la base de datos incluye autopistas federales y estatales, pero excluye todos los caminos locales, debido a que es prácticamente imposible considerar toda la información de éstos en el ámbito nacional.

Como variable que representa el tamaño de la acción sísmica, tanto en el ATC-13 como en el ATC-25, se seleccionó a la Intensidad Modificada de Mercalli (IMM), para valores de intensidad mayores al grado VI. Intensidades menores a VI no se consideraron capaces de producir daño estructural.

Entre los aspectos considerados en la base de datos del ATC se encuentran la localización de las diferentes instalaciones y alguna información sobre ellas, como por ejemplo, el número de vanos o el número de ejes de pilas de puentes. Los puentes analizados son, por regla general, sistemas adecuadamente diseñados a carga lateral y sismo, principalmente construidos después de los años setentas y compuestos de acero, hormigón reforzado (principalmente), mampostería y madera. En total, la base de datos del ATC incluye información sobre 144 785 puentes de los Estados Unidos.

5.2 Matrices de probabilidad de daño (MPD) del ATC-13

En el ATC-25 no se estiman directamente las matrices de probabilidad de daño (MPD) de las estructuras, ya que estas fueron tomadas directamente del ATC-13 (1985). En el ATC-13 dichas matrices fueron desarrolladas para todas las tipologías estructurales empleadas en el Estado Norteamericano de California, considerando en el proceso de cálculo la asignación de un número de clasificación a todas las estructuras, en función su conducta global y de su uso particular. Para puentes, los números de clasificación del tipo de función son:

Puente:	Número
• Convencional (claros menores a 150 m)	
Vanos múltiples / simples	24
Continuos / monolíticos	25
• Mayor (claros con más de 150 m)	30

Las MPD son el resultado de la aplicación del método Delphis, el cual utiliza una formulación por cuestionarios para obtener estadísticas de las respuestas individuales de expertos. La aplicación de los cuestionarios normalmente se realiza en una o varias rotaciones, para realimentación de información. En los cuestionarios empleados, se insta a los expertos en el comportamiento estructural a asignar un factor de daño a cada tipología estructural con varios grados de deterioración, definidos como ninguno, suave, ligero, moderado, fuerte, mayor y colapso. Además, en las encuestas, a los expertos también se les pide indicar la calidad de sus conocimientos, a través de pesos de asignación. Los resultados obtenidos de los cuestionarios son evaluados para determinar la media y desviación estándar de la variable aleatoria “factor de daño”, para la cual se obtiene una función de distribución de daño. Para el caso del ATC-13, la distribución de

probabilidad que mejor ajusta a las respuestas de las encuestas es la función Beta, cuya expresión es:

$$f(y) = \frac{1}{B(\mathbf{I}, \nu)} \frac{(y)^{\mathbf{I}-1} (100-y)^{\nu-1}}{(100)^{\mathbf{I}+\nu-1}} \quad 0 \leq y \leq 100 \quad (5.1)$$

donde: y es la variable aleatoria (factor de daño), $B(\mathbf{I}, \nu) = \frac{\Gamma(\nu)\Gamma(\mathbf{I})}{\Gamma(\mathbf{I} + \nu)}$, $\Gamma(\bullet)$ es la función Gamma y \mathbf{I} y ν son los parámetros de la función de distribución, obtenidos mediante calibraciones de la opinión de expertos.

Finalmente, las probabilidades de daño en cada estado de daño se determinan a partir de la expresión siguiente:

$$P(\bar{Y}_r) = \int_{y_r}^{y_r+1} f(y) dy \quad r = 0, 1, \dots, N \quad (5.2)$$

en la cual: $P(\bar{Y}_r)$ es la probabilidad de daño de un factor de daño comprendido entre y_r y $y_r + 1$; $\bar{Y}_r = \mathbf{m}_y [F(y_{r+1}) - F(y)]$ es el estado de daño medio; $F(\bullet)$ es la distribución acumulativa Beta, y N es el número total de estados de daño.

Las MPD propuestas en el ATC-13 se representan conforme al formato de la tabla 5.1, la cual ejemplifica los resultados obtenidos para el número de clasificación 25, puentes monolíticos con longitud de vanos menor a 150 metros. Así, por ejemplo, si en California ocurre un sismo con intensidad IX en la escala IMM, se puede concluir que los puentes con número de función 25 tienen una probabilidad de 56.5% de sufrir un daño ligero.

Como se ha comentado, las MPD del ATC-13 se basan en el comportamiento de construcciones en California, por lo que también el ATC plantea el procedimiento de modificación de éstas para sistemas fuera de este estado. La modificación consiste en mover las curvas de fragilidad en una o varias unidades de intensidad, abajo para construcciones especiales y arriba para construcciones no comunes. Las construcciones comunes incluyen todas las estructuras, excepto aquellas diseñadas como especiales y no comunes. Por estructuras especiales se entiende a los sistemas que tienen características especiales de control del daño o que fueron diseñadas con los actuales códigos sismorresistentes, tales como hospitales y escuelas. Por construcciones no comunes se refiere a las instalaciones que son más susceptibles a daño sísmico, comparadas con las construcciones comunes. Se puede asumir que las estructuras no comunes son construcciones viejas diseñadas antes de la introducción de códigos modernos de diseño sísmico o aquellas diseñadas después, pero sin usarlos. Por ejemplo, aplicando el procedimiento de modificación de las MPD del ATC-13, si una construcción no común, sujeta a un sismo de intensidad VIII (MMI), tiene una probabilidad de 0.5 de sufrir daño moderado, la construcción especial de la misma tipología sufrirá la misma probabilidad de daño cuando el tamaño del sismo sea de X o mayor, en la IMM.

Tabla 5.1 Matrices de probabilidad de daño Puentes convencionales (número de clase 25, ATC-13)									
Estado de Daño	Factor de daño (%)	Factor de daño central (%)	Probabilidad de daño (%), para cada Intensidad Modificada de Mercalli (IMM) y estado de daño						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Ninguno	0	0	93.6	8.1	0.9	-	-	-	-
Suave	0-1	0.5	6.4	77.8	17.6	-	-	-	-
Ligero	1-10	5	-	14.1	78.6	56.5	-	-	-
Moderado	10-30	20	-	-	2.9	43.5	1.8	1.2	0.7
Fuerte	30-60	45	-	-	-	-	98.2	36.8	5.7
Mayor	60-100	80	-	-	-	-	-	61.9	39.1
Colapso	100	100	-	-	-	-	.	0.1	54.5

Los estados de daño se describen como:
 Ninguno = Sin daño
 Suave = Daño menor de algunos elementos, no se requiere reparación
 Ligero = Daño medio localizado en algunos componentes, generalmente no se requiere reparación
 Moderado = Daño medio en muchos componentes, se requiere reparación
 Fuerte = Daño extenso que requiere importante reparación
 Mayor = Daño mayor disperso, se debe decidir entre reparar o demoler
 Colapso = Destrucción total de gran parte del sistema

5.3. Pérdida de función y tiempos de restauración

Las curvas de pérdida de función y tiempos de restauración se obtienen mediante un procedimiento similar al utilizado para el cálculo de las MPD; esto es, a través de estadísticas de la opinión de expertos sobre el comportamiento de diferentes grupos estructurales. Los cuestionarios a expertos utilizados en esta etapa partieron de que: (1) no era urgente la reparación de las estructuras dañadas; (2) existen recursos ilimitados para el proceso de reparación; y (3) existe un programa del refuerzo de construcciones dañadas o reducidas en su capacidad. Además, en los cuestionarios sólo se solicitó que los expertos marcaran la pérdida de función y tiempo de restauración para porcentajes de reparación total de 30%, 60% y 100%.

La asignación de las matrices de pérdida de función se logró para diferentes grupos estructurales, esta vez de acuerdo a su función comercial. El grupo comercial de los puentes, el sistema de autopistas (también grupo 25), está constituido por puentes importantes, túneles, puentes convencionales, caminos sin peaje, calles de ciudades y estaciones de terminales. Para cada una de las anteriores categorías y para cada grupo comercial se determinaron factores de importancia, también mediante juicio de expertos, cuyo objetivo es el evaluar la conducta global de cada grupo comercial.

Un ejemplo de las funciones de pérdida de función y tiempo de restauración para puentes convencionales se presenta en la tabla 5.2. De ésta se puede concluir, por ejemplo, que son necesarios, en promedio, 592 días para obtener un 60% de reparación cuando las estructuras sufren un estado de daño mayor.

Tabla 5.2 Pérdida de función y tiempos de restauración, en días Puentes convencionales (ATC-13)							
DS	NEXP	M30	S30	M60	S60	M100	S100
Suave	4	0.3	0.4	0.3	0.4	1.1	1.3
Ligero	4	1.1	1.3	2.2	3.0	8.4	6.2
Moderado	4	33.8	33.9	52.7	43.7	84.4	60.7
Fuerte	4	84.4	60.7	146.3	87.4	303.6	72.0
Mayor	4	419.8	112.1	592.0	87.2	686.0	217.6
Colapso	4	-	-	-	-	752.9	180.9

DS = Estado de daño
NEXP = Número de expertos consultados
M30 y S30; M60 y S60; y M100 y S100 = Media y desviación estándar de la opinión de expertos para porcentajes de restauración del 30%, 60% y 100%, respectivamente

5.4. Curvas de fragilidad

A partir de las MPD y las funciones de pérdida de función y tiempos de restauración del ATC-13, se obtienen las curvas de fragilidad para cada tipología estructural y para cada escenario sísmico definido. En el ATC-25 se consideraron como posibles escenarios sísmicos a ocho sismos históricos. Al ser estos sismos sólo ejemplos de aplicación del método del ATC, aquí no serán comentadas sus características y sólo nos concentraremos en describir el procedimiento general.

Considerando que el ATC-25 emplea directamente las MPD del ATC-13, la aplicación de éstas a construcciones diferentes a las que sirvieron de fuente de datos pasa a través de un proceso de modificación, siguiendo el procedimiento descrito en el punto 5.2 anterior y suponiendo:

- **Construcciones especiales, CA.** El ATC-25 considera que California es la única región de los Estados Unidos con historia significativa del diseño sísmico de líneas vitales sometidas a sismos severos. Entonces, todas las construcciones de California son definidas como especiales.
- **Construcciones estándares, FC.** Sistemas de partes de Alaska, Nevada, Idaho, Montana y Wyoming, consideradas como las únicas regiones con historia significativa del diseño sísmico de líneas vitales sometidas a sismos mayores.
- **Construcciones no estándares, O.** El ATC-25 asume que las regiones de los Estados Unidos que no se incluyan en los dos puntos anteriores son consideradas como regiones sin historia significativa del diseño de líneas vitales sometidas a sismos mayores.

En el ATC-25 se emplearon dos tipos de curvas de fragilidad, consistentes con : (1) daño directo en los componentes de las líneas vitales, en términos de costos de reparación expresados como fracción del valor total del componente; y (2) fracción inicial de la capacidad de la estructura (almacenada o remanente) como una función del tiempo transcurrido desde el sismo, aquí referidas como curvas de restauración. El proceso de cálculo de las curvas de fragilidad comprende tres pasos principales, descritos como:

1. *Determinación de la relación continua entre daño sísmico y tamaño del sismo.* Para obtener estas relaciones se realizaron correlaciones estadísticas de la forma:

$$DMG = \exp(a)IMM^b \quad (5.3)$$

donde: DMG es el factor de daño central de cada estado de daño; IMM es el tamaño del sismo y a y b son los coeficientes de regresión, evaluados a partir de los resultados del ATC-13.

Un ejemplo de las curvas de fragilidad obtenidas mediante la aplicación de la ecuación 5.3 se puede observar en la figura 5.1, caracterizada para puentes de autopista convencionales. Las tres curvas de la figura representan las funciones de fragilidad para estructuras CA , FC y O , conforme a lo expuesto anteriormente.

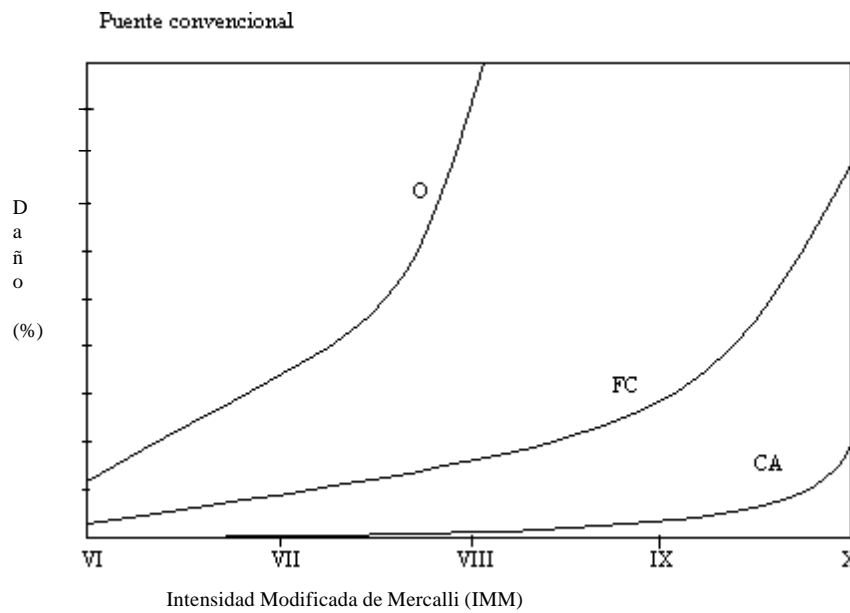


Figura. 5.1. Curvas de fragilidad para puentes convencionales en los Estados Unidos. CA = Estructuras en California, FC = zonas de gran intensidad fuera de California y O = otras.

2. Las relaciones tiempo versus restauración para diferentes grupos de función social se utilizan para determinar las siguientes regresiones, las cuales dan una relación continua entre los estados de daño y el tiempo de restauración correspondiente:

$$T_R = \exp(c)DMG^d \quad (5.4)$$

donde: T_R es el tiempo de restauración, en días; DMG es el factor de daño central para cada estado de daño; y, c y d son los coeficientes de regresión. Regresiones de la forma anterior se realizaron para cada grupo de función social, usando los datos del ATC.-13 para los tiempos de restauración del 30%, 60% y 100%.

3. Las regresiones obtenidas en los pasos 1 y 2 son utilizadas para obtener las curvas de restauración, las cuales, para cada grupo estructural y para cada intensidad, son evaluadas ajustando una línea recta a los tres puntos correspondientes a tiempos de restauración de 30%, 60% y 100%. Esta regresión lineal se obtiene como:

$$R = f + (g)(T_R) \quad (5.5)$$

donde: R es el porcentaje restaurado, T_R es el tiempo de restauración, en días, y f y g son los coeficientes de regresión. Los tres puntos usados en el ajuste de la línea recta de la ecuación anterior se determinan de la forma siguiente:

- Para un componente dado, el daño correspondiente a un tamaño de sismo particular se asume con distribución de probabilidad lognormal. El tiempo de restauración es entonces obtenido numéricamente como el promedio pesado de los tiempos de restauración (dado por la ecuación 5.6), tomados sobre iguales intervalos del daño lognormal. Los factores de peso son las áreas de igual ancho de la distribución lognormal. Así:

$$T_R(X\%R, IMM) = \sum_{i=1}^N p_i \exp(c) \cdot DMG_i^d \quad (5.6)$$

donde: $T_R(X\%R, IMM)$ es el tiempo para lograr la restauración $X\%R$ para una dada intensidad, IMM del sismo, p_i es la probabilidad lognormal de daño DMG y, N es el número de intervalos de la distribución lognormal, para este caso $N=100$.

Como ejemplo de los resultados obtenidos, la figura 5.2 muestra la relación entre los tiempos de restauración (en días) y la capacidad residual de los puentes convencionales en California. En esta figura también se indican los valores obtenidos de los coeficientes de regresión, calculados para varias intensidades sísmicas de la escala IMM.

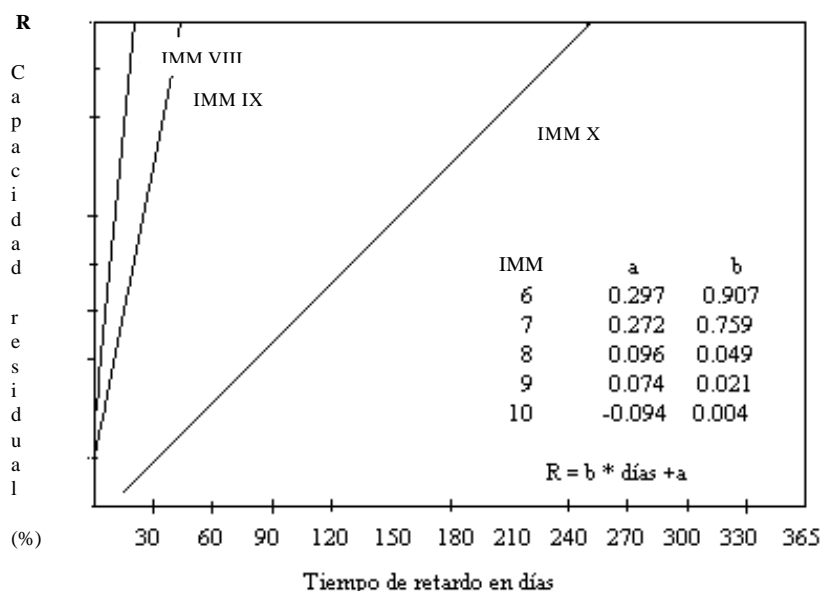


Figura 5.2. Capacidad residual para puentes convencionales en California.

5.5. Daño directo

El impacto económico de la ruptura de líneas vitales es función de las pérdidas económicas producidas por el daño. Estas pérdidas económicas normalmente son divididas en dos partes, las causadas por daños directos y las que suman los daños indirectos. El daño directo se define, entonces, como el daño causado por la sacudida sísmica en sí y por otras causas colaterales, como el efecto de la licuefacción de suelos. Para cada clase estructural, el daño directo se expresa como la relación entre el costo de reparación y el costo de reemplazo, variando ésta entre 0 y 1, 0% a 100%.

En el ATC-25, el daño directo es calculado usando: (1) estimaciones de intensidad máxima proporcionada por modelos de evaluación de la peligrosidad sísmica, (2) inventario de datos que especifique la localización y tipo de estructura afectada, y (3) curvas de fragilidad que relacionen intensidad sísmica y condiciones de sitio con el daño esperado. En el proceso de cálculo de las pérdidas directas se considera que el único efecto colateral incluido es la licuefacción de suelos. El daño producido por otros efectos colaterales, como deslizamientos de tierra y el fuego que se ocasiona después de un terremoto, no son incluidos porque no se disponía de suficiente información o de modelos adecuados con los cuales estimar estas pérdidas.

El primer paso para obtener las pérdidas económicas directas consiste en dividir al área afectada en pequeñas zonas, denominadas celdas, a las cuales les son asignados los niveles de IMM, magnitud y localización del fallo de ruptura de cada escenario sísmico planteado. En el ATC-25 se definieron celdas cuadradas de 25 Km de longitud, debido a que la evaluación era de carácter nacional. En cada una de estas celdas se estiman los estados de daño de todas las componentes de cada tipología estructural, aplicando las curvas de fragilidad calculadas, conforme al proceso descrito en el punto previo. El daño debido a licuefacción es evaluado mediante la probabilidad de su ocurrencia en cada celda, la cual se deriva de las condiciones locales del suelo. Conocidos los daños producidos por la acción sísmica y por los efectos colaterales, en cada celda se evalúan los costos ocasionados por estos daños, siendo el costo total por daño directo la simple suma de los costos producidos por los dos daños anteriores, cuando mucho igual a 1.

En esta etapa y para propósitos comparativos, en el ATC-25 se consideraron cuatro estados de daño: (1) daño ligero (1-10% de valor de reemplazo); (2) daño moderado (10-30% del valor de reemplazo); (3) daño fuerte (30-60% del valor de reemplazo); y (4) daño mayor o colapso, del 60-100% del valor de reemplazo.

5.6. Pérdidas económicas indirectas

El costo indirecto se define a través de los efectos económicos producidos por la interrupción de actividades después de un sismo. Actualmente, los efectos indirectos se consideran como los mayores daños económicos por sismo; sin embargo, sólo pocos proyectos se han dedicado a su evaluación (Chang et al. 1998).

Un procedimiento simple de evaluación de las pérdidas indirectas es desarrollado en el ATC-25 para el sistema de líneas vitales de los Estados Unidos. La metodología propuesta es función de la estimación del tiempo de interrupción del servicio de las líneas vitales por daño directo y de la determinación de las pérdidas económicas que ocasiona esta interrupción. El procedimiento global es dividido en dos partes principales, a saber:

- *Evaluación de la interrupción del servicio del sistema.* La interrupción del servicio de las estructuras dañadas se cuantifica mediante las gráficas de capacidad residual, que definen el porcentaje de restauración como función del tiempo. Estas curvas son estimadas para cada tipo estructural, aplicando: (1) las curvas de tiempo de restauración, (2) la estimación de la intensidad sísmica en la zona de ubicación de la estructura, y (3) el inventario de datos que especifique la localización y tipo de estructura afectada.

Las funciones continuas obtenidas mediante la técnica descrita en el punto 5.4 (ejemplificada en la figura 5.2) son aplicadas directamente como curvas de tiempos de restauración, si las componentes de líneas vitales son sistemas de localización específica, como es el caso de los puentes. Para componentes de redes regionales extensas, como autopista o tuberías, se utiliza un procedimiento de cálculo especial, normalmente a partir de análisis de servicialidad y conectividad.

Los análisis de conectividad miden el enlace del sistema después del sismo, mediante estudios de “completitud” o “corte” de nodos y cadenas de la red. Los análisis de conectividad ignoran las capacidades de cada sistema, sólo evalúan si los elementos de la línea vital entre una fuente y un destino permanecen operacionales, o determinan la probabilidad de que éstos mantengan su función. Por otra parte, los análisis de servicio determinan, además, la capacidad residual entre los nodos que pertenecen a una línea vital. Dicha capacidad residual se obtiene matemáticamente convolucionando las capacidades residuales de los elementos de la línea vital con su análisis de conectividad. Debido a los objetivos de este trabajo y al hecho de que los puentes son estructuras de localización específica, aquí no se describirán las hipótesis y procedimientos seguidos por el ATC-25 para los análisis de conectividad y servicio.

En el ATC-25, la capacidad residual de los puentes es definida a través de graficas de interrupción del servicio que determinan funciones de restauración a intervalos de un mes. Inicialmente estas funciones escalonadas fueron obtenidas para cada estructura en una región, para después promediarlas sobre todas las estructuras de la misma tipología mediante la ecuación siguiente:

$$RC_j = \frac{\sum_{i=1}^N (C_i \times R_j)}{\sum_{i=1}^N C_i} \quad (5.7)$$

donde: RC_j es la capacidad residual en el paso de tiempo j , C_i es la capacidad de la estructura i (obtenida de bases de datos o considerando igual capacidad para todas las estructuras, generalmente el valor más probable), R_j es la función de restauración de la estructura i en el paso j , y N es el número de estructuras.

Un ejemplo de las curvas de restauración, determinadas con el procedimiento anterior para el grupo de las autopistas (al cual pertenecen los puentes) y para uno de los escenarios sísmicos propuestos, se muestra en la figura 5.3. En esta figura se puede observar que inmediatamente después del sismo el sistema pierde el 95% de su capacidad, logrando una restauración completa sólo después de 420 días.

- *Pérdidas económicas indirectas.* Las pérdidas económicas indirectas son función, para cada sistema estructural y escenario sísmico, de las curvas de capacidad residual de cada tipología y de tablas de índole económica por sector de servicio. En el estudio del ATC fueron considerados los siguientes aspectos: (1) las pérdidas de funcionalidad estructural se asocian a lapsos de un mes; (2) la funcionalidad del grupo de estudio completo (incluyendo en autopistas a puentes, túneles, carreteras,

etc.) es el parámetro de evaluación; (3) los sistemas son clasificados como primordiales, secundarios o terciarios, dependiendo de su importancia; (4) las pérdidas económicas por impactos secundarios o terciarios no son consideradas; (5) cada sector industrial se considera por separado; (6) el 5% de la interrupción del servicio de cualquier estructura no se estima como causa de gastos; (7) el impacto económico se reduce linealmente con el tiempo, hasta que llega a ser nulo cuando se restaura el servicio total; y (8) los sistemas con capacidad reducida tendrán una operación parcial conforme a ésta.

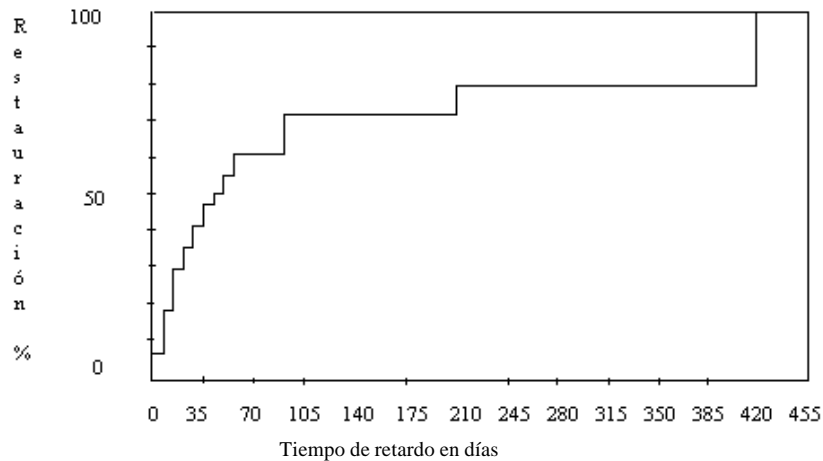


Figura. 5.3. Capacidad residual de autopistas en la región epicentral después de un sismo de magnitud $M=8$ en New Madrid, Estados Unidos.

A partir de las condiciones impuestas, la zona de estudio es dividida en celdas con igual intensidad sísmica y daño; obteniendo en cada una de estas celdas la pérdida mensual del funcionamiento estructural, utilizando las gráficas de capacidad residual adecuadas. Conocidos estos datos, el cálculo de las pérdidas indirectas contempla los pasos siguientes:

1. Determinación del porcentaje del valor del valor agregado en cada sector de la economía y para cada mes que el sistema ve reducida su capacidad, usando las curvas de capacidad residual y las tablas de porcentajes del valor agregado, proporcionadas por oficinas gubernamentales.
2. Obtención de la suma de los porcentajes del valor agregado, para todos los meses y en cada sector, para conocer el valor agregado total de cada sector económico durante el periodo de tiempo que la estructura pierde su capacidad.
3. Multiplicación de la suma calculada en el paso 2 por el valor agregado nacional
4. Adición de las multiplicaciones del paso anterior en cada sector económico, para definir el porcentaje total general del valor agregado de todos los sectores económicos de la zona
5. Multiplicación del porcentaje estimado en el paso 4 por el porcentaje de población afectada y por el Producto Nacional Bruto para obtener las

pérdidas económicas totales indirectas, por tipo de estructuras y escenario sísmico considerados.

La ecuación que engloba los cinco pasos comentados y que es utilizada para obtener las pérdidas económicas totales indirectas (*PEI*) es:

$$PEI = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \sum_{k=1}^{N3} (A)(B)(C)(D) \quad (5.8)$$

donde *PEI* son las Pérdidas Económicas Indirectas, *N1* es el número de regiones afectadas, *N2* es el número de sectores económicos considerados, *N3* es el número de meses que el sistema estructural pierde su capacidad, *A* es el porcentaje de valor agregado por mes, *B* es el valor económico agregado nacional, *C* es el porcentaje de población afectada, y *D* es el producto nacional bruto mensual. El valor económico, *B*, se define como el costo de producción menos el costo del material, para cada sector económico. Este valor y el valor de *D* son determinados por oficialmente por sectores económicos.

La metodología desarrollada por el ATC-25 para líneas vitales y puentes es la más completa hasta ahora, ya que sus análisis incluyen la obtención de las funciones de vulnerabilidad y el cálculo de los costos totales por daños causados por sismo. Sin embargo, los estudios del ATC se basan enteramente en estadísticas de la opinión de expertos, sin utilizar otro tipo de fuentes de datos, como el empleo de modelos reales o de resultados reportados en sismos pasados. Las simplificaciones señaladas en todo el proceso del ATC producen algunos errores de estimación de los resultados, errores que conforme a la calibración realizada por los autores del modelo conducen sobrestimaciones de la realidad.

5.7. Investigaciones recientes sobre estimaciones de pérdidas

Después de la publicación del ATC-25, se incrementaron las investigaciones que buscaban predecir las pérdidas económicas, directas e indirectas, ocurridas por acción externa. Este incremento de trabajos sobre el tema se debe principalmente a los enormes efectos económicos que produjeron los últimos sismos y al constante desarrollo de modelos computacionales. Algunas de las más recientes investigaciones en este tema se pueden consultar en los trabajos de Alarcón (1997), Bourque (1997), Brookshire et al. (1997), Cardona y Yamín (1997), D'Áyala et al. (1997), Eguchi et al. (1997), Hwan et al. (1997), King (1996), King et al. (1997), Kircher et al. (1997a y 1997b), MacCormak (1997), Olshansky (1997), Rojahn et al. (1997), Shinozuka et al. (1997), Werner et al. (1997), Whitman et al. (1997) y Who (1997). Entre éstos, Brookshire et al.; Eguchi et al.; King et al.; Rojahn et al.; Werner et al.; y Whitman et al. evalúan las pérdidas económicas en los sistemas de autopistas, en especial de puentes, por lo que aquí comentaremos brevemente estos trabajos.

Uno de los aspectos que ha mejorado sustancialmente en las recientes investigaciones, en comparación con los resultados del ATC-13 y ATC-25, son los procedimientos de adquisición y manejo de datos. La organización de los datos se ha visto mejorada por el desarrollo de la informática y por la aparición de técnicas como los Sistemas de Información Geográfica y la telemetría por satélite (Eguchi 1998); además de la ampliación en la aplicación de la inferencia estadística para

complementación de bases de datos insuficientes. Un procedimiento modular de adquisición y organización de datos que incluye algunas de estas innovaciones fue utilizado por Rojahn et al. (1997) para estimar pérdidas indirectas en puentes.

Muchos de los proyectos anteriores todavía se concentran en la utilización de uno o varios movimientos sísmicos deterministas, normalmente caracterizados por la Intensidad Modificada de Mercalli. Una excepción es la investigación de Whitman et al. (1997), donde el escenario sísmico es caracterizado por acciones sísmicas reales o simuladas, representadas por la aceleración máxima del suelo. Se espera que en el futuro se incremente la utilización de registros artificiales, caracterizados por la aceleración máxima del suelo, para el cálculo de la vulnerabilidad y los daños ocasionados por sismo.

En muchas de las recientes investigaciones, las matrices de probabilidad de daño del ATC-13 y las curvas de fragilidad y de capacidad residual del ATC-25 son aplicadas directamente, o modificadas (variando la intensidad asociada a cada estado de daño) para la zona de estudio. Para puentes, las evaluaciones de pérdidas económicas indirectas realizadas por King et al. (1997), Werner et al. (1997), Rojahn et al. (1997), y Eguchi et al. (1997) hacen uso de estas matrices y curvas en sus predicciones del costo total por sismo,

En cuanto a la determinación de las pérdidas económicas indirectas producidas por los terremotos, los últimos trabajos salvan algunas de las simplificaciones marcadas en el ATC. Así, Rojahn et al. consideran en sus estimaciones el porcentaje de muertos y heridos, las relaciones de pérdida de contenidos y el daño producido por otros efectos colaterales, como el fuego posterior al sismo (al igual que Whitman et al. y King et al.), y el daño por la falla del suelo. También, las estimaciones son mejoradas mediante el empleo de análisis estadísticos del número de ocupantes en las estructuras (King et al. 1997), los tiempos de conmutación (Werner et al. 1997), los gastos de relocalización de los afectados, los cambios de empleo y la creación de refugios (Whitman et al. 1997). Los estudios de los tiempos de conmutación se basan en las horas de retraso de vehículos, horas de retraso de personas (considerando 1.4 personas por vehículo), horas de retraso de camiones (asumiendo que cierto porcentaje del total de vehículos son camiones) y el incremento de gastos por el carburante utilizado en tales tiempos de retraso.

CAPÍTULO 6

MODELOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES A PARTIR DE DAÑOS REALES

El último tipo de metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes se basa en las estimaciones estadísticas de los daños producidos por sismos pasados. Este tipo de procedimiento se emplea en lugares donde existe suficiente información para lograr conclusiones estadísticas confiables, por lo que su aplicación se restringe a zonas de moderada a alta sismicidad.

Los procedimientos a comentar en este capítulo se engloban dentro de los métodos tipológicos directos que estudian las características geométricas de las construcciones, sus propiedades mecánicas y los daños ocasionados por sismo para alcanzar conclusiones sobre su vulnerabilidad, normalmente representada por las matrices de probabilidad de daño (MPD) y las curvas de fragilidad. En estos métodos cuando el número de estructuras dañadas de cada tipología no es suficiente para obtener estadísticas confiables, se recomienda complementar la base de datos mediante correlaciones estadísticas, antes de proceder a calcular la vulnerabilidad estructural.

Debido a que los métodos tipológicos directos confían la validez de sus resultados a bases de datos exhaustivas, en la literatura se registran muy pocos trabajos sobre el tema. En este capítulo se comentarán las tres únicas investigaciones, a nuestro conocimiento, que emplean los informes de daños por sismos pasados para obtener la fragilidad de puentes. El primer trabajo es un estudio muy general de los puentes afectados en la región de Tangshan, China, por el sismo de 1976; mientras que los dos trabajos restantes se enfocan al estudio de los puentes que sufrieron los sismos de Loma Prieta en 1989 y el de Northridge en 1994.

6.1. Matrices de probabilidad de daño del sistema de transporte de la zona de Tangshan, China, sismo de 1976

El sismo de Tangshan en 1976 causó importantes daños en personas, edificios y sistemas de líneas vitales. Para entender los efectos sísmicos en puentes y para buscar así la disminución de su degradación, Xueshen y Shuming (1995) obtuvieron algunas matrices de probabilidad de daño (MPD) del sistema de transporte de la región de Tangshan, las cuales se basaron en estadísticas de pérdidas en caminos y puentes dañados por el terremoto de 1976.

En el cálculo de las MPD de los puentes de Tangshan se definieron cinco niveles de destrucción, a saber: daño disperso, daño ligero, daño, daño mayor y colapso o devastación. La clasificación cualitativa de los puentes de estudio en alguno de estos niveles de daño consideró los siguientes criterios:

- *Daño disperso.* En este grupo se incluyen todos los puentes no dañados y aquellos que prácticamente no sufrieron daño
- *Daño ligero.* Aquí se agrupan todas las estructuras que no tienen daño en los elementos principales. La estructura de estas construcciones tiene algunas grietas, pero éstas no afectan el mecanismo de transmisión de cargas. Los puentes pueden ser utilizados después de una ligera reparación
- *Daño.* Los puentes clasificados con este estado de daño presentan degradación de sus elementos principales y fuerte destrucción de otros elementos. Las pilas y estribos han sufrido deformaciones o desplazamientos ligeros. Existen algunas grietas en el extremo superior de pilas, en conexiones entre pilas y vigas horizontales, en las variaciones de secciones transversales de pilas y/o en arcos principales. Los apoyos de soporte pueden estar desplazados, o las conexiones para fijar dichos apoyos dañadas. Se reportan desplazamientos longitudinales o transversales en vigas principales y/o se encuentran grandes deformaciones en puentes de arco. El camino de aproximación al puente se ha desplazado. Todos los problemas anteriores decrementan sustancialmente la resistencia estructural, así que el uso normal de los puentes de este grupo sólo será posible si son reparados
- *Daño mayor.* En este caso se encuentra que la estructuración principal del puente ha sufrido daño de consideración, mediante distorsión o desplazamiento de pilas y estribos o desplazamiento horizontal evidente de toda la estructura. Este tipo de problemas conduce a estructuras con un estado muy peligroso, por lo que su uso normal es imposible, a menos que se produzcan reparaciones o transformaciones importantes
- *Devastación o colapso.* Las construcciones de este grupo presentan el fallo de la estructura principal; sus pilas y estribos tienen fracturas o han colapsado. Estos puentes no pueden ser utilizados, por lo que serán demolidos

En esta investigación, también, se aplicaron tres clasificaciones de pérdida de función de puentes, definidas como A, B y C. La clasificación A se asigna a puentes con total interrupción del sistema de tráfico. Los puentes no utilizables hasta lograr una reparación importante son considerados dentro de la clasificación B y se asigna una clasificación C a aquellas estructuras con funcionamiento normal.

Todos los puentes localizados en la región afectada fueron ordenados conforme a su tipología, nivel de daño y clasificación de pérdida de función. Además, a cada puente le fue asignado un nivel de intensidad sísmica (escala China) conforme a los valores registrados durante el sismo de 1976. Como ejemplo, la tabla 6.1 presenta la categorización completa de diez puentes de la zona de estudio.

No. de puente	Tipo de estructura	Estado de daño	Estado de pérdida de función	Intensidad (escala China)
1	CS-TM	Colapso	A	11
2	CS-TM	Daño mayor	B	11
3	CS-TM	Colapso	A	11
4	CS-TM	Colapso	A	10
5	CS-TM	Daño mayor	B	10
6	CS-TM	Daño mayor	B	10
7	CS-TM	Colapso	B	10
8	CS-SCB	Daño ligero	C	10
9	TB	Daño mayor	B	10
10	TB	Daño mayor	B	10

CS-TM = hormigón y acero
 CS-SCB = viga en cantiliver simple de hormigón reforzado
 TB = T tipo de viga

A partir de métodos estadísticos se obtuvieron matrices de probabilidad de daño para varios tipos de caminos y puentes. Debido a la escasez de muestras, sólo se determinó una MPD para todos los tipos de puentes, la cual se muestra en la tabla 6.2. De esta tabla se deduce que un puente tiene una probabilidad de 0.287 de sufrir un estado de daño mayor cuando un sismo tiene una intensidad 8 en la escala China. Aprovechando la clasificación de los puentes por el estado de interrupción del tráfico, Xueshen y Shuming también determinaron la matriz de pérdida de función de los puentes, la cual se muestra en la tabla 6.3. Así, los puentes de Tangshan tienen una probabilidad de 0.250 de sufrir la interrupción total del tráfico (clasificación A), cuando actúa sobre ellas un sismo de intensidad 9 en la escala China.

Estado	Intensidad China			
	6	7	8	9-11
Colapso	0	0.038	0.052	0.289
Daño mayor	0	0.019	0.287	0.267
Daño	0	0.192	0.316	0.177
Daño ligero	0.167	0.076	0.052	0.067
Daño disperso	0.833	0.769	0.289	0.200

Los resultados de las investigaciones de Xueshen y Shuming no son del todo confiables, ya que presentan incertidumbres inherentes en: (1) la definición de la intensidad, (2) la asignación cualitativa del daño, (3) los procesos no homogéneos de selección de muestras, (4) la falta de estimación de las condiciones de cimentación por

escasez de información, y (5) la clasificación de todas las tipologías de puentes en un solo grupo.

Estado	Intensidad			
	7	8	9	10-11
A	0.020	0.050	0.250	0.285
B	0.080	0.263	0.125	0.250
C	0.900	0.680	0.625	0.464

6.2. Evaluación de daños en puentes después de los sismos de Loma Prieta y Northridge

Durante los sismos de Loma Prieta (1989) y Northridge (1994) se degradaron algunos puentes, principalmente aquellos diseñados antes de la aplicación del actual código sísmico de California. Después de la ocurrencia de estos sismos se realizó un amplio trabajo de registro del comportamiento de las estructuras, lo que produjo una cantidad importante de información sobre el daño ocasionado. Sin embargo, hasta el trabajo de Basöz y Kiremidjian (Basöz y Kiremidjian 1995 y 1998; Kiremidjian y Basöz 1997) no se habían estudiado estos informes de daños para su aplicación en el cálculo de la vulnerabilidad estructural.

En el trabajo de Basöz y Kiremidjian se recopiló toda la información disponible para evaluar las características de los puentes dañados y correlacionar a éstas con niveles de movimientos del suelo, observados o estimados, o con valoraciones de los costos de reparación estimados. En general, la metodología aplicada contempla la recopilación de datos para todas las estructuras de estudio (incluyendo características generales, daño producido y costos de reparación), la clasificación de las construcciones dentro de grupos diversos y el análisis estadístico para la estimación de curvas de fragilidad de cada uno de los grupos formados. Con mayor detalle, los pasos de esta metodología se describen en los apartados siguientes, en el último de los cuales se incluyen diversos ejemplos de los resultados obtenidos para cada escenario sísmico.

6.2.1. Características de las bases de datos

El primer paso de este tipo de estudios es la recopilación de una base de datos lo más confiable posible sobre los daños y costos de reparación de puentes, como fue hecho por Xueshen y Shuming (1995) en su trabajo. En el estudio de Basöz y Kiremidjian, la base de datos empleada incluye solamente a los puentes con administración federal en California, ya que los puentes locales presentaron un menor daño que los primeros y no se disponía de acceso a una información completa.

La base de datos capturada para cada sismo contiene características estructurales de puentes con y sin daño, datos de daños observados durante cada sismo, costos de reparación, registros de movimientos sísmicos en las zonas de estudio y características del suelo en la región de ubicación del puente, considerando en cada caso:

- *Características estructurales.* Se registraron varias características estructurales, las cuales incluyen tipo de estribo, número de vanos, tipo de superestructura y subestructura, longitud y ancho del puente, inclinación, número de articulaciones o

juntas de expansión en ejes, tipos de cimentaciones de pilas y año de diseño. Estos datos fueron tomados de información proporcionada por Caltrans (California Department of Transportation)

- *Daño de puentes.* La base de datos incluyó una detallada descripción de los daños y de los correspondientes estados cualitativos del daño de todos los puentes analizados. Esta información fue obtenida a través de Caltrans y otros informes individuales, algunas inconsistencias entre la información capturada fueron subjetivamente eliminadas. La base de datos de los puentes dañados incorpora, para describir la severidad del daño, sólo estados de daño *menor* y *mayor* para estructuras sujetas al sismo de Loma Prieta, y estados de daño *menor*, *moderado*, *mayor* y *colapso* para aquellos puentes dañados por el sismo de Northridge.

Basöz y Kiremidjian consideraron que el estado de daño en puentes es una función del estado de daño de sus componentes principales, tales como estribos, elementos de la subestructura, conexiones y apoyos. Para asignar un estado de daño a los componentes de puentes se consultó a una serie de expertos, mediante la aplicación de cuestionarios. En éstos, Basöz y Kiremidjian preguntaron a varios ingenieros si diferentes condiciones del daño de cada componente del puente eran posibles de agrupar en cada estado de daño. El resultado de los cuestionarios fue la definición cualitativa de cada uno de los estados de daño empleados, la cual sirvió para la clasificación por degradación de las estructuras.

- *Costo de reparación.* La base de datos compilada también consideró a los costos estimados de reparación de los puentes dañados. Estos costos se obtuvieron de informes suplementarios de Caltrans sobre los puentes dañados. Este aspecto de la base de datos incluye el costo total estimado de reparación, la relación del costo de reparación y una información detallada del trabajo de reparación y el costo total de reparación de los puentes ya acondicionados. La relación del costo de reparación se define como la relación entre el mismo costo de reparación y el costo de reemplazo del puente. El costo de reemplazo de puentes utilizado fue de \$90/ft², sobre la base del libro de costo de Caltrans de 1995
- *Niveles de excitación del suelo.* También fueron capturados datos sobre el tipo de suelo y la aceleración máxima del terreno en los sitios de ubicación de puentes. Para el sismo de Northridge se usaron mapas de excitación del suelo para obtener aceleraciones máximas (a_{max}) en cada sitio de puentes. Para el sismo de Loma Prieta esta información no estaba disponible, así que los niveles de aceleración máxima se determinaron simulando este sismo con ayuda de un Sistema de Información Geográfica, SIG

6.2.2. Clasificación de puentes. Grupos de bases de datos

El inventario completo de datos fue revisado para: (1) seleccionar los puentes a utilizar en los análisis de correlación, (2) identificar los parámetros estructurales que mejor describen la respuesta sísmica de puentes, y (3) verificar el correcto estado de los valores de los parámetros incluidos en la base de datos.

Varios de los grupos de datos se emplearon en análisis estadísticos. Primeramente, todos los puentes estatales se agruparon en el *grupo de datos de puentes de autopista*, el cual incluye estadísticas de año de diseño y niveles de excitación sísmica sufrida. El

número de puentes de acero dañados no era suficiente para estudios estadísticos, por lo que los análisis de correlación sólo se realizaron en puentes de hormigón armado.

Uno de los objetivos de la clasificación de los puentes fue identificar los efectos que algunas características estructurales producían en el daño de éstos. Para alcanzar tal objetivo, se consideraron dos características estructurales: tipo de estribo y tipo de ejes de pilas. Para destacar el efecto de cada uno de estos parámetros, los puentes con características estructurales regulares (estribo único y ejes de pilas) se englobaron en el *grupo de datos de puentes de autopista de hormigón armados*. Puentes no regulares y estructuras con información incompleta se excluyeron de este último grupo.

En los estudios de correlación se seleccionó un nivel mínimo de aceleración máxima del suelo como valor umbral, basándose en los mapas disponibles de movimientos del suelo. Los puentes expuestos al valor mínimo de la aceleración máxima del suelo, o a valores mayores, fueron extraídos del grupo de datos regulares y asignados al *grupo de datos de correlación*. Los puentes que componen este último grupo se clasificaron primeramente por tipo de superestructura y material de la subestructura, para después dividirlos nuevamente por subcategorías de número de vanos, tipo de estribo, tipo pila y continuidad de vanos. La clasificación de puentes por subcategorías obedece al hecho de que estructuras con características similares deberían sufrir estados similares de daño ante acción externa. La tabla 6.4 lista las 21 subcategorías de puentes consideradas por Basöz y Kiremidjian, tres para puentes de vano único y 18 para sistemas de vanos múltiples, en los análisis de correlación. La descripción y código de los tipos de estribos considerados en la tabla 6.4 se puede observar en la tabla 6.5 y en la figura 6.1; en tanto que los esquemas de los tipos de pilas utilizados se muestran en la figura 6.2. Las subcategorías C1S1, C1S2, C1M1 y C1M10 (tabla 6.4) fueron consideradas como las clasificaciones menos y más vulnerables de puentes de vanos único y múltiples, respectivamente. Por lo tanto, las curvas de fragilidad de estas cuatro categorías representaron los límites inferiores y superiores para todos los puentes en una tipología dada.

Finalmente, todos los puentes estudiados fueron reclasificados conforme a los criterios planteados en el ATC-13, con el objetivo de comparar las relaciones de los costos de reparación y las matrices de probabilidad de daño del ATC y las calculadas en la investigación que aquí se discute.

6.2.3. Correlaciones estadísticas

Los análisis de correlación estadística se realizaron usando los datos provenientes de las zonas de Loma Prieta y Northridge para obtener: (1) las características estructurales que mejor representaran un potencial de daño dado, (2) las relaciones daño vs. tamaño del sismo para puentes con características estructurales similares, (3) las relaciones del porcentaje del costo de reparación vs. tamaño del sismo para estimar pérdidas indirectas por daño sísmico, y (4) las correlaciones entre daño y porcentaje del costo de reparación.

Para cada una de las clasificaciones de puentes discutidas en el punto 6.2.2, se obtuvieron relaciones entre o la relación del costo de reparación y:

- *Aceleración máxima del suelo*. Los niveles de aceleración máxima observada y/ estimada se utilizaron para caracterizar niveles de sacudida sísmica en los sitios de ubicación de las estructuras

Tabla 6.4 Descripción de las subcategorías de puentes utilizadas en los estudios de correlación			
Subcategoría de puente	Tipo de estribo	Tipo de eje de pila	Continuidad de vanos
Puentes de vano único			
C1S1	Monolítico	No aplicable	No aplicable
C1S2	No monolítico	No aplicable	No aplicable
C1S3	Integridad parcial	No aplicable	No aplicable
Puentes de vanos múltiples			
C1M1	Monolítico	Múltiples	Continuos
C1M2	Monolítico	Múltiples	Discontinuos
C1M3	Monolítico	Simple	Continuos
C1M4	Monolítico	Simple	Discontinuos
C1M5	Monolítico	Pila muro	Continuos
C1M6	Monolítico	Pila muro	Discontinuos
C1M7	No monolítico	Múltiples	Continuos
C1M8	No monolítico	Múltiples	Discontinuos
C1M9	No monolítico	Simple	Continuos
C1M10	No monolítico	Simple	Discontinuos
C1M11	No monolítico	Pila muro	Continuos
C1M12	No monolítico	Pila muro	Discontinuos
C1M13	Integridad parcial	Múltiples	Continuos
C1M14	Integridad parcial	Múltiples	Discontinuos
C1M15	Integridad parcial	Simple	Continuos
C1M16	Integridad parcial	Simple	Discontinuos
C1M17	Integridad parcial	Pila muro	Continuos
C1M18	Integridad parcial	Pila muro	Discontinuos
Un puente continuo es una estructura sin juntas en articulaciones o ejes			

Tabla 6.5 Descripción del tipo de estribo	
Código de inventario	Tipo de estribo
A	Monolítico
B	No monolítico
C	No monolítico
D	No monolítico
E	Monolítico
F	Parcial
G	Parcial

- *Año de diseño.* Se uso el año de diseño original de cada puente, sin hacer ninguna actualización por procesos de reconstrucción o renovación
- *Características estructurales.* Los puentes se agruparon en varias clases conforme a tipo de estribo, tipo de subestructura, continuidad de vanos, inclinación y longitud de vanos

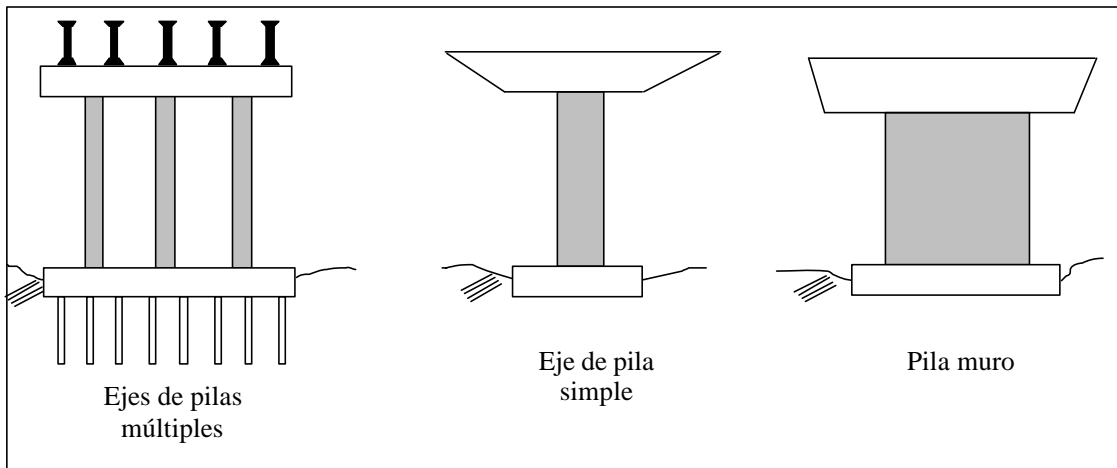


Figura 6.1. Tipos de ejes de pilas referidos en la tabla 6.4.

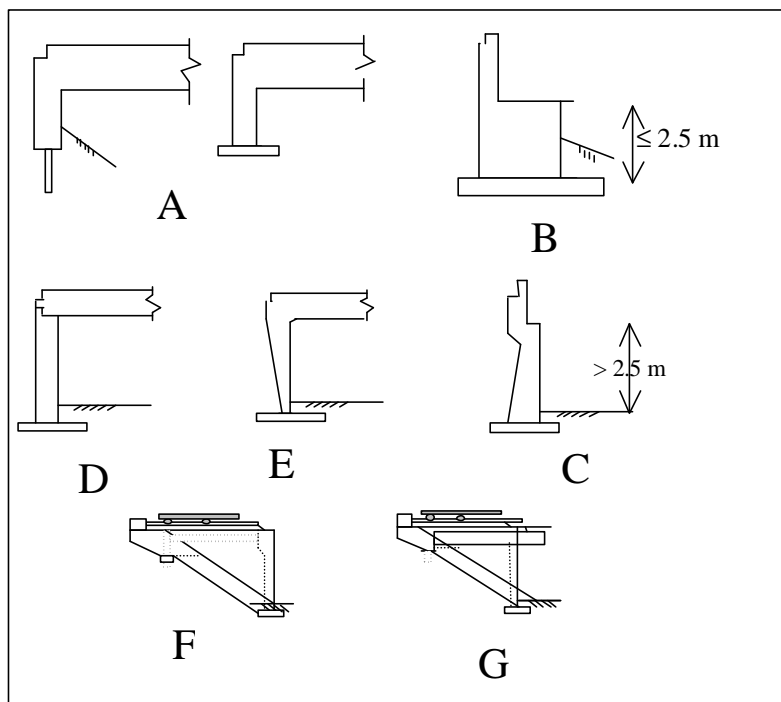


Figura 6.2. Tipos de estribos referidos en la tabla 6.5.

Los datos de daños en puentes se digitalizaron en forma de matrices de frecuencia del daño; esto es, el número de puentes observados en cada nivel de daño y para diferentes tamaños de aceleración máxima del suelo con respecto al número de estructuras en cada grupo, o MPD. Dichas matrices sirvieron de base para el desarrollo de curvas de fragilidad, determinadas por medio de análisis regresión tipo logit, los cuales son parte de la estadística aplicada. El objetivo de este tipo de análisis es obtener el mejor modelo de ajuste que describa la relación entre un resultado y un grupo de variables independientes. Un modelo de regresión tipo logit se engloba dentro de las técnicas multivariantes de estimación de la probabilidad de que ocurra un evento.

En los modelos tipo logit, las relaciones entre el resultado y las variables independientes se expresan, generalmente, en términos de la media convencional, $E(Y/x)$; la cual a su vez define, junto con los valores de x , la gráfica de la función de distribución acumulativa de una variable aleatoria. Basöz y Kiremidjian proponen un modelo de regresión logístico (Aldrich y Nelson 1984) definido por:

$$\pi(x) = \frac{e^{g(x)}}{1 + e^{g(x)}} \quad (6.1)$$

donde: $\pi(x) = E(Y/x)$ es la distribución logit y $g(x)$ es una transformación tipo logit, usada para fijar las propiedades deseables de un modelo de regresión. La transformación tipo logit, para una colección de k variables independientes $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_k)$, se denota como:

$$g(x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (6.2)$$

Los parámetros de un modelo logit se estiman empleando el método de máxima verosimilitud, el cual produce valores de parámetros desconocidos y maximiza la verosimilitud a partir del grupo de datos observados. En los estudios de Basöz y Kiremidjian se consideraron dos tipos de modelos, a saber:

- Un modelo de variable simple para calcular las probabilidades de excedencia a diferentes niveles de la variable discreta dependiente, usando $g(x) = \beta_0 + \beta_1 x$
- Un modelo logit lineal de variables múltiples para identificar las variables independientes que tenían mayor efecto en los resultados, usando un algoritmo de pasos de regresión tipo logit. Este algoritmo de regresión es una técnica estadística que comprueba la importancia de las variables, definidas en términos de una medida estadística de la significancia de coeficientes asignados a dicha variable. En una regresión logit, la distribución de probabilidad de los errores es considerada binomial y la significancia se evalúa mediante una prueba de verosimilitud tipo chi-cuadrada. Una de las mayores ventajas de los análisis paso a paso multivariantes es que, dados los parámetros del modelo, se determinan cuales son los mejores para su inclusión a incluir en el modelo

6.2.4. Resultados

En esta sección se comentarán los aspectos principales de los resultados obtenidos por Basöz y Kiremidjian para las zonas de Loma Prieta y Northridge. Para reforzar la descripción de estos aspectos se mostrarán algunas de las curvas de fragilidad calculadas, a modo de ejemplos generales.

6.2.4.1. Sismo de Loma Prieta

Para calcular las curvas de fragilidad se establecieron los niveles de sacudida sísmica en cada sitio de ubicación de las estructuras. En el caso de Loma Prieta, los valores de aceleraciones máximas del suelo fueron definidos mediante las relaciones de atenuación de Campbell (calculadas por medio de registros sísmicos capturados en el área de San Francisco) y mapas geológicos.

En la Bahía de San Francisco se localizaron 4785 puentes, 76 de los cuales presentan daños causados por el sismo de Loma Prieta. Para los análisis de correlación sólo se usaron 2329 de estas estructuras (los puentes estatales) para conformar los siguientes grupos:

1. 2131 de las estructuras se clasificaron dentro del *grupo de datos de puentes de autopista*, los cuales se muestran, por tipo de superestructura y subestructura, en la tabla 6.6. Como se observa en esta tabla, muchos de los puentes, 1883 (80%), son estructuras de hormigón armado. Por otra parte, 73% de las estructuras fueron diseñados con códigos de diseño estándares antes de 1971. Los códigos americanos fueron actualizados en los años de 1971 y 1982
2. 869 puentes se incluyeron en el *grupo de datos de puentes de autopista de hormigón armado*, considerando aquellos sistemas que tenían superestructura de hormigón armado y subestructura de hormigón armado con vanos múltiples o con vano único. Ejemplos de estas estructuras son vigas cajón de hormigón armado, vigas de hormigón presforzado, bloques de hormigón pretensado colados en sitio y vigas cajón I de hormigón presforzado y pretensado
3. De los puentes de hormigón armado se seleccionaron aquellos con características estructurales regulares para el *grupo de datos de puentes regulares*. Los puentes con características estructurales no regulares (como mezclas de ejes de pilas), se excluyeron de este grupo para poder evitar la combinación del comportamiento de diferentes componentes en los tipos de daños. Los puentes con información incompleta fueron descartados, aunque cumplieran con los requerimientos de cada grupo. EL *grupo de datos de puentes regulares* totalizó 1112 sistemas
4. Los puentes expuestos a niveles de aceleración máxima mayores o iguales a 0.1g se escogieron del *grupo de datos de puentes regulares* para conformar el *grupo de datos para correlación*. Los puentes en este último grupo fueron reagrupados conforme a las subcategorías listadas en la tabla 6.4, con el objetivo de examinar las relaciones entre las características estructurales, los niveles de acción sísmica y los costos de reparación estimados. Algunas estadísticas particulares obtenidas del *grupo de datos para la correlación* son: 67% de los puentes se diseñaron acorde a códigos anteriores a 1971, casi el 50% de los sistemas tienen estribos monolíticos, 80% de ellos son sistemas de vanos múltiples y 2/3 partes de los puentes con vanos múltiples tienen pilas múltiples por eje

Tabla 6.6. Distribución de puentes de autopista estatales en la Bahía de San Francisco, por tipo de superestructura y material de subestructura

Tipo subestructura	Tipo de superestructura					
	Hormigón	Acero	Armadura	Arco	Suspensión	Otros
Hormigón	1500	139	14	14	1	4
Acero	0	1	0	2	1	0
Mampostería	0	0	0	2	0	0
Desconocido	14	3	0	0	0	0
Puentes de vanos simples	369	11	0	25	0	31

Por otra parte, 200 de los puentes afectados por el sismo habían sido reforzados con cables de restricción. Algunas de estas estructuras sufrieron daño por deficiencias en los cables de restricción de la unión. Además, antes del sismo se completó el refuerzo de pilas no dúctiles en 262 de los puentes de California. A pesar de disponer de esta información, no se realizaron estudios de correlación de las estructuras reforzadas por ser los datos demasiado escasos para obtener conclusiones válidas.

Los informes de daños incluyen 76 estructuras con deterioro, clasificadas con daño *menor* o *mayor*, sin cualquier otro detalle adicional. El estado de daño *menor* se refiere al fallo o deterioración de placas de sujeción y pernos de anclaje, al agrietamiento y distorsión de pilas, al agrietamiento de muros de estribos, al daño de rieles, al fallo cortante globalizado y de juntas, a los asentamientos y al daño en los cables de restricción. Por otra parte, el daño *mayor* incluye a los puentes con colapso total o parcial, así como a las estructuras con daño en apoyos y placas de anclaje y con agrietamiento y distorsión excesivo de pilas.

La distribución de los 76 puentes dañados por año de diseño muestra que el 80% de ellos se diseñaron antes de los códigos de 1971. Sólo uno de los puentes con diseño reciente sufrió un estado de daño *mayor*. También, 43 de los 76 puentes dañados eran estructuras de hormigón que sufrieron aceleraciones máximas iguales o mayores a 0.1g. Debido a la falta de información detallada, sólo 28 de los 62 puentes de hormigón reportados con daño se consideraron en el *grupo de datos de correlación*, únicamente seis de éstos presentaron un estado de daño *mayor*. En la figura 6.3 se indica la distribución del número de puentes dañados en el *grupo de datos para correlación* por subcategoría de puente.

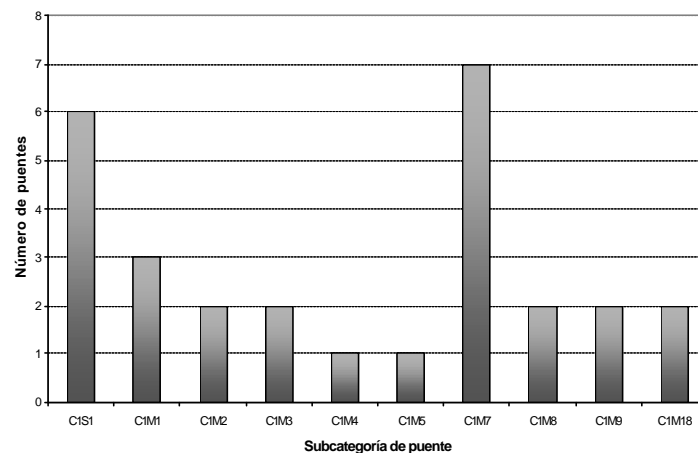


Figura 6.3. Distribución de puentes dañados por subcategoría de puente. Loma Prieta.

Por medio de los análisis de regresión múltiple tipo logit, conducidos sobre el *grupo de datos para correlación*, se identificó que la aceleración máxima del suelo y el tipo de estribo eran los parámetros que más influían en el daño de puentes. El parámetro del año de diseño fue considerado también importante cuando se estudiaron a todos los puentes, aunque no en el caso de puentes de vanos múltiples.

A través de la información proporcionada por los diferentes grupos se obtuvieron las matrices de probabilidad de daño; esto es, la probabilidad de sufrir un estado de daño dado un cierto tamaño del sismo. Por ejemplo, en la tabla 6.7 se presenta la MPD obtenida para puentes de vanos múltiples. De esta tabla se desprende, entre otras cosas, que el 5.38% de los puentes sujetos a niveles de aceleración máxima entre 0.2 y 0.3 g sufrieron un estado de daño *menor*.

Tabla 6.7 Matrices de probabilidad de daño de puentes de vanos múltiples. Sismo de Loma Prieta						
Daño observado	Aceleración máxima del terreno (g)					
	0.1-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7
Ninguno	98.83	94.62	88.89	66.67	25	100
Menor	1.17	5.38	11.11	0	75	0
Mayor	0	0	0	33.33	0	0

De las matrices de probabilidad de daño se derivaron las curvas de fragilidad, usando los análisis de regresión tipo logit comentados anteriormente. Como ejemplo de los resultados obtenidos por Basöz y Kiremidjian (Basöz y Kiremidjian 1995 y 1998; Kiremidjian y Basöz 1997) se presentan en los gráficos de la figura 6.4 las curvas de fragilidad de puentes de vano único. Estas curvas se basan en datos de 143 puentes, 137 sin daño, dos con daño menor y cuatro con daño mayor. Además, en las figuras 6.5 a 6.7 se indican las curvas de fragilidad para la subcategoría de puentes C1M7, de ejes de pila simple y de puentes construidos entre 1940 y 1971, respectivamente. En todas las figuras que se presentarán del trabajo de Basöz y Kiremidjian, se representa en el gráfico izquierdo a la probabilidad de presentar o exceder un estado de daño versus el tamaño del sismo; mientras que el gráfico derecho relaciona la probabilidad de tener un estado de daño con el tamaño de la excitación externa.

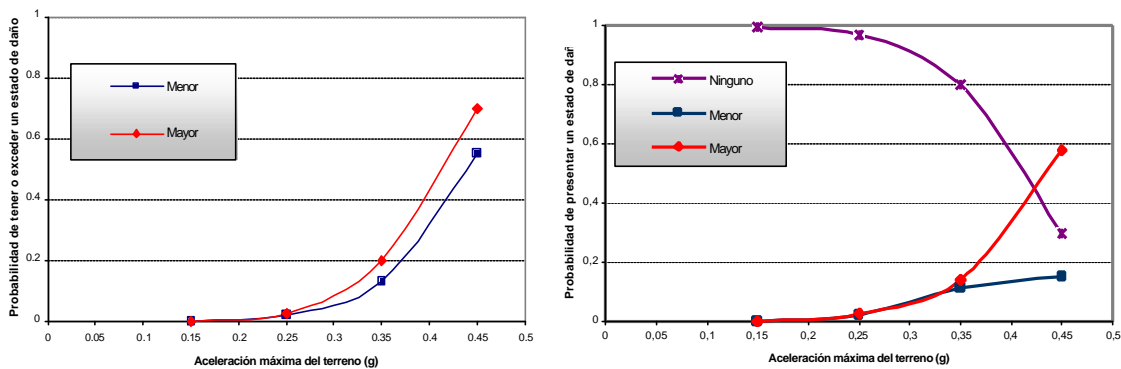


Figura 6.4. Curvas de fragilidad empíricas de puentes de vano simple. Sismo de Loma Prieta.

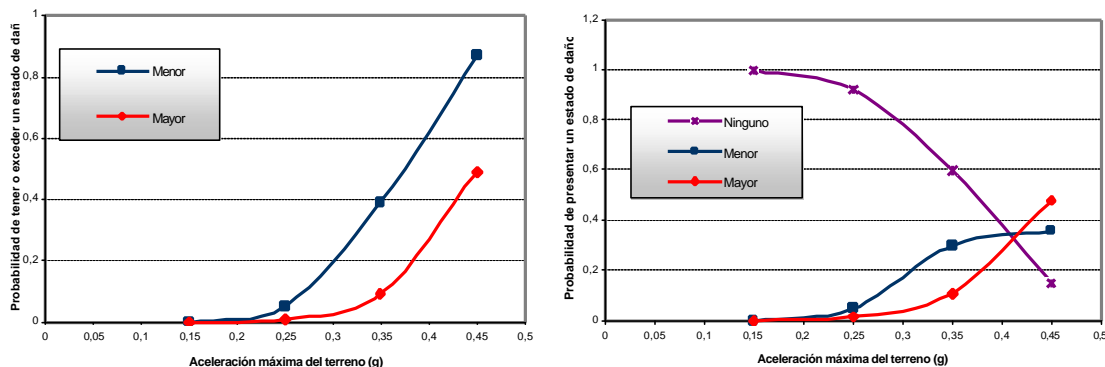


Figura 6.5. Curvas de fragilidad empíricas para la subcategoría de puentes C1M7. 106, 5, 2 puentes no dañados, puentes con daño menor y puentes con daño mayor, respectivamente. Sismo de Loma Prieta.

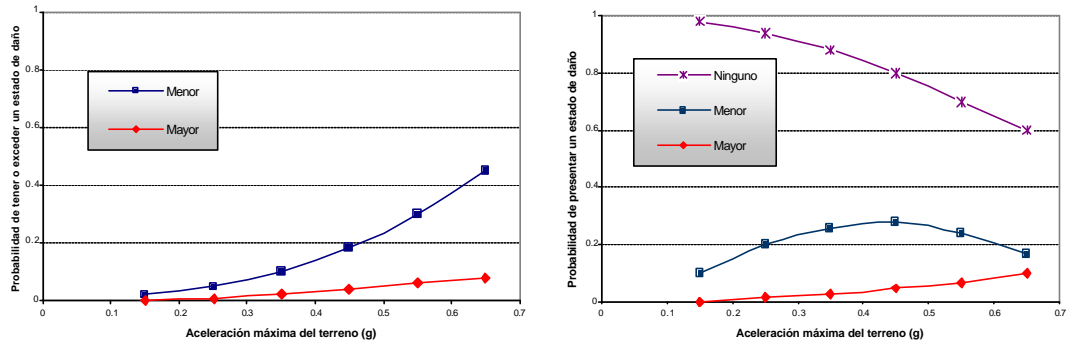


Figura 6.6. Curvas de fragilidad para puentes construidos entre 1940-1971. 639, 27 y 4 puentes sin daño, puentes con daño *menor* y puentes con daño *mayor*, respectivamente. Sismo de Loma Prieta.

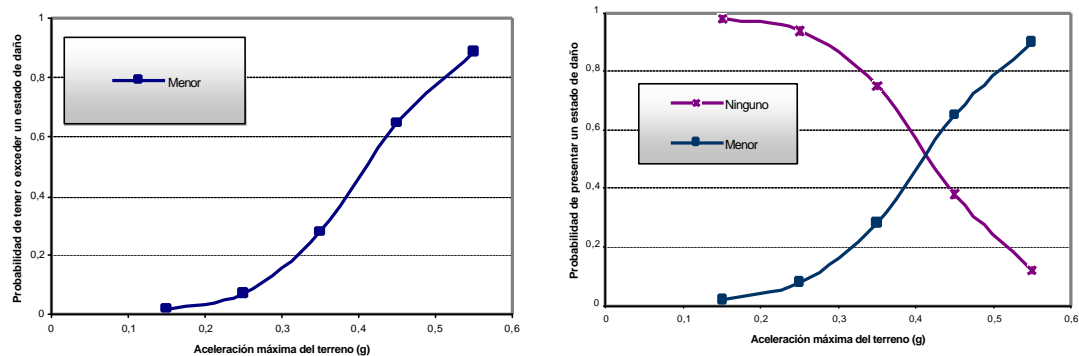


Figura 6.7. Curvas de fragilidad para puentes de eje único de pilas. 75 puentes no dañados y 5 con daño *menor*. Sismo de Loma Prieta.

En otro contexto, se compiló la base de datos de las relaciones de los costos de reparación en 84 puentes, incluyendo en ésta el costo de reparación total estimado e información detallada del trabajo de reparación. Se reportaron un total de \$280 millones en costos de reparación, 90% de los cuales se emplearon solamente en el refuerzo del Viaducto de la calle Ciprés (capítulo 2). La distribución de todos los puentes dañados por costo de reparación y estado de daño se muestra en la figura 6.8, mientras que la figura 6.9 indica la distribución de los costos de reparación por componentes de puentes para diferentes estados de daño, excluyendo los datos del viaducto de la calle Ciprés. Conforme a esta última figura, el daño en pilas ocasionó los mayores costos en puentes con daño *menor* y la reparación de pilas, juntas y cubierta contribuyó similarmente a la adecuación de puentes con daño *mayor*.

De igual forma que en las relaciones daño vs. tamaño del sismo, se calcularon curvas de fragilidad para siete intervalos de relaciones del costo de reparación, a saber: 0-10%, 10-20%, 20-30%, 30-40%, 40-50% y >50%. Ejemplos de estas curvas para puentes de vano único, puentes de la subcategoría C1M7 y puentes construidos entre 1940-1971 son presentados en las figuras 6.10 a 6.12.

Con base en los análisis anteriores, Basöz y Kiremidjian concluyeron para el caso de Loma Prieta lo siguiente:

- Niveles de acción externa. Debido a la falta de registros de los niveles de acción sísmica en todos los sitios de ubicación de puentes, se generó un mapa con estos valores. Este mapa no concuerda muy bien con los valores registrados en todos los sitios, por lo que se deberá investigar la influencia de este parámetro con mayor

detalle. Una estimación confiable del nivel de excitación en los sitios de ubicación de las estructuras es primordial para obtener respuestas válidas

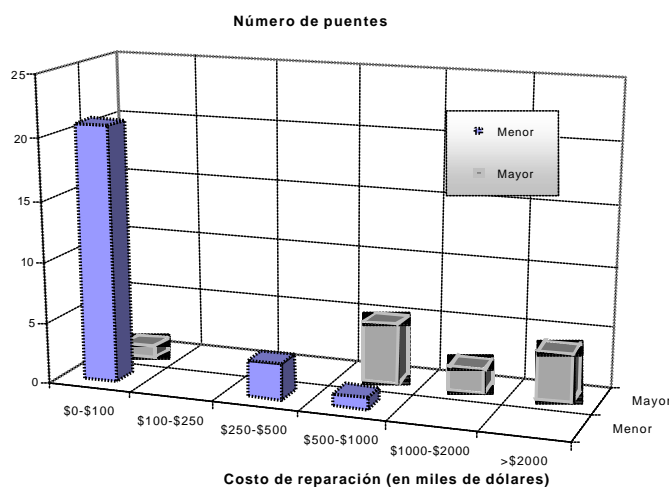


Figura 6.8. Distribución de todos los puentes dañados por costo de reparación y estado de daño. Sismo de Loma Prieta.

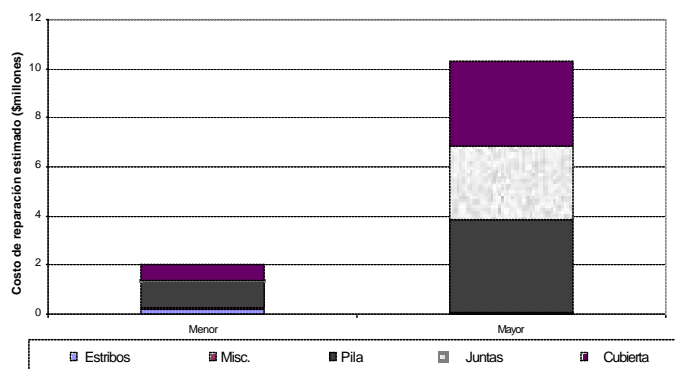


Figura 6.9. Distribución del costo estimado de reparación por componentes de puentes y estados de daño. Sismo de Loma Prieta.

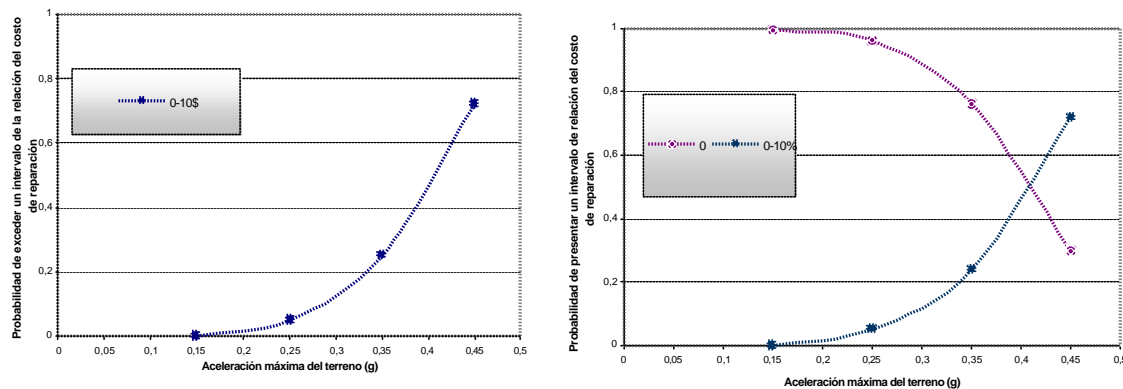


Figura 6.10. Curvas de fragilidad para la subcategoría de puentes C1M7. 108 puentes no dañados y 7 puentes con daño *menor*. Sismo de Loma Prieta.

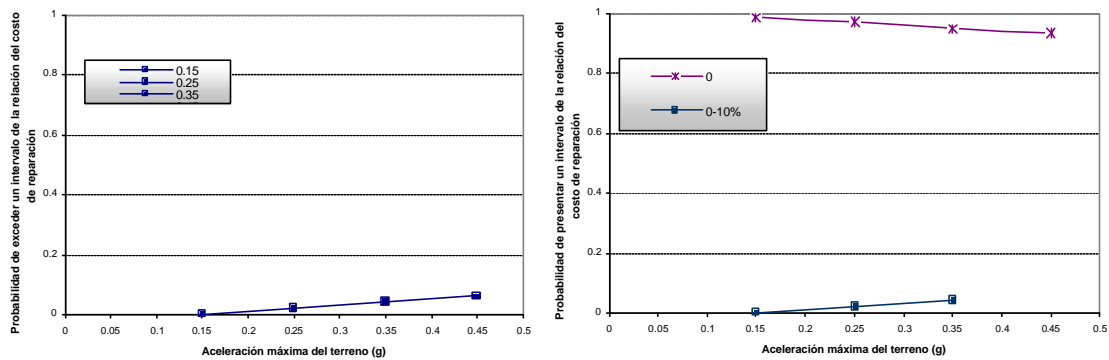


Figura 6.11. Curvas de fragilidad empíricas para puentes de vano simple. 202 puentes sin daño y 4 puentes con daño menor. Sismo de Loma Prieta.

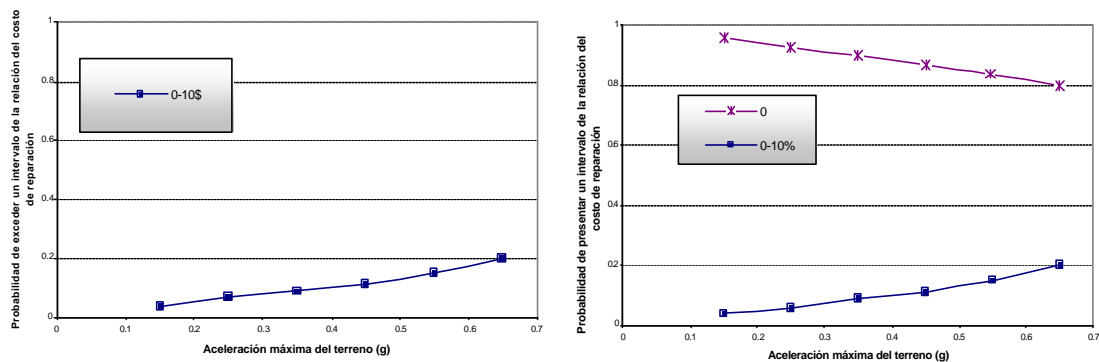


Figura 6.12. Curvas de fragilidad para puentes construidos entre 1940-1971. 635 puentes sin daño y 35 puentes con daño *menor*. Sismo de Loma Prieta.

- Estado de daño. La clasificación de estados de daño en *menor* y *mayor* engloba en la misma clase a estructuras con diferentes daños. Esta escasa clasificación hace difícil la identificación de las características estructurales que más contribuyen al daño
- Características estructurales y daño. Los puentes con estribos monolíticos tuvieron mejor comportamiento que aquellos con elementos no monolíticos; mientras que, los puentes con estribos parciales reportaron menos daños en altos niveles de acción sísmica que estructuras con estribos monolíticos. Por otra parte, los sistemas con eje de pila simple tuvieron más daños que aquellos con ejes de pilas múltiples y con pilas tipo muro. Estos datos y los del punto siguiente contribuyen a buscar mejores procedimientos de refuerzo o diseño de los elementos estructurales más débiles
- Costo estimado de reparación. Entre los puentes con informe del costo de reparación, casi el 50% de éste fue ocasionado por daño en pilas. Cerca del 21%, 18% y 2% del daño se localizó en el sistema de piso, juntas y estribos, respectivamente

Varios factores hicieron difícil derivar conclusiones generales de los resultados del análisis de daño y costo de reparación para puentes sometidos al sismo de Loma Prieta. Entre estos factores se incluyen la calidad y el tamaño de los grupos de datos disponibles y la escasa definición de los estados de daño.

6.2.4.2 Sismo de Northridge

Basöz y Kiremidjian siguieron un procedimiento similar al empleado con los datos de los puentes afectados por el sismo de Loma Prieta, para conseguir las curvas de fragilidad de las estructuras sometidas al sismo de Northridge. La base de datos compilada en este caso incluye 3533 puentes estatales y 2571 puentes locales. De los 3533 puentes estatales, 3318 fueron considerados en el *grupo de datos de puentes de autopista*, los cuales son listados, por tipo de superestructura y material de la subestructura, en la tabla 6.8. Considerando que buena parte de los puentes diseñados antes de 1971 sufrieron daño, cabe mencionar que el 76% de los puentes en el *grupo de puentes de autopista* cumplían con este aspecto.

Tipo de subestructura	Tipo de Superestructura						
	Hormigón	Acero	Armadura	Madera	Arco	Otros	
Hormigón	2394	119	4	0	12	5	
Acero	9	3	0	1	0	0	
Madera	0	0	0	4	0	0	
Puentes de vanos simples	708	32	0	0	15	6	

Como se observa en la tabla 6.8, más del 85% de los puentes dañados eran estructuras de hormigón armado. Entre éstos, 3102 puentes con superestructuras de hormigón armado y subestructuras de hormigón con vanos múltiples o con vano único se agruparon en el *grupo de puentes de autopista de hormigón*.

Para estudiar el efecto de diferentes tipos de componentes estructurales en el daño global, los puentes con características regulares se añaden en el *grupo de datos de puentes regulares*. Además, para complementar los datos necesarios en los estudios de correlación se formó el *grupo de datos para correlación* con todos aquellos puentes que sufrieron aceleraciones máximas de terreno iguales o mayores a 0.15g. Este último grupo se subdividió en subcategorías de puentes (tabla 6.4), cuya distribución se puede observar en la figura 6.13. Los puentes de acero fueron excluidos de los análisis por falta de información suficiente para lograr conclusiones confiables.

Como resumen, en la tabla 6.9 se indica la cantidad de los puentes que fueron adjuntados por Basöz y Kiremidjian a cada uno de los grupos de estudio, distinguiéndolos por la cantidad de vanos que cada uno tenía. Entre otras estadísticas, de la información compilada del *grupo de datos para correlación* se desprenden las cantidades siguientes:

- 72% de los puentes fueron construidos entre 1940 y 1971, 21% entre 1972 y 1980 y 5% después de 1980
- 64% y 31% de los puentes de vano único tenían estribos monolíticos y no monolíticos, respectivamente. Sólo 5% de las estructuras tenían estribos de tipo parcial
- 48%, 36% y 16% de los puentes de vanos múltiples tenían estribos monolíticos, no monolíticos y parciales, respectivamente

Tabla 6.9 Número de puentes incluidos en los grupos de datos formados por Basöz y Kiremidjian				
	Grupo de puentes de autopista	Grupo de puentes de hormigón	Grupo de puentes regulares	Grupo de datos para correlación
Vano simple	768	708	630	333
Vano múltiple	2550	2394	2021	848

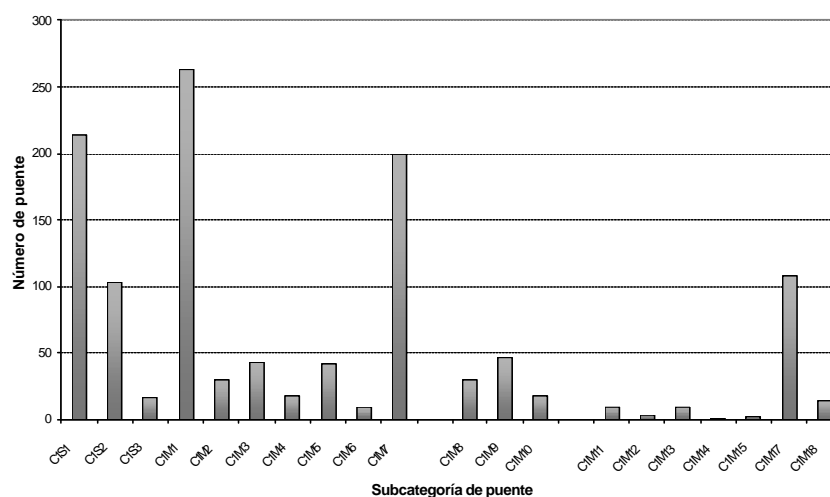


Figura 6.13. Distribución de puentes del grupo de correlación por subcategoría. Sismo de Northridge.

- 63%, 22% y 15% de los puentes de vanos múltiples tenían ejes de pilas múltiples, ejes de pilas únicas y pilas tipo muro, respectivamente

En los estudios de correlación se emplearon valores de la aceleración máxima del suelo provenientes de dos organizaciones independientes, los organismos norteamericanos USGS y WCFS. Como los valores de aceleración variaban considerablemente entre las dos bases de datos, los estudios de correlación se realizaron con los datos de ambas organizaciones. El máximo valor de aceleración máxima del terreno registrado en una ubicación de puente fue de 1.55g y 0.66g para los mapas de USGS y WCFS, respectivamente.

A los puentes de estudio se les asignó uno de los cuatro estados de daño definidos, a saber: *menor*, *moderado*, *mayor* y *colapso*. El daño *mayor* se asocia a puentes donde se localizaron pilas con grandes deformaciones, torsión importante del acero de refuerzo o daño de consideración en articulaciones o apoyos. El daño *moderado* fue asignado a puentes con distorsión de pilas, agrietamiento cortante sin torsión y/o daño sustancial en estribos y pilas. A los puentes dañados sin peligro de uso o con fácil reparación se les clasificó con un estado de daño *menor*.

Caltrans reportó 233 puentes dañados por el sismo de Northridge, 200 de los cuales eran de hormigón, 28 de vano único y 172 de vanos múltiples. Sólo 164 de los puentes dañados (27 de vano único y 137 de vanos múltiples) tenían estribos y/o pilas de tipo regular. De estos 164 puentes, 160 fueron expuestos a aceleraciones máximas del suelo con valores iguales a mayores a 0.15g, por lo que estas estructuras se incluyeron en el *grupo de datos para correlación*. Entre los datos registrados se desprenden:

- 68% de los puentes dañados se diseñaron antes de los estándares de 1971. 73 de los puentes diseñados entre 1972 y 1980 sufrieron daños, 55 de ellos localizados en suelo aluvial con inclinación mayor a los 20°
- Seis puentes colapsaron por el sismo, cuatro de ellos tenían estribos y pilas regulares
- 20% de los puentes dañados eran de vano único, 63% de ellos con estribos monolíticos
- 48%, 43% y 9% de los puentes de vanos múltiples dañados tenían estribos monolíticos, no monolíticos y parciales, respectivamente. 61%, 25% y 14% de los puentes de vanos múltiples dañados tenían ejes de pilas múltiples, ejes de pila simple y pilas tipo muro, respectivamente
- En muchos de los casos, los puentes reforzados antes del sismo tuvieron buen comportamiento, en especial a los que habían sido reforzados con encamisados en pilas
- En este caso se determinó que los parámetros que más contribuían al daño de puentes eran la aceleración máxima del suelo, la longitud de vanos y la continuidad de éstos. También, en puentes de vanos múltiples, se encontró que el parámetro más importante era el tipo de pila que formaba a la subestructura
- Se determinó una correlación pobre entre longitud de vano y daño producido, considerando a todas las estructuras, por lo que este parámetro no se valoró como importante

Del grupo de datos para correlación se desprendieron las matrices de probabilidad de daño, y de éstas se obtuvieron las curvas de fragilidad empíricas de los puentes de estudio. Un ejemplo de las matrices de probabilidad de daño calculadas, para puentes de vanos múltiples y para aceleración máxima del suelo definida por el USGS, se puede observar en la tabla 6.10.

Tabla 6.10 Matrices de probabilidad de daño para puentes de vanos múltiples							
Daño observado	Aceleración máxima del suelo (g), conforme al USGS						
	0.15-0.2	0.2-0.3	0.3-0.4	0.4-0.5	0.5-0.6	0.6-0.7	0.7-0.8
Ninguno	98.48	92.25	86.21	65.96	37.04	55.56	80.95
Menor	1.02	2.82	9.20	4.26	22.22	14.81	9.52
Moderado	0.51	2.82	4.60	19.15	22.22	18.52	4.76
Mayor	0	2.11	0	10.64	18.52	11.11	4.76
Colapso	0	0	0	0	0	0	0
Daño observado	Aceleración máxima del suelo (g), conforme al USGS						
	0.8-0.9	0.9-1.0	1.0-1.1	1.1-1.2	1.2-1.3	1.3-1.4	
Ninguno	72.00	24.14	64.29	50	0	100	
Menor	0	17.24	7.14	50	0	0	
Moderado	16.00	24.14	21.43	0	0	0	
Mayor	4.00	31.03	0	0	0	0	
Colapso	8.00	3.45	7.14	0	0	0	

En este caso se obtuvieron curvas de fragilidad incondicionales y condicionales al daño; esto es, considerando todos los puentes de estudio, incondicionales, o sólo aquellos sistemas que sufrieron daños, condicionales. Como ejemplos de los cálculos realizados por Basöz y Kiremidjian en adelante se presentaran algunas de las curvas de fragilidad obtenidas, considerando solamente la caracterización de la acción sísmica proporcionada por el USGS. Así, las figuras 6.14 y 6.15 muestran las curvas de fragilidad para los valores del USGS y para puentes de vanos múltiples incondicionales y condicionales al daño, respectivamente. También, este tipo de curvas para la subcategoría de puentes C1M1 (tabla 6.4) y para puentes construidos entre 1940 y 1971, son representado en las figuras 6.16 y 6.17, también respectivamente.

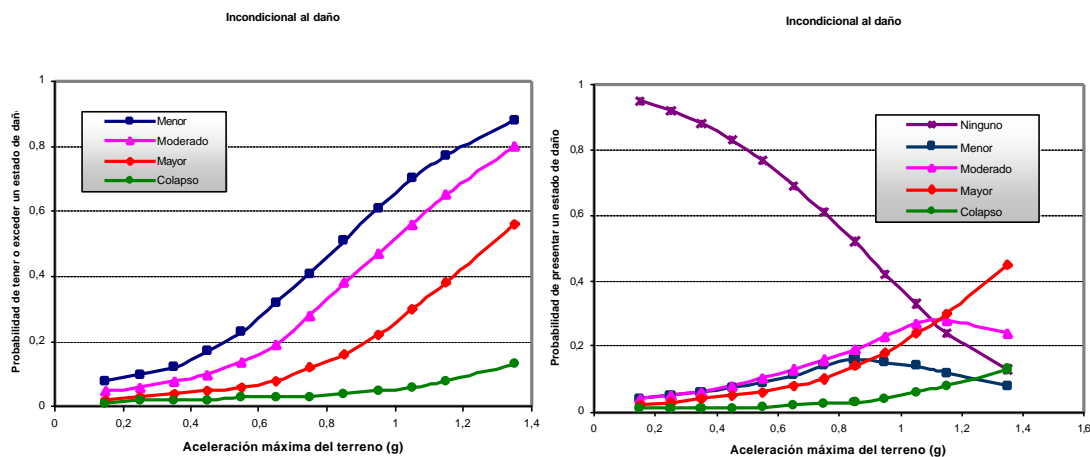


Figura 6.14. Curvas de fragilidad empíricas para puentes de vanos múltiples. Valores para USGS. 715, 47, 52, 30 y 4 puentes *sin daño* y daños *menor, moderado, mayor* y *colapso*, respectivamente.

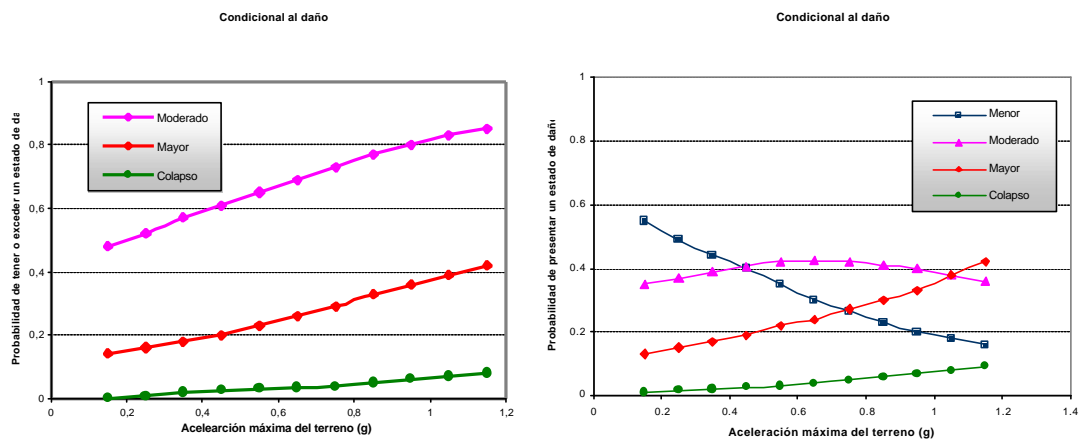


Figura 6.15. Curvas de fragilidad empíricas para puentes de vanos múltiples. Valores para USGS. 47, 52, 30 y 4 puentes con daño *menor, moderado, mayor* y *colapso*, respectivamente.

La disponibilidad de información sobre el refuerzo de puentes permitió calcular algunas curvas de fragilidad que distinguen entre el comportamiento de puentes reforzados y no reforzados, una de las cuales se muestra en la figura 6.18. A partir de estas curvas se observó que el número de puentes no dañados es mayor en las estructuras reforzadas, mientras que la probabilidad de sufrir un estado de daño *menor* o

mayor es ligeramente mayor en las estructuras renovadas, lo cual podría ser consecuencia del pequeño número de puentes reforzados que se incluyeron en el estudio.

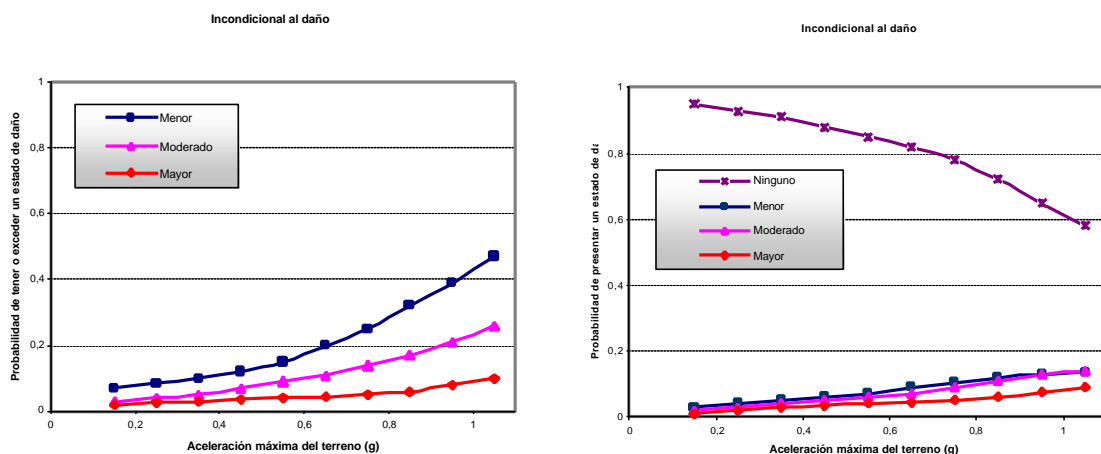


Figura 6.16. Curvas de fragilidad empíricas para la subcategoría CIM1. Valores para USGS. 228, 16, 13, 6 y 0 puentes *sin daño* y daños *menor, moderado, mayor* y *colapso*, respectivamente.

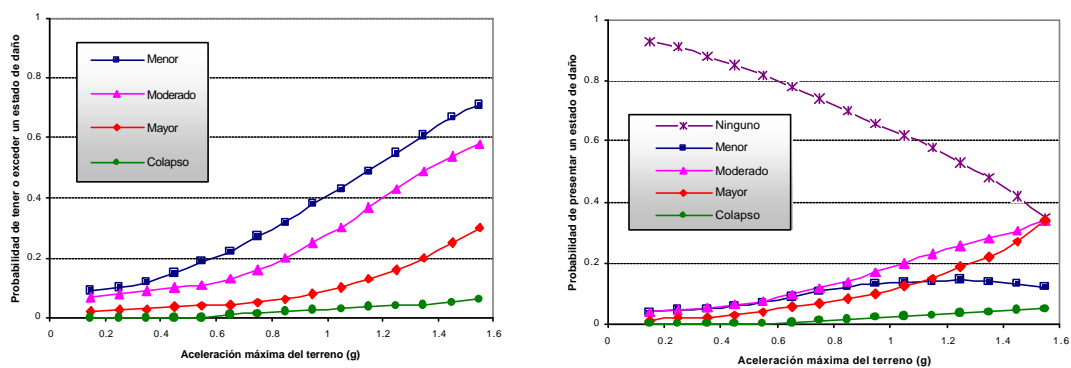


Figura 6.17. Curvas de fragilidad empíricas para puentes construidos entre 1940-1971. Valores para USGS. 887, 49, 59, 28 y 3 puentes *sin daño* y daños *menor, moderado, mayor* y *colapso*, respectivamente.

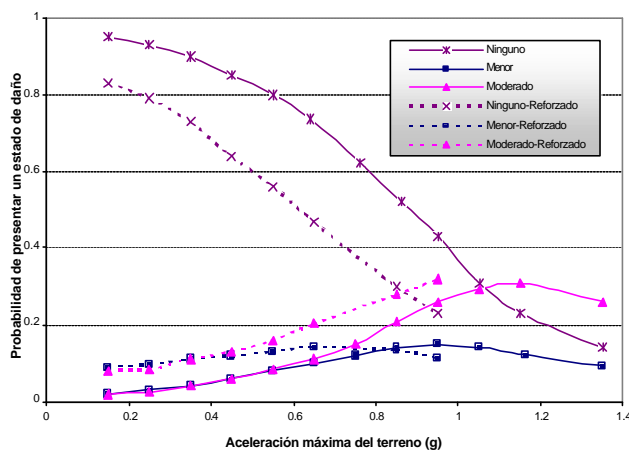


Figura 6.18. Comparación de las curvas de fragilidad empíricas para puentes reforzados y no reforzados.

Los datos de los costos estimados de reparación fueron obtenidos de los informes de puentes dañados, calculando un total de \$190 millones por gastos de reparación en este tipo de sistemas. El costo total de reparación de los seis puentes colapsados correspondió al 75% de estos 190 millones de dólares. Los costos de reparación estimados fueron de \$152.85, \$30.87, \$5.66 y \$0.54 millones para casos de *colapso*, y daños *mayor*, *moderado* y *menor*, respectivamente. La distribución de los puentes por costos estimados de reparación y estado de daño sufrido se puede observar en la figura 6.19. Sólo en 77 de los 160 puentes dañados en el *grupo de datos de correlación* se disponía de datos de los costos de reparación, 43 de ellos con desgloses de costos (figura 6.20) por componentes estructurales. Conforme a la figura 6.20, muchos de los costos de reparación en puentes con daño *menor* fueron ocasionados por asentamientos de las estructuras de aproximación; en tanto que no se observó daño en pilas y juntas. Para los puentes con daño *moderado*, se observó que el tipo de daño más significativo fue por degradación de estribos; mientras que el costo de reparación más alto para puentes con daño *mayor* fue por problemas en pilas. El costo de reparación promedio de puentes con daño *mayor* fue casi cinco veces mayor al reportado en estructuras con daño *moderado*. De los resultados se desprende que las subcategoría C1M1 y C1M10 son las subcategoría menos y más vulnerable de puentes de hormigón de vanos múltiples.

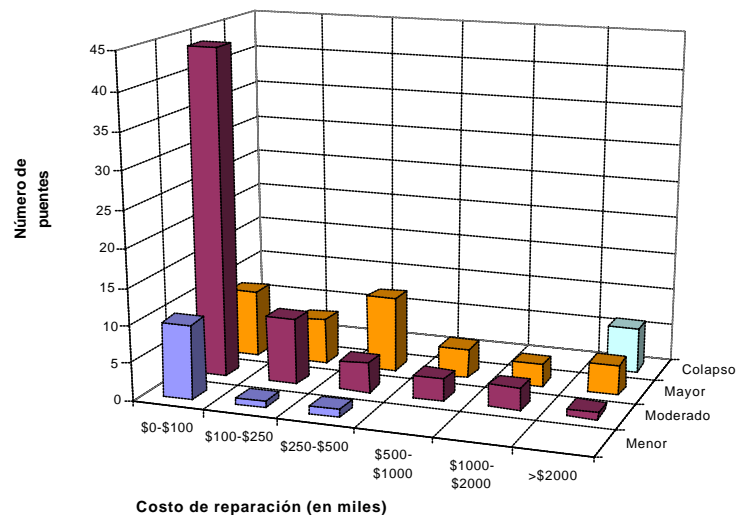


Figura 6.19. Distribución de todos los puentes dañados por costo de reparación y estado de daño.

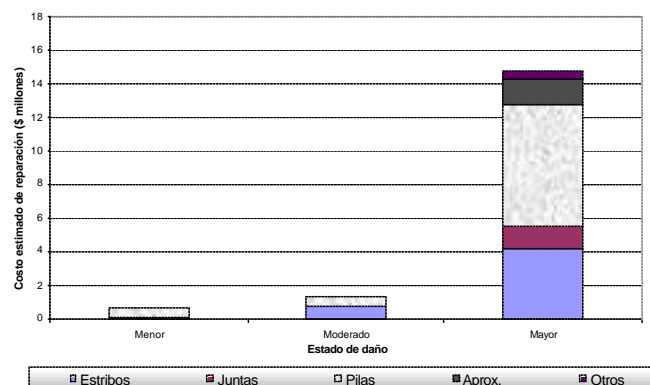


Figura 6.20. Distribución del costo estimado de reparación por componentes de puentes y para diferentes estados de daño.

La relación entre el costo por cierre al tráfico y el costo estimado de reparación se evaluó para 13 de los puentes dañados, como ejemplo en la figura 6.21 se muestra esta relación para las construcciones que sufrieron un estado de daño *mayor*. Como se observa en esta figura, los puentes #531493S y #531507 ocasionaron grandes pérdidas económicas indirectas.

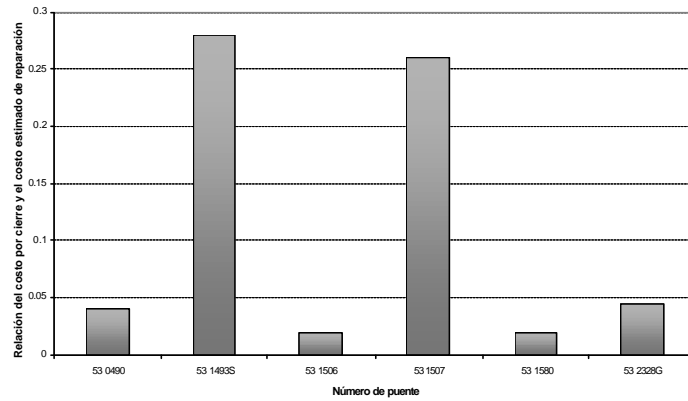


Figura 6.21. Relación entre el costo por cierre al tráfico y el costo estimado de reparación. *Daño mayor.*

La relación del costo de reparación, costo de reparación entre costo de reemplazo, se determinó para los mismos siete intervalos utilizados con los datos de Loma Prieta, calculando para cada uno relaciones entre estos valores y el tamaño de la acción sísmica. Sin embargo, para muchas de las subcategorías de puentes definidas en la tabla 6.4 sólo se usaron relaciones del costo de reparación de 0% y de 0% -10%, debido a falta de información. En las figuras 6.22 a 6.24 se presentan ejemplos de las curvas de fragilidad de las relaciones de los costos de reparación para puentes de vanos múltiples, subcategorías C1M1 y C1M7 y estructuras construidas entre 1940 y 1971, respectivamente.

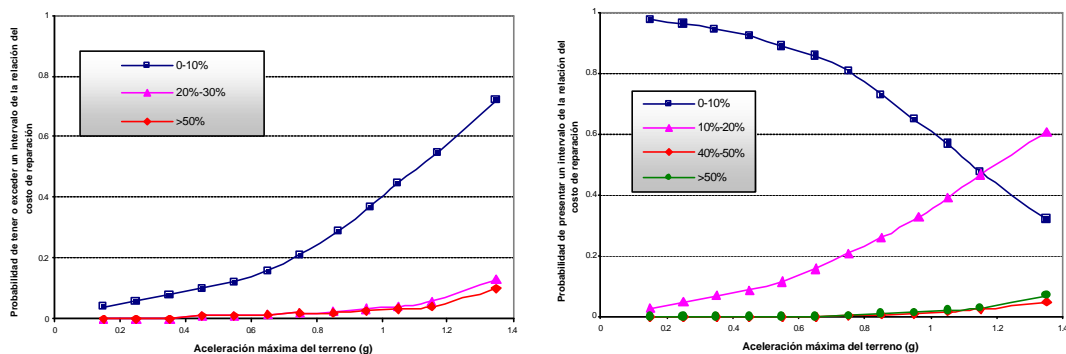


Figura 6.22. Curvas de fragilidad empíricas para puentes de vanos múltiples. Relación del costo de reparación. Valores para USGS.

Al final se realizó un estudio comparativo entre las MPD reportadas en el ATC y los cálculos determinados por Basöz y Kiremidjian para los puentes ubicados en la zona de Northridge. Los resultados de este último análisis muestran que los valores del ATC generalmente coinciden bastante bien con el daño observado y las relaciones de los costos de reparación para valores de Intensidad Modificada de Mercalli; sin embargo,

estas MPD sobreestiman las relaciones de los costos de reparación esperadas para estados de daño *moderado* y *colapso*

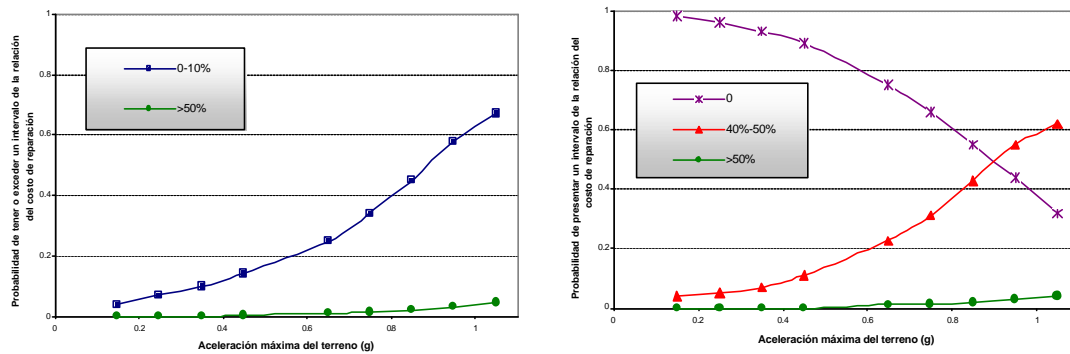


Figura 6.23. Curvas de fragilidad empíricas para la subcategoría de puentes C1M7. Valores para USGS.

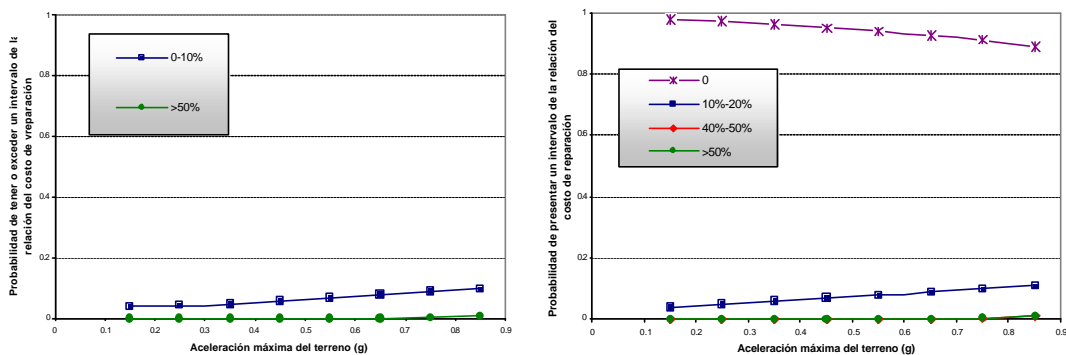


Figura 6.24. Curvas de fragilidad empíricas para puentes construidos entre 1940 y 1971.

A partir de todos los análisis realizados a los puentes de Northridge, Basöz y Kiremidjian enfatizaron varias observaciones, las cuales en forma resumida son:

- Niveles de movimiento del terreno. Se emplearon dos tipos de valores, los provenientes de las organizaciones USGS y WCFS. Como los valores de la aceleración máxima del suelo eran considerablemente diferentes entre estas dos fuentes, se obtuvieron relaciones entre daño y tamaño del sismo y entre costo de reparación y tamaño del sismo para ambos grupos de datos. Para los casos donde la aceleración máxima del suelo de los valores del USGS rondaba el 1g, las formas de las curvas de fragilidad basadas en las dos fuentes de datos de movimiento del suelo eran muy similares. Las probabilidades presentar o exceder un estado de daño fueron también similares en iguales niveles de la aceleración máxima de los dos organismos. Los valores de las probabilidades máximas y las formas de las curvas de fragilidad muestran diferencias entre ambas fuentes cuando se incluían en el análisis a los puentes sujetos a altos valores de aceleración máxima del USGS
- Características estructurales y daño. Ninguno de los puentes de acero de la zona afectada colapsó. A partir de los datos de daños se observó que la probabilidad de daño *mayor* a niveles de aceleración menores a 0.85g fue la misma para puentes de acero y hormigón, como se puede comprobar en la figura 6.25. Los puentes de acero fueron más susceptibles a experimentar daño *moderado* o *menor* que las estructuras de hormigón.

Los puentes con pilas reforzadas tuvieron un buen comportamiento, en tanto que aquellos renovados con cables de restricción en articulaciones sufrieron daño importante. Por otra parte, los puentes con estribos monolíticos tuvieron mejor comportamiento que aquellos con elementos no monolíticos. Además, los puentes con ejes de pilas simples sufrieron más daño entre todos los tipos de pilas considerados.

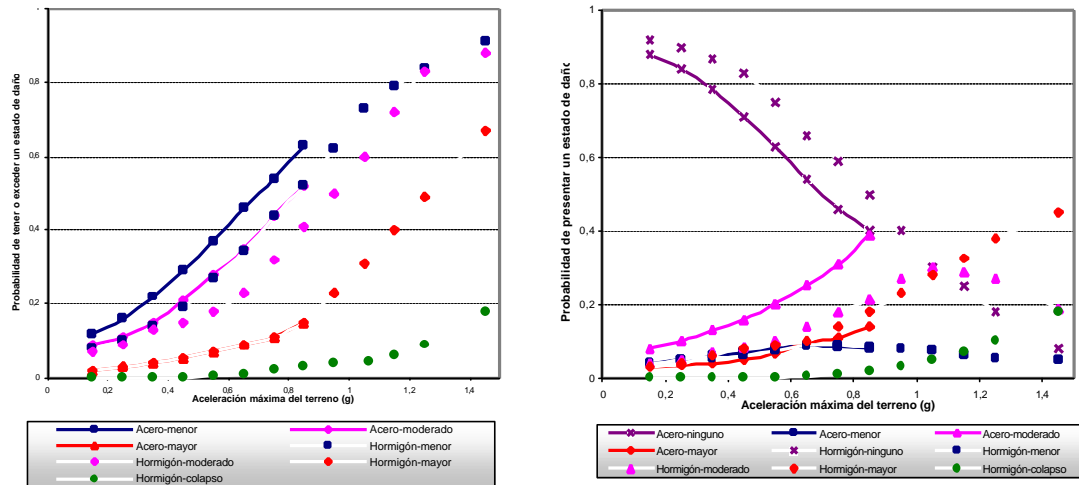


Figura 6.25. Comparación de las curvas de fragilidad empíricas para puentes de hormigón y acero.

- Clasificación de puentes y relaciones daño-tamaño del sismo. Las subcategorías de puentes menos y más vulnerables para estructuras de vano único fueron las C1S1 y C1S2, respectivamente. Por su parte, las subcategorías menos, intermedia y más vulnerables de puentes de vano múltiple fueron C1M1, C1M10, y C1M7, también respectivamente
- Costo estimado de reparación. Cerca del 75% de los costos de reparación se debieron al colapso de seis puentes. La mayoría de los costos derogados fue por fallos en pilas y juntas, principalmente en puentes con daño *mayor*. La relación del costo de reparación observado para puentes de vano único no fue mayor al 10%, mientras que para puentes de vanos múltiples esta relación fue como máximo del 50%
- Cuando se compararon las MPD del ATC con los datos observados, se encontró que éstas coincidían muy bien con el daño observado y los costos de reparación para bajos niveles de intensidad sísmica. En muchos de los casos con intensidades sísmicas mayores o iguales a VII (IMM), las matrices del ATC sobreestimaban los valores observados después del sismo de Northridge

6.2.4.3 Comparación entre los resultados obtenidos para los sismos de Loma Prieta y Northridge

Aunque los sismos de Loma Prieta y Northridge tienen diferentes características, como magnitud, localización y mecanismo de la fuente, Basöz y Kiremidjian obtuvieron conclusiones generales del comportamiento de las construcciones en estas dos áreas de estudio. En resumen, las conclusiones obtenidas son:

- El número de puentes estatales en las regiones afectadas fue de 2300 y 3500 para las zonas de Loma Prieta y Northridge, respectivamente. De estas estructuras, el número de puentes dañados fue de 76 (3.6%) para Loma Prieta y 233 (6.5%) para Northridge
- Las consecuencias económicas del fallo de puentes fue más impactante en las estructuras de Loma Prieta, principalmente por las diferencias en las características geográficas de las zonas afectadas. Los tiempos de restauración de los puentes con daño *mayor* o *colapso* fueron más cortos en el sismo de Northridge, comparados con los valores conseguidos después del sismo de Loma Prieta
- La distribución del daño de los puentes por año de diseño fue muy similar en las dos regiones, lo que clarifica la mejora del comportamiento de los puentes al utilizar reglamentos que incluyen aspectos sismorresistentes actuales. Más del 75% de los puentes de estudio fueron construidos antes de 1972. Esto demuestra la gran cantidad de estructuras viejas que pueden tener su capacidad resistente reducida, siendo vulnerables ante acción sísmica
- Más del 90% de los puentes afectados por el sismo de Loma Prieta y más del 80% de los que sufrieron el sismo de Northridge eran estructuras de hormigón armado. De manera similar, cerca del 82% y 91% de los puentes dañados en los sismos de Loma Prieta y Northridge, respectivamente, eran estructuras de hormigón armado
- Los puentes fueron agrupados en cuatro (Northridge) y dos (Loma Prieta) estados de daño. La asignación de los daños reportados en cuatro estados de daño representó una mejor descripción de los fallos de puentes. Una comparación de la descripción del daño para los dos sismos revela que los estados de daño *menor* y *moderado* y *mayor* y *colapso* en la zona de Northridge, corresponden aproximadamente a estados de daño *menor* y *mayor* para el sismo de Loma Prieta
- Conforme a los datos de daños ocasionados por el terremoto de Northridge, se determinó que el tipo de eje de pilas y la continuidad de vanos eran los parámetros más susceptibles al daño. Por otro lado, se encontró que el año de diseño de la construcción tenía buena correlación con el daño observado después del sismo de Loma Prieta
- Para ambos sismos, los puentes con estribos monolíticos tuvieron mejor comportamiento que aquellos con elementos no monolíticos. De forma similar, los puentes con ejes de pilas múltiples sufrieron menos daños que aquellos con ejes de pila simple
- Se observaron mayores probabilidades de exceder estados de daño *menor* y *mayor* en los datos de Northridge (figura 6.26), comparados con los de Loma Prieta, para puentes de vanos múltiples
- A un nivel dado de aceleración máxima del suelo, la probabilidad de presentar o exceder un estado de daño varió hasta con un factor de cuatro, entre las dos zonas. Las variaciones de estas probabilidades (entre los datos de Loma Prieta y Northridge), se debieron, entre otras razones, a las diferentes definiciones de los estados de daño. Por ejemplo, para la subcategoría C1M7, la probabilidad de

presentar un estado de daño *menor* para el sismo de Loma Prieta es muy cercana a la suma de probabilidades de presentar estados de daño *menor* y *moderado* para el sismo de Northridge, figura 6.27

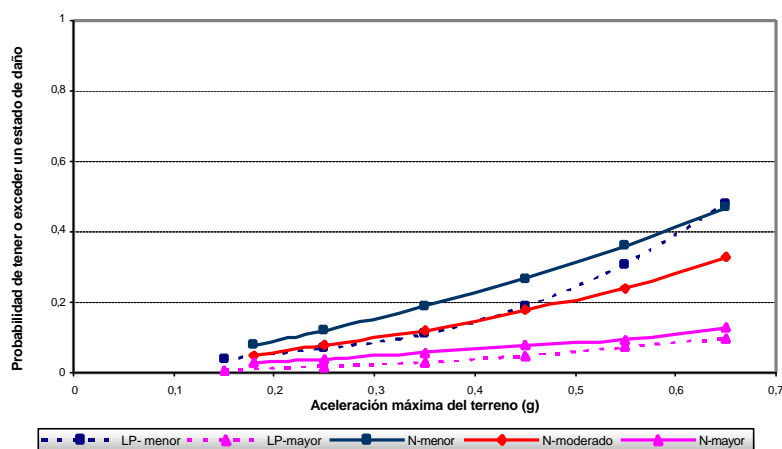


Figura 6.26. Curvas de fragilidad empíricas para puentes construidos entre 1940 y 1971 en los sismos de Loma Prieta y Northridge.

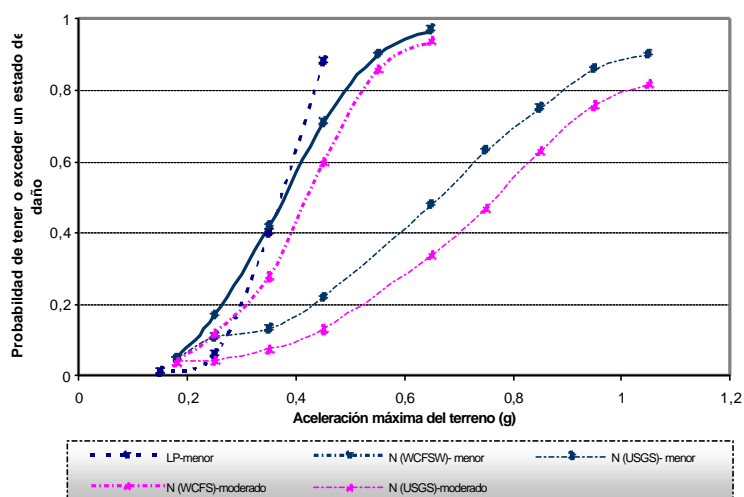


Figura 6.27. Curvas de fragilidad empíricas para la subcategoría de puentes C1M7 obtenidas después de los sismos de Loma Prieta y Northridge.

- El costo de reparación estimado total para los puentes dañados por el sismo de Northridge fue aproximadamente de 2/3 del derogado después del movimiento de Loma Prieta. Sin embargo, 90% del costo de reparación estimado total en Loma Prieta fue por el fallo de una estructura, el Viaducto de la calle Cypress. Los puentes que colapsaron por el sismo de Northridge produjeron el 75% del costo de reparación total. De entre todos los elementos, el daño en pilas fue el más costoso en ambos sismos
- No se observaron relaciones de costos de reparación mayores al 10% después del sismo de Loma Prieta. Las figuras 6.28 y 6.29 muestran la comparación de las curvas obtenidas para puentes de vanos múltiples y subcategoría C1M7 para ambos sismos, considerando sólo intervalos de la relación del costo de reparación de 0 y 0-10%. Las probabilidades de exceder o alcanzar un intervalo dado de la relación de costo de reparación fueron similares para ambos sismos

en puentes de vanos múltiples. Sin embargo, si se analizaba, por ejemplo, la subcategoría C1M7 se observa (figura 6.29) que las probabilidades de presentar o exceder un intervalo de la relación del costo de reparación pueden ser muy diferentes en los dos escenarios de estudio, dependiendo de la definición del tamaño del sismo

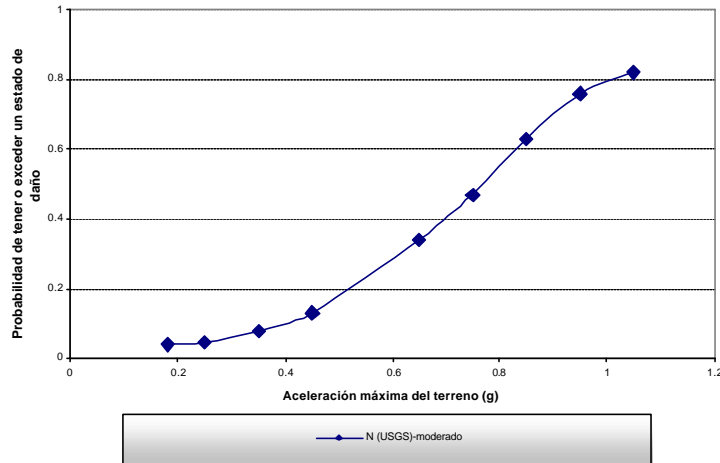


Figura 6.28. Curvas de fragilidad empíricas para puentes de vanos múltiples obtenidas después de los sismos de Loma Prieta y Northridge.

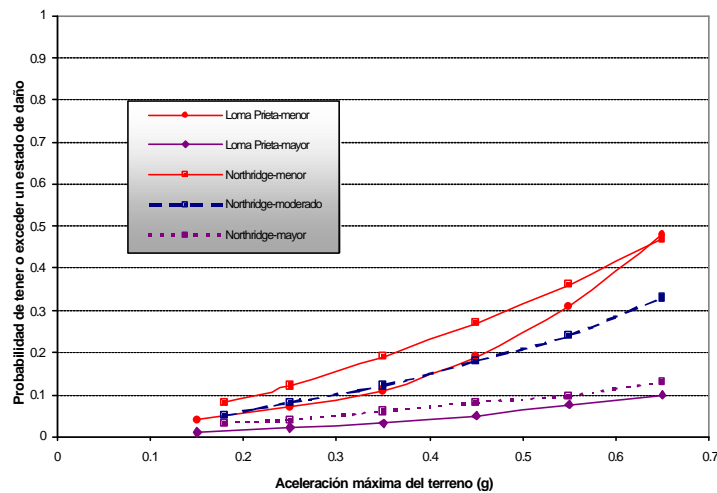


Figura 6.29. Curvas de fragilidad empíricas para la subcategoría de puentes C1M7 obtenidas después de los sismos de Loma Prieta y Northridge.

6.3. Pruebas de hipótesis e intervalos de confianza de las curvas de fragilidad empíricas de puentes

Como un procedimiento de evaluación preliminar, Shinozuka desarrolló una metodología, mezcla entre los métodos analíticos (como el usado por Ciampoli, capítulo 4) y los estudios estadísticos de los informes de daños pasados; como los seguidos por Xhuesheng y Shuming, y Basöz y Kiremidjian en las secciones 6.1 y 6.2, respectivamente. El proceso propuesto por Shinozuka para obtener curvas de fragilidad de puentes incluye, entre sus evaluaciones: (1) juicio profesional, (2) análisis quasi-estáticos consistentes con los códigos de diseño, (3) estudios estadísticos de datos de daños asociados a sismos pasados, y (4) simulaciones numéricas de la respuesta sísmica de puentes a partir de la dinámica estructural.

6.3.1. Curvas de fragilidad empíricas para los puentes afectados por el sismo de Northridge

Las curvas de fragilidad empíricas obtenidas por Shinozuka (1998) se basan en las conclusiones estadísticas del análisis de los daños ocasionados por el sismo de Northridge en 1994. Mientras Basöz y Kiremidjian (Basöz y Kiremidjian 1995 y 1998, y Kiremidjian y Basöz 1997) calcularon las curvas empíricas mediante evaluaciones estadísticas tipo logit, Shinozuka las obtiene a través de los parámetros de la función de distribución lognormal, la cual asigna a la variable aleatoria daño. Para la estimación de los parámetros de la distribución, media c y logaritmo de la desviación estándar ζ , se aplicó el método estadístico de máxima verosimilitud, cuya función de verosimilitud, L , se expresa como:

$$L = \prod_{i=1}^N [P(a_i)]^{q_i} [1 - P(a_i)]^{1-q_i} \quad (6.3)$$

donde: $P(\cdot)$ representa la curva de fragilidad para un estado de daño específico, a_i es el valor de la aceleración máxima del suelo a la que es sujeto el puente i , q_i es igual a 1 o 0 dependiendo si el puente presenta o no el estado de daño específico bajo el valor de la aceleración de a_i , y N es el número total de puentes dentro de la región afectada por el sismo de interés. Bajo la suposición de distribución lognormal, la probabilidad $P(a)$ se define como:

$$P(a) = \mathbf{F} \left[\frac{\ln(a/c)}{\mathbf{x}} \right] \quad (6.4)$$

en la que a es la aceleración máxima del suelo y $\mathbf{F}(\bullet)$ es la distribución normal estandarizada. Los parámetros de la ecuación 6.4 son aproximados por los valores c_0 y ζ_0 , que satisfacen la siguiente ecuación que maximiza a la verosimilitud, L , de la ecuación 6.3.

$$\frac{\partial \ln L}{\partial c} = \frac{\partial \ln L}{\partial \mathbf{z}} = 0 \quad (6.5)$$

El análisis de Shinozuka, a diferencia del realizado por Basöz y Kiremidjian, no clasifica los puentes de estudio por parámetros como año, código de diseño, tipo estructural, o materiales. La decisión de no hacer esta clasificación se justifica porque el número de los puentes de estudio es demasiado pequeño como para sacar conclusiones confiables de comportamientos localizados.

El método anteriormente descrito se aplicó a la información del daño ocasionado por el sismo de Northridge, usando los valores de la aceleración máxima de la base de datos del organismo USGS. Las curvas de fragilidad que se desprendieron de estos datos para los puentes administrados por Caltrans, se muestran en la figura 6.30. En estas curvas se observan también a los valores de los parámetros de la distribución lognormal determinados para los cuatro estados de daño definidos.

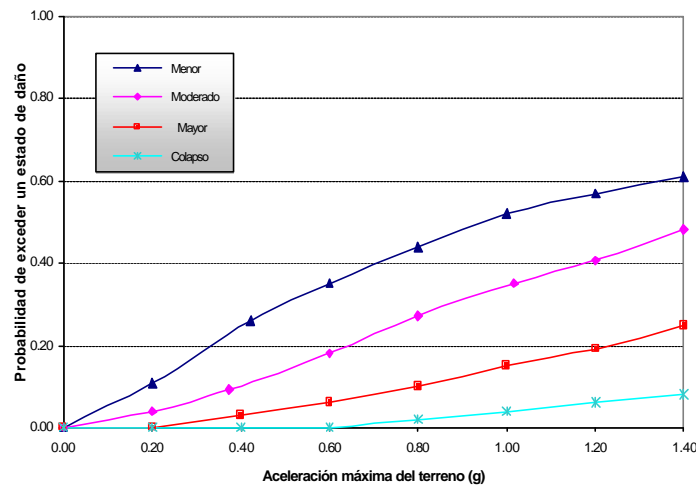


Figura 6.30. Curvas de fragilidad empíricas obtenidas por Shinozuka. Menor ($c_0=0.964$, $\zeta_0=0.928$), moderado ($c_0=1.255$, $\zeta_0=0.905$), mayor ($c_0=2.006$, $\zeta_0=0.850$), y colapso ($c_0=4.315$, $\zeta_0=0.801$).

6.3.2. Pruebas de hipótesis e intervalos de confianza

Para complementar los análisis estadísticos del comportamiento sísmico de puentes, más que hacer un ejercicio de ajuste de datos, Shinozuka estima pruebas de hipótesis e intervalos de confianza de las curvas de fragilidad de la figura 6.30. Los pasos necesarios para estos nuevos cálculos son:

1. **Prueba de bondad de ajuste.** La interpretación probabilística de las curvas de fragilidad $P(a)$ como una función de a , sugiere que la estructura sufrirá un cierto estado de daño con una probabilidad $P(a)$, y no sufrirá ese estado de daño con una probabilidad $1-P(a)$, dado un sismo de tamaño a . Esto significa que, bajo cada valor de la aceleración máxima del suelo, el fenómeno puede ser descrito bajo la consideración de que la variable aleatoria X_i sigue una distribución de Bernoulli. Así, cuando se alcanza el estado de daño con el valor de la aceleración determinada, $X_i=1$, y $X_i=0$ en cualquier otro caso. La variable $Y_i=(X_i-p_i)$, $p_i=P(a)$, tiene, entonces, la siguiente función de distribución de probabilidad:

$$f(Y) = \begin{cases} (X_i - p_i)^2 & \text{para } X = 0,1 \\ 0 & \text{otro caso} \end{cases} \quad (6.6)$$

cuya media y varianza se definen como:

$$\begin{aligned} m_{Y_i} &= p_i(1 - p_i) \\ \text{Var}(Y_i) &= p_i(1 - p_i)(1 - 2p_i)^2 \end{aligned} \quad (6.7)$$

Considerando independencia estadística de N variables aleatorias con distribución de Bernoulli (ecuaciones 6.6 y 6.7), la suma de las variables Y_i (ecuación 6.8), se aproxima asintóticamente a una distribución Normal cuando N , el número total de estructuras consideradas, es lo suficientemente grande, $\gg 1$. La

media y la varianza de esta nueva variable se determina mediante las expresiones de la ecuación 6.9.

$$Y = \sum_{i=1}^N (X_i - p_i)^2 \tag{6.8}$$

$$\begin{aligned} m_Y &= E(Y) = \sum_{i=1}^N p_i(1 - p_i) \\ \text{Var}(Y) &= \sum_{i=1}^N p_i(1 - p_i)(1 - 2p_i)^2 \end{aligned} \tag{6.9}$$

Como p_i depende de los valores c_0 y ζ_0 (satisfaciendo la ecuación 6.5) el procedimiento estándar de prueba de hipótesis sugiere, que si α es el nivel de significancia y

$$P_Y = \Phi\left(\frac{y - m_Y}{s_Y}\right) \geq 1 - \alpha \tag{6.10}$$

entonces, la hipótesis de que los valores c_0 y ζ_0 son los verdaderos valores de c y ζ será aceptada con niveles de significancia α usualmente de 0.05 o 0.10. La aplicación de las ecuaciones 6.6 a 6.10 a los valores de las curvas de fragilidad de la figura 6.30 produce las siguientes probabilidades de P_Y

P_Y	Para
0.638	Daño menor
0.668	Daño moderado
0.548	Daño mayor
0.497	Colapso

Los valores anteriores demuestran que las curvas de la figura 6.30 pasan la prueba de bondad de ajuste con un nivel de significancia del 10%, por lo que se pueden considerar representativos de la población de puentes de Northridge y válidos para conclusiones generales.

2. **Intervalos de confianza.** Los intervalos de confianza se emplean para delimitar la variabilidad estadística de los estimadores \hat{c} y $\hat{\zeta}$ hacia los valores reales de los parámetros c y ζ , esto es, las incertidumbres asociadas con los valores de c_0 y ζ_0 .

Para estimar los intervalos de confianza, Shinozuka aplicó técnicas de simulación de Monte Carlo para generar realizaciones de los estimadores \hat{c} y $\hat{\zeta}$. Esto requiere la simulación de X_i daños a cada a_i tamaños del sismo, usando p_i . Con base en las simulaciones de X_i (ecuación 6.8) y obtenidas sus realizaciones ξ_i , la ecuación 6.5 se resuelve para las estimaciones c_0 y ζ_0 de c y ζ , utilizando los valores de ξ_i . La repetición del proceso un número grande k de veces (por decir, $k=1000$), determina el conjunto de las k realizaciones de c_0 y ζ_0 y los valores de los estimadores \hat{c} y $\hat{\zeta}$ más próximos a los parámetros c y ζ .

A través de la ejecución del procedimiento anterior, Shinozuka calculó los intervalos de confianza para las curvas de fragilidad de la figura 6.30. Como ejemplo de los resultados obtenidos, en la figura 6.31 se presentan estos intervalos para un estado de daño menor, ajustados para $c=0.8g$ y $\zeta=0.8$ en el intervalo pesimista y $c=1.2g$ y $\zeta=1.1$ para el intervalo optimista.

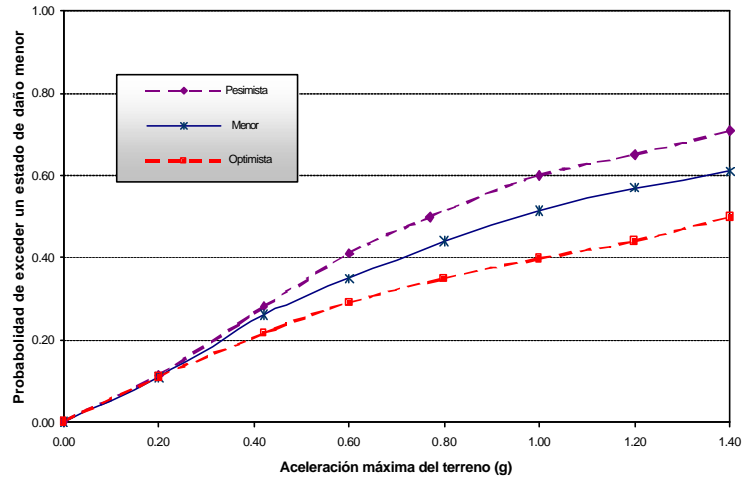


Figura 6.31. Intervalos de confianza para el estado de daño menor definido en la figura 6.30. Intervalos pesimista ($c=0.8$, $\zeta=0.8$), menor ($c=0.964$, $\zeta=0.928$), optimista ($c=1.2$, $\zeta=1.1$).

La diferencia entre los intervalos pesimistas y optimista de la figura 6.31 indica, en un sentido ingenieril, la banda de confianza de las probabilidades de sufrir un estado de daño menor. El análisis de las curvas de fragilidad mediante intervalos de confianza puede tener impacto en el proceso de interpretación de los resultados de análisis socioeconómicos, ya que proporciona bandas de incertidumbres en el cálculo de la probabilidad de fallo.

CAPÍTULO 7

METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA IMPORTANCIA DE LOS PUENTES DE AUTOPISTA

Es práctica común evaluar la importancia de puentes, junto con de la peligrosidad de la zona y la vulnerabilidad estructural, para priorizar la utilización de recursos escasos en el refuerzo de estructuras existentes.

La importancia de un puente es un atributo difícil de cuantificar. Aunque se han hecho algunos intentos de su evaluación, existe poco consenso sobre la metodología preferida. Algunos de los modelos de evaluación del comportamiento de puentes discutidos anteriormente (capítulo 3) emplean estimaciones simplificadas de la importancia del puente como uno de los parámetros necesarios a considerar. Así, el ATC (1983) y el modelo de Pezeshk et al. (1993) asumen a la importancia del puente, la fragilidad de los parámetros estructurales y la sismicidad del área de estudio como los tres principales aspectos a ser estimados en un procedimiento de evaluación preliminar. La importancia de un puente es definida, en estos modelos, por medio de análisis subjetivos de características como el tráfico diario promedio o la relación entre la estructura de estudio y las similares en la zona.

Generalmente, las metodologías de caracterización de la importancia de puentes de autopista incluyen como aspectos de evaluación a: el volumen de tráfico, la longitud de retorno, la presencia o ausencia de instalaciones y alguna forma de clasificación funcional, por ejemplo como ruta de emergencia y/o defensa. Pocas de las metodologías hasta ahora propuestas, si existe alguna, consideran redundancia de redes y aspectos socio-económicos, ambos de mayor dificultad de evaluación que los primeros atributos nombrados.

En el contérmino de los Estos Unidos, prácticamente cada estado usa una metodología de evaluación de la importancia de puentes. En alguna de éstas se implican asignaciones subjetivas; mientras que en otras se usan expresiones estadísticas. De cualquier forma, las metodologías propuestas son función de la asignación de un valor crítico o índice de importancia. Estructuras con mayor valor de este índice serán

clasificadas como más importantes y ponderadas para investigaciones más detalladas o para futuros programas de refuerzo.

7.1. Algunas de las actuales metodologías de evaluación de la importancia de puentes en los Estados Unidos

Entre los diferentes caminos de evaluación de la importancia de puentes en los Estados Unidos, Thomas et al. (1998) analizan los que consideran los 12 mejores métodos; para después contrastarlos y recomendar un nuevo modelo basado en estudios estadísticos. En las próximas secciones, se presenta una breve descripción de los 12 modelos seleccionados por Thomas et al., destacando las expresiones usadas en cada uno de ellos para obtener el valor crítico. En adelante se entenderá como: (1) *ruta crítica*, la ruta de control considerada si hay más de una ruta sobre o bajo el puente de estudio; (2) *longitud de retorno*, longitud necesaria para cumplir la ruta cuando se presenta el fallo de un puente; (3) *llevar*, relacionado a la ruta crítica en la estructura investigada; (4) *cruzar*, relacionado a la ruta crítica bajo la estructura siendo investigada; y (5) *ruta de emergencia*, ruta definida como esencial para traslados de emergencia entre dos puntos.

7.1.1. Método de Babei y Hawkins (1991, B&H)

Para estimar la importancia de puentes, el método de Babei y Hawkins calcula un factor crítico, C , que es función de un valor de referencia del *tráfico diario promedio* (TDP) de 30,000 vehículos y tres posibles intervalos de la longitud de retorno. Este método no hace distinción entre puentes con longitudes de retorno mayores a las 10 000 millas, ya que a mayor longitud de retorno mayor posibilidad de pérdidas económicas por fallo de la estructura.

El factor crítico o índice de importancia del método de Babei y Hawkins se cuantifica mediante la ecuación siguiente:

$$C = [(RN_{llevar})(LR_{llevar} \times N_{llevar})] + [UT_{llevar}] + (2/3)[(RN_{cruzar})(LR_{cruzar} \times N_{cruzar})] + (1/4)[(TDP_{llevar}/30,000)(L)]^{0.25} \quad (7.1)$$

donde:

RN_{llevar} = factor que indica la naturaleza del puente, igual a 1.0 para ruta interestatal, arteria principal o ruta de emergencia confirmada. Este factor es igual a 0.8 para otros casos

LR_{llevar} = factor que representa la característica crítica de la longitud de retorno. Es igual a 1.0, 0.8 y 0.75 para longitudes de retorno mayores a 10 millas, entre 3 y 10 millas y menor de 3 millas, respectivamente

N_{llevar} = factor que representa el rodeo crítico por congestión del tráfico, igual a $(TDP_{llevar}/30000)^{0.25} \geq 1.0$

TDP_{llevar} = tráfico diario promedio de la ruta

UT_{llevar} = factor que representa la utilidad de las líneas. Este factor es igual a 1 para puentes con línea de utilidad confirmada como esencial y 0 para los casos restantes

RN_{cruzar} = factor que representa la naturaleza de la ruta. Este factor es igual a 1.0, 0.0, y 0.8 para ruta de emergencia confirmada, sin ruta bajo el puente y para otros casos, respectivamente

LR_{cruzar} = factor que representa la característica crítica de la longitud crítica de retorno. Es igual a 1.0, 0.80 y 0.75 para longitudes de retorno mayores las 10 millas, entre 3 y 10 millas y menor a las 3 millas, respectivamente

N_{cruzar} = factor que representa el rodeo crítico por congestión del tráfico, igual a $(TDP_{cruzar}/30000)^{0.25} \geq 1.0$

TDP_{cruzar} = tráfico diario promedio

L = longitud total del puente, en pies

7.1.2. Método modificado de Babei y Hawkings

La modificación del método de Babei y Hawkings consiste en ajustar el TDP de 30,000 a 6,000 vehículos. La importancia del puente se estima con el factor C de la expresión 7.1, cambiando los valores de N_{llevar} y N_{cruzar} conforme a la ecuación 7.2.

$$\begin{aligned} N_{llevar} &= (TDP_{llevar} / 6000)^{0.25} \geq 1 \\ N_{cruzar} &= (TDP_{cruzar} / 6000)^{0.25} \geq 1 \end{aligned} \quad (7.2)$$

7.1.3. Método de Buckle (1995)

Buckle incluye en su modelo una definición de puente crítico y una ecuación para calcular el índice de prioridad. Un puente es definido como "crítico" si se presenta cualquiera de las condiciones siguientes: (1) el puente es designado como instalación crítica; (2) el puente se incluye en una autopista de defensa; (3) el puente está localizado en una red nacional de camiones; y (4) el índice de prioridad (definido mediante la ecuación 7.3) es mayor o igual a 2.5.

$$I = 1 + \frac{TDPF}{15,000} + \frac{N}{10} + \frac{LR}{20} + \frac{FC}{2} \quad (7.3)$$

donde: $TDPF$ el tráfico diario promedio futuro; N es el número de instalaciones incluidas; LR es la longitud de retorno (en millas); y FC es una clasificación funcional del puente, lograda por asignaciones subjetivas.

7.1.4. Método modificado de Buckle (1995)

La modificación del método anterior consiste en sustituir el valor del $TDPF$ de la ecuación 7.3 por el valor del TDP .

7.1.5. Método de Caltrans

El método de Caltrans incluye la variable: "espacio de aire arrendado", cuando se considera que la instalación cruza a una estructura. El espacio de aire arrendado se divide en dos categorías de importancia: residenciales u oficinas y estacionamientos o almacenaje. Si el objeto cruzado no es un camino de aguas, camino, o ferrocarril;

entonces, se categorizará como otro tipo. El espacio de aire arrendado se usa para estimar el valor de impacto, que es obtenido por medio de la expresión 7.4.

$$\text{Im pacto} = (0.28 * F1) + (0.12 * F2) + (0.14 * F3) + (0.15 * LASO) + (0.07 * LASS) + (0.07 * TR) + (0.07 * IC) + (0.1 * UC) \quad (7.4)$$

donde:

$F1$ = valor obtenido de una curva basada en el TDP de la estructura

$F2$ = valor obtenido de una curva basada en el TDP bajo o sobre la estructura de análisis

$F3$ = valor obtenido gráficamente de una línea normalizada a 100 millas de longitud de retorno

$LASO$ = espacio de aire arrendado residencial, igual a 1.0 cuando se encuentran oficinas y 0.0 en otro caso

$LASS$ = espacio de aire arrendado en aparcamientos, igual a 1.0 cuando existe instalación de aparcamientos o almacenaje y 0.0 en otro caso

TR = tipo de ruta del puente, igual a 1.0, 0.8, 0.7, 0.5, 0.2 y 0.0 para camino interestatal, ruta nacional de estado o calle, vías férreas, ruta de condado federal o calle de ciudad, tierras del estado o federales, y otras, respectivamente

IC = instalación cruzada; clasificación de categorías del tipo de ruta que cruza el puente

UC = utilidad crítica; igual a 1.0 cuando se presenta una utilidad crítica y 0.0 en otro caso

7.1.6. Método empleado en Montana

Este método es una modificación del de Babei y Hawking (sección 7.1.1), cambiando el valor del TDP a 6000 vehículos, considerando 5 categorías de longitud de retorno con coeficientes de 0.7, 0.8, 0.9, 1.0 y 1.2, y remplazando el término de instalación *llevada* con un término relacionado con la presencia de ríos. El término de instalación *llevada* se relaciona con el tráfico en la ruta crítica, la ruta de control considerada si hay más de una ruta bajo o sobre la estructura. Por su parte, el término relacionado con la presencia de ríos es función de la longitud, L , de la estructura que cruza el agua.

En el método de Montana, el índice de importancia o factor crítico se obtiene mediante:

$$C = [(TR_{lle\ var})(LR_{lle\ var} \times N_{lle\ var})] + (2/3)[(TR_{cruzar})(LR_{cruzar} \times N_{cruzar})] + (1/4)[(TDP_{lle\ var} / 6,000)(L)]^{0.25} + RV_{cruzar} \quad (7.5)$$

donde: $N_i = (TDP/6000)^{0.25}$; $RV_{cruzar} = (L/1000)$ cuando se cruza un río; $TR_i = 1.0$ o 0.8 cuando las rutas son interestatales, de emergencia, principales y vías férreas, o en otros casos; y LR_i es el coeficiente de la longitud de retorno.

7.1.7. Método empleado en Nevada

Este método tiene en cuenta la presencia de vías férreas, evaluando rutas primarias y secundarias. En este método los puentes que lleven o crucen vías férreas tienen mayor

importancia. Finalmente, el método incluye un valor máximo de TDP de 90 000 vehículos para calcular la importancia de puentes con la ecuación 7.6.

$$I = RT + T + Det + Ut + Def + RR \quad (7.6)$$

en la cual:

RT = suma del tipo de ruta de las rutas sobre y bajo el puente (3, 2, 1 y 0 para ruta interestatal, ruta primaria, ruta secundaria, y otras, respectivamente);

T = suma de los conteos de tráfico para rutas sobre y bajo el puente. Este valor es obtenido por medio de la expresión siguiente:

$$T = \frac{\sqrt{TDP}}{100} \left[1 + \frac{\sqrt{(LW)(N)}}{300} \right] \quad (7.7)$$

donde:

$TDP \leq 90,000$ vehículos; LW es la longitud del puente para ruta sobre el puente y ancho del puente para la ruta bajo éste; y N es el número de líneas sobre o bajo el puente

Det = un décimo de la suma de la longitud de retorno para las rutas sobre y bajo el puente. $DET < 2$.

Ut = instalaciones sobre el puente, igual a 1.0 si existen instalaciones sobre el puente y 0.0 en otro caso

Def = ruta de defensa, igual a 1.0 si la ruta sobre el puente es designada como parte de la red de autopistas estratégicas, de otra forma es igual a 0.0.

RR = vía de rieles, igual a 1.5 si existen vías férreas sobre el puente, de otra forma es igual a 0.0

7.1.8. Método empleado en Carolina del Sur

Este método es función de los tipos I y II de la clasificación de importancia, CI . Un puente es clasificado como $CI=I$ cuando la estructura cruza o está sobre una ruta interestatal, autopista de defensa, red de camiones o acceso a instalaciones críticas. Todos los puentes restantes se clasifican como $CI=II$. Los puentes considerados como $CI=I$ tendrán una importancia de nivel básico de $NB=6$, la cual podrá ser modificada con base en los factores destacados abajo; pero nunca se tomará para estos puentes valores menores a 6 o mayores a 10.

El nivel básico de CI variará conforme a:

- Puentes sobre agua +1
- Puentes que incluyen ruta interestatal +1
- Intercambios que lleven tráfico al puente de desviación -1
- $5,000 < TDP < 10,000$ +1
- $10,000 < TDP < 20,000$ +2
- $TDP > 20,000$ +3

Los puentes clasificados como $IC=II$ tendrán un nivel inicial de $NB=0$. Este valor será incrementado o decrementado conforme a las indicaciones siguientes, pero nunca será menor a 0 o mayor a 5:

- Puente sobre agua +1
- $50 < TDP < 200$ +1
- $200 < TDP < 500$ +2
- $TDP > 500$ +3
- Longitud de retorno > 10 millas +1

EL límite de CI=II asegura que los puentes de importancia secundaria no puedan ser mejor valorados que los puentes de importancia primaria. El método de Carolina del Sur tiene la desventaja de que buena cantidad de los puentes puede ser valorada con el mismo coeficiente de importancia, con lo que se dificulta la decisión de cual estructura tiene mayor prioridad de refuerzo.

7.1.9. Método modificado de Carolina del Sur

La modificación del método de Carolina del Sur fue desarrollada para disminuir la cantidad de puentes distinguidos con la misma importancia, eliminando los límites máximos de 10 y 5 para CI de I y II, respectivamente. Ahora el valor máximo del coeficiente de importancia es igual a 13. Aunque este método proporciona una mejor distribución de la importancia de puentes que el método del apartado 7.1.8, los resultados de éste son todavía el producto de una evaluación de tipo subjetiva.

7.1.10. Método empleado en Missouri

La definición de la importancia de este método está en función de un factor que considera el espacio que ocupan los vehículos del TDP. Dicho factor va de 0.2 a 2.0, dependiendo del TDP y formando cinco posibles categorías. Como se verá más adelante, una de las categorías consideradas engloba TDP entre los 50,000 y 100,000 vehículos, lo que ejemplifica la carencia del método para distinguir estructuras con TDP mayores a este valor. La importancia del puente es definida mediante el factor IF de la ecuación 7.8.

$$IF = [(3 + I_1) \times n_1 \times FE_1 + (3 + I_2) \times n_2 \times FE_2] \times P + RC + Det \quad (7.8)$$

donde:

- I_1, I_2 = longitud del puente y longitud del camino de intersección bajo el puente, respectivamente
- n_1, n_2 = número de líneas sobre y bajo el puente, respectivamente
- FE_1, FE_2 = factor de espacio basado en el TDP sobre y bajo el puente, respectivamente. Los valores del FE se calculan como:

TDP	Espacio del vehículo en pies	FE
< 50,000	500	0.20
5,000 - 20,000	300	0.33
20,000 - 50,000	200	0.50
50,000 - 100,000	100	1.00
> 100,000	50	2.00

P = factor de ruta primaria, igual a 1.2 para ruta de prioridad 1 y 1.0 para rutas de prioridad 2

RC = factor de continuidad de ruta, igual a 2.0 para puentes necesarios para finalizar una ruta y 0.0 para otros casos. Se ignora el valor de RC en las evaluaciones preliminares, sólo se utiliza en evaluaciones finales

Det = factor de longitud de retorno, igual a 1.0 para longitud de retorno ≥ 5 millas. En otro caso es igual a 0.0

7.1.11. Método modificado de Missouri

El método de Missouri fue modificado para alcanzar una longitud máxima de puente de 1610 metros. Este modelo prevé el dominio del nivel de importancia de estructuras con una longitud total mayor a 1610 metros.

7.1.12. Método IDOT (Illinois)

El modelo IDOT considera las Rutas de Emergencia por Sismo definidas en Illinois. En este modelo el factor de importancia es evaluado mediante la expresión 7.9.

$$I = (0.69 \times IV) + (0.10 \times D) + (0.05 \times RD) + (0.01 \times U) \quad (7.9)$$

donde:

IV = impacto de vehículos = $(TDP_{en}(Longitud_{puente} + 236) + TDP_{bajo}(Ancho_{cubierta} + 236))/5,068,800$

D = $(TDP_{en} \times longitud \text{ de retorno}_{en})/100,000 + 0.39 \times (TDP_{bajo} \times longitud \text{ de retorno}_{bajo})/100,000 + 15 \times I_{NW} + 5 \times I_{RR}$

en la cual: I_{NW} es igual a 1 si el puente está sobre agua navegable, I_{RR} es igual a 1 si el puente está sobre vías, en otros casos ambos son iguales a 0

RD = ruta de defensa, igual a 0.8, 0.2, 0.7, 0.1 y 0 para rutas prioritarias en el puente, rutas prioritarias bajo el puente, rutas secundarias en el puente, rutas secundarias bajo el puente y rutas no de defensa, respectivamente

U = 1 cuando existen instalaciones en el puente

A manera de resumen, la información general requerida en cada uno de los 12 métodos discutidos se muestra en las tablas 7.1 y 7.2. La tabla 7.1 presenta los datos necesarios sobre la estructura analizada, mientras que la información necesaria bajo la estructura se presenta en la tabla 7.2.

7.2. Estudio comparativo de los métodos descritos

En una situación ideal, los métodos anteriores deberían asignar el mismo nivel de importancia al grupo de puentes estudiados. Sin embargo, como cada uno de los métodos tiene evaluaciones subjetivas y considera como más importantes a diferentes aspectos, esto no sucede. Thomas et al. desarrollaron un estudio comparativo de la aplicación de los métodos para entender los aspectos más importantes y modificar algunas condiciones para obtener mejores resultados.

En el estudio comparativo, Thomas et al. aplicaron los 12 métodos para obtener la importancia de una base de datos pequeña de puentes, la cual incluye las estructuras de

los condados de Cumberland y Dauphin en Pennsylvania. El área de estudio tiene una población de 260 197 personas, tres autopistas interestatales, dos líneas de vías férreas y numerosas líneas de comunicación de cuatro carriles. Además, en esta zona se localiza un reactor nuclear, un punto de control naval, un centro de control de defensa, siete hospitales, un río importante y algunas terminales importantes de camiones. Las tres autopistas interestatales son de consideración porque conectan la región con grandes ciudades como New York, Pittsburgh, Philadelphia, Baltimore y Washington D. C. La información anterior demuestra que el fallo de un puente en el área puede causar pérdidas económicas indirectas de consideración, por lo que es necesario la evaluación del estado actual de estas estructuras.

Tabla 7.1. Requerimientos de datos en la estructura														
Método	Característica que se tiene													
	ST	No L	TDPF	L	W	TDP	RT	FC	DL	U	FF	DD	NN	LS
B&H				X		X		X	X	X		X		
M. B&H				X		X		X	X	X		X		
Buckle			X					X	X	X				
M. Buckle						X		X	X	X				
Caltrans				X		X	X		X	X	X			X
Montana				X		X		X	X					
Nevada	X	X		X	X	X		X	X	X		X		
Carolina				X	X	X	X		X			X	X	
M. C.				X	X	X	X		X			X	X	
Missouri		X		X	X	X		X	X					
M Missouri		X		X	X	X		X	X					
IDOT	X			X	X	X			X	X		X		

ST = tipo de servicio; No. L = número de líneas; TDPF= tráfico diario promedio futuro; L = longitud del puente; W = ancho del puente; TDP= tráfico diario promedio; RT = tipo de ruta; FC = clase de función; DL = longitud de rodeo; U = utilidades; FF = función federal; DD = designación de autopista de defensa; NN = designación de red nacional; y LS = espacio libre

Tabla 7.2. Requerimiento de datos bajo la estructura								
Método	Característica que se atraviesa							
	ST	RT	FC	No. L	TDP	DL	FF	DD
B&H			X		X	X		X
M. B&H			X		X	X		X
Buckle								
M. Buckle								
Caltrans		X			X		X	
Montana	X		X		X	X		
Nevada	X		X	X	X	X		X
Carolina	X	X						
M. C.	X	X						
Missouri				X	X			
M Missouri				X	X			
IDOT	X				X	X		X

El estudio comparó los siguientes cinco niveles de importancia en los puentes de estudio:

- El valor medio de todos los métodos para el condado de Dauphin
- El valor medios de todos los métodos para el condado de Cumberland
- Los resultados medios de una encuesta realizada a ingenieros locales en el condado Dauphin
- Los resultados medios de una encuesta realizada a ingenieros locales del condado de Cumberland
- Los resultados de una encuesta realizada en el Sistema de Emergencias (grupo de especialistas trabajando en el área) del condado de Dauphin

A los 1155 puentes contabilizados en el área fueron aplicados los modelos, excepto el modelo modificado de Missouri porque todos los puentes de la base de datos tienen longitudes menores a la marcada como necesaria (1610 metros) en este método. Lo más destacado de los resultados obtenidos es la dependencia, en orden decreciente, de la importancia del puente del volumen de tráfico, de la longitud del puente, del tráfico de vías férreas (cuando están presentes), de la presencia de agua y de la longitud de retorno.

Después del análisis de los resultados obtenidos, los modelos que mejor correspondían a los niveles medios de todos los métodos fueron separados para posibles modificaciones. Los niveles medios de todos los modelos se determinaron promediando los niveles de los modelos en los 20 puentes más importantes considerados en cada uno. Un promedio bajo indica que el puente de estudio es marcado como de alta importancia. Por lo tanto, cuando decrece el nivel de importancia promedio, la correlación entre el nivel de comparación y el método de estudio se incrementa. Un resumen de los niveles promedios obtenidos para los modelos se indica en la tabla 7.3, en la cual se distinguen los métodos con los niveles promedios acumulativos menores, esto es, los mejores modelos.

Los tres mejores métodos fueron seleccionados para estudios adicionales posteriores; éstos, en orden del menor promedio acumulativo del nivel de comparación, son: el modelo IDOT, el método empleado en Montana y el modelo modificado de Babei y Hawkins. Como el método de Montana y el modelo modificado de Babei y Hawkins son muy similares, éste último fue eliminado porque el factor de utilidad (ecuación 7.5) del método de Montana fue estimado como más significativo por Thomas et al.

7.3. Modificación de los métodos para obtener mejores resultados

Los mejores métodos, el método de Montana y el método IDOT, fueron modificados para incrementar la correlación entre éstos y los cinco niveles de comparación. La modificación de cada uno consiste en:

- a) Modificación del método IDOT.* Las modificaciones realizadas en este método incluyen las doce combinaciones siguientes, las cuales emplean variaciones del valor de referencia del *TDP*, el coeficiente de la longitud de retorno, las consideraciones del tráfico férreo y los coeficientes de la ecuación 7.9 que define la importancia. El razonamiento para el empleo de los doce ajustes considera:

- El factor de ruta de emergencia fue eliminado por la falta de información que permitirá evaluaciones adecuadas
- El factor de ruta de emergencia fue parcialmente remplazado por el factor de tráfico férreo. Este último factor se incluye porque este método no sopesaba adecuadamente a los puentes férreos
- La longitud de retorno de la ruta bajo el puente fue fijada a un valor constante de 1.6 kilómetros, debido a la falta de información que sugiera mejores evaluaciones
- Los coeficientes de la ecuación de importancia se modificaron para incrementar la valoración de rutas rurales, reduciendo los efectos del *TDP* e incrementando los efectos de la longitud de retorno
- El *TDP* medio y la longitud de retorno de referencia fueron reevaluados en el área
- El coeficiente de la ecuación de importancia para ruta de defensa fue incrementado de 0.05 a 0.10, debido a la eliminación del factor de ruta de emergencia.
- En el factor de retorno de vehículos, el coeficiente para la ruta bajo el puente fue incrementado, mientras que el coeficiente relacionado al agua navegable fue disminuyendo. Esto fue realizado para lograr que estos efectos tuvieran una contribución similar. Existen dos bases de los niveles de importancia, la pérdida de vidas y el costo de reemplazo de la estructura dañada. Así, la pérdida máxima de vidas bajo el puente fue considerada tan importante como el máximo costo de reemplazo.

Tabla 7.3. Resultados promedio de la encuesta a expertos

Método	Métodos Condado de Dauphin	Métodos Condado de Cumberland	Encuestas Condado Dauphin	Encuestas Condado Cumberland	Encuestas del SME Condado Dauphin	Promedio acumulativo
B & H	86.7	72	79.3	105.5	133.3	95.4
Modificado B&H	79.2	69	67.0	75.7	135.0	85.2
Buckle	46.6	114	96.0	91.5	182.9	106.2
M. Buckle	48.0	115.6	99.5	104.1	184.9	110.4
Caltrans	58.4	59.4	77.5	96.3	171.4	92.6
Montana	78.3	66.8	56.7	55.6	118.5	75.2
Nevada	52.9	66.4	73.2	89.8	164.2	89.3
Missouri	66.5	80.5	66.8	77.9	150.1	88.3
IDOT	54.3	65.1	66.9	68.0	108.0	72.5

Cada una de las 12 modificaciones fue aplicada y los resultados obtenidos fueron nuevamente comparados, usando los conceptos definidos en la sección 7.2. La opción modificada con los menores niveles acumulativos medios y desviaciones estándares produjo el reemplazo de la ecuación 7.9 por la expresión siguiente:

$$I = (0.5 \times IV) + (0.3 \times D) + (0.1 \times RD) + (0.01 \times U) + (0.09 * R) \quad (7.10)$$

donde:

IV = impacto de vehículos = $(TDP_{en}(Longitud_{puente} + 236) + TDP_{bajo}(Ancho_{cubierta} + 236))/5,068,800$.

$D = (TDP_{en} \times longitud \ de \ retorno_{en})/161,000 + 5 \times TDP_{bajo}/161,000 + 5 \times I_{NW} + 5 \times I_{RR}$

en la cual: I_{NW} es igual a 1.0 si el puente está sobre aguas navegables, I_{RR} es igual a 1.0 si el puente está sobre vías férreas

RD = ruta de defensa, igual a 0.8, 0.2, 0.7, 0.1, y 0 para rutas prioritarias en el puente, rutas prioritarias bajo el puente, rutas secundarias en el puente, rutas secundarias bajo el puente, y sin rutas de defensa, respectivamente

U = es igual a 1 cuando hay instalaciones en el puente

R = vías férreas, igual a 1.0 si el puente lleva vías férreas, 0 en otro caso

b) Modificación del método empleado en Montana. En la modificación de este método se investigaron siete variaciones, las cuales incluyen ajustes de los valores de referencia del TDP, de los valores de la longitud de referencia del puente, de las consideraciones de tráfico en rieles y de los valores de los coeficientes de la ecuación que define la importancia de puentes. Los razonamientos que propiciaron los siete ajustes consideraron:

- La variable DL_{bajo} fue reemplazada por un valor constante de 0.9, debido a la falta de información sobre el tema. El valor de 0.9 corresponde a una longitud de retorno de 15 a 80 kilómetros en el modelo original de Montana
- El TDP no es fijo, cada zona puede utilizar el suyo. Este ajuste agrupa a $N_{llevar}=1$ para puentes con un volumen de tráfico equivalente al promedio de cada zona
- El valor de N_{llevar} es igual a 1.0 para puentes que incluyen tráfico de trenes. Sin esta modificación, el TDP de un puente con vías férreas es nulo, bajando su evaluación
- El valor de referencia de cruce de ríos fue reemplazado por un valor igual a la longitud máxima del puente en la base de datos de estudio. Esto incrementará los efectos de rutas sobre el puente; incrementando, también, la importancia de puentes rurales y mejorando la correlación con los resultados de las encuestas. El ajuste considerado en este punto produce gran influencia en la importancia de rutas rurales
- Los coeficientes del tipo de ruta se modificaron para incrementar la correlación con los resultados de las encuestas. Estos coeficientes subieron para rutas sobre el puente y bajaron para rutas bajo el puente

Los resultados de las siete modificaciones aplicadas a los puentes de estudio fueron comparados, usando los mismo criterios de comparación discutidos en la sección 7.2. Tres de las siete variaciones, las que presentaban los menores valores de media y desviación estándar, fueron escogidas como mejores opciones. Los tres métodos modificados proporcionaron las siguientes ecuaciones de reemplazo de la ecuación 7.5:

$$C = [(TR_{lle\ var})(LR_{lle\ var} \times N_{lle\ var})] + 6[(TR_{cruzar} \times N_{cruzar})] + 0.34[(TDP_{lle\ var} / PromTDP)(L)]^{0.25} + RV_{cruzar} \quad (7.11)$$

donde:

$$\begin{aligned} PromTDP &= \text{Promedio del } TDP_{llevar} \text{ en la base de datos de clasificación} \\ N_{llevar} &= (TDP_{llevar} / PromTDP)^{0.25} \text{ para la variación 1M} \\ &= (TDP_{llevar} / PromTDP)^{0.25} \text{ para la variación 2M} \\ &= (TDP_{llevar} / (1.25 * PromTDP))^{0.25} \text{ para la variación 3M} \\ &= 1 \text{ para puentes que incluyen vías férreas, para las tres variaciones} \\ LR_{llevar} &= 1.2, 1.0, 0.9, 0.8, \text{ y } 0.7 \text{ para longitudes de retorno mayores a los} \\ &\quad 155 \text{ Km, entre } 80 \text{ y } 155 \text{ Km, entre } 15 \text{ y } 80 \text{ Km, entre } 5 \text{ y } 15 \\ &\quad \text{Km y menor a } 5 \text{ Km, respectivamente} \\ N_{cruzar} &= (TDP_{cruzar} / PromTDP)^{0.25} \text{ para la variación 1M} \\ &= (TDP_{cruzar} / PromTDP)^{0.25} \text{ para la variación 2M} \\ &= (TDP_{cruzar} / (1.25 * PromTDP))^{0.25} \text{ para la variación 3M} \\ L &= \text{longitud de puente} \\ L_{max} &= \text{longitud del puente más largo en la base de datos} \\ RV_{cruzar} &= (L / L_{max}) \text{ cuando se cruza un río} \\ TR_{evar} &= 1.0 \text{ o } 0.9 \\ TR_{ruzar} &= 1.0 \text{ o } 0.8 \text{ para la variación 1M} \\ &= 0.9 \text{ o } 0.8 \text{ para la variación 2M} \\ &= 0.9 \text{ o } 0.8 \text{ para la variación 3M} \end{aligned}$$

Nuevamente fue realizado un proceso de comparación con los cuatro mejores métodos, esto es, el método modificado IDOT y las tres variaciones del método de Montana. El proceso de comparación se aplicó a la base de datos de los condados de Dauphin y Cumberland y a una base de datos proporcionada por el Departamento del Transporte de New York. A partir de los resultados de estos estudios, el método definido como la segunda modificación, 2M, del método de Montana fue seleccionado como el mejor de todos.

Una última encuesta fue realizada para evaluar el método propuesto en varios estados de la Unión Americana. Los resultados de esta encuesta y los comentarios de los profesionales que siguieron la aplicación de la encuesta condujeron a una última modificación, la cual representa el método de aplicación definitivo propuesto por Thomas et al.

7.4. Método definitivo para evaluar la importancia de puentes

Thomas et al. proponen evaluar la importancia de puentes mediante el valor de la variable C , definida por la ecuación:

$$C = ER \left\{ \left[(TR_{llevar})(LR_{llevar} * N_{llevar}) \right] + 0.6 \left[TR_{cruzar} * N_{cruzar} \right] + \right. \\ \left. + 0.34 \left[(TDP_{llevar} / PromTDP)^{0.25} + RV_{cruzar} \right] \right\} \quad (7.12)$$

donde:

$ER = 1.1$ para ruta de emergencia confirmada
 $= 1.0$ otros casos

TR_{llevar} = factor de la naturaleza de la ruta: 1.1 para caminos interestatales o arterias principales y 0.9 para otros casos, incluyendo puentes de vías férreas

LR_{llevar} = factor que representa la longitud de retorno crítica:
 $= 1.2$, para longitud de retorno (LR) >155 Km,
 $= 1.0$, para 80 Km < LR ≤ 155 Km,
 $= 0.9$, para 15 Km < LR ≤ 80 Km,
 $= 0.8$, para 5 Km < LR ≤ 15 Km,
 $= 0.7$, para LR ≤ 5 Km,
 $= 1.0$, para puentes con vías férreas

N_{llevar} = factor que representa la congestión crítica de tráfico:
 $= (TDP_{llevar} / PromTDP)^{0.25}$
 $= 0.8$ para puentes con vías férreas

TDP_{llevar} = tráfico diario promedio en el puente

L = longitud del puente (metros)

TR_{cruzar} = factor de naturaleza de la ruta
 $= 0.8$ para todas las rutas y estructuras
 $= 0.0$ cuando no hay estructuras bajo el puente

N_{cruzar} = factor que representa la congestión crítica de tráfico:
 $= (TDP_{cruzar} / PromTDP)^{0.25}$

RV_{cruzar} = relación entre la longitud del puente y la longitud del puente más largo en la base de datos = L/L_{max}

$PromTDP$ = promedio del TDP_{llevar} en la base de datos

L_{max} = longitud del puente más largo (metros) en la base de datos

Una comparación de las ecuaciones 7.11 y 7.12 muestra que la última modificación consiste de la variación de algunos factores y en la incorporación de la variable ER . Esta nueva variable considera la inclusión del puente de estudio en una ruta de emergencia, lo que incrementa su importancia en un 10%.

Finalmente, los puentes evaluados por la ecuación 7.12 son agrupados en tres categorías de importancia, definidas como “crítico”, “esencial” y “otros”. Un puente es considerado crítico si su puntuación es mayor al percentil 95 de las evaluaciones. De la misma forma, los puentes esenciales tendrán puntuaciones mayores al percentil 65 de las evaluaciones y los puentes con puntuaciones menores a dicho percentil serán definidos como la categoría menos importante, es decir, como “otros”.

CAPÍTULO 8

EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD POR LIQUEFACCIÓN

El desplazamiento inducido por el efecto de licuefacción en cimentaciones y suelo circundante ha causado daño importante en puentes durante sismos pasados. Se ha reportado, por ejemplo, que los desplazamientos laterales producidos han originado el colapso de algunos puentes durante los terremotos de Alaska (Estados Unidos), Limón (Costa Rica) y Kobe (Japón). Estos problemas, y muchos otros daños en puentes, confirman las consecuencias destructivas que se pueden producir cuando las condiciones son favorables para la ocurrencia del fenómeno de licuefacción. Casi en su totalidad, los puentes dañados por la licuefacción de suelos se localizaban en riveras o zonas de cruce de aguas, donde los depósitos aluviales ligeramente inclinados o los depósitos de relleno licuaron y se esparcieron lateralmente. Estos tipos de depósitos (poco densos, saturados o sedimentos granulares bajo terreno inclinado o cerca de canales) son altamente vulnerables a la licuefacción.

Algunos de los métodos discutidos en el capítulo tres, los que obtienen la vulnerabilidad de puentes por medio del índice de vulnerabilidad (ATC-6-2 1983 y Pezeshk et al. 1993), consideran al efecto de licuefacción como uno de los parámetros necesarios para conocer el comportamiento sísmico de puentes. Sin embargo, estas metodologías emplean una asignación subjetiva o una evaluación muy simplificada de caracterización del fenómeno; lo que conduce a resultados poco confiables. Por lo tanto, considerando la escasez de procedimientos de aplicación simple y de resultados confiables, Youd (1998) propone una aplicación sistemática de criterios estándares de evaluación de la susceptibilidad por licuefacción en sitios de puentes. En su método, Youd inicialmente evalúa el potencial de desplazamiento de suelos y estima la vulnerabilidad de puentes a daño inducido por licuefacción, a partir de la información disponible en el sitio de estudio. Dentro de esta primera evaluación, los puentes con baja peligrosidad son apartados, en tanto que las estructuras con cierta peligrosidad definida son consideradas para estudios más detallados. Si la información en el suelo de ubicación de puentes es insuficiente para complementar el análisis, entonces Youd

utiliza criterios sísmicos, topográficos, geológicos e hidrológicos simplificados y análisis más elaborados, para priorizar el sitio para futuras investigaciones.

Los pasos principales y la lógica de la metodología del procedimiento de selección de Youd son listados en la figura 8.1. En ésta se observa que se recomienda iniciar el proceso en la parte superior del diagrama, clasificar el sitio para cada condición de peligro (mediante los análisis de susceptibilidad requeridos en cada paso) y finalizar con la categorización general del lugar de estudio. El procedimiento de evaluación general de Youd y los datos requeridos de cada uno de los pasos que lo componen son discutidos con cierto detalle en lo que resta de este capítulo.

8.1 Evaluación regional

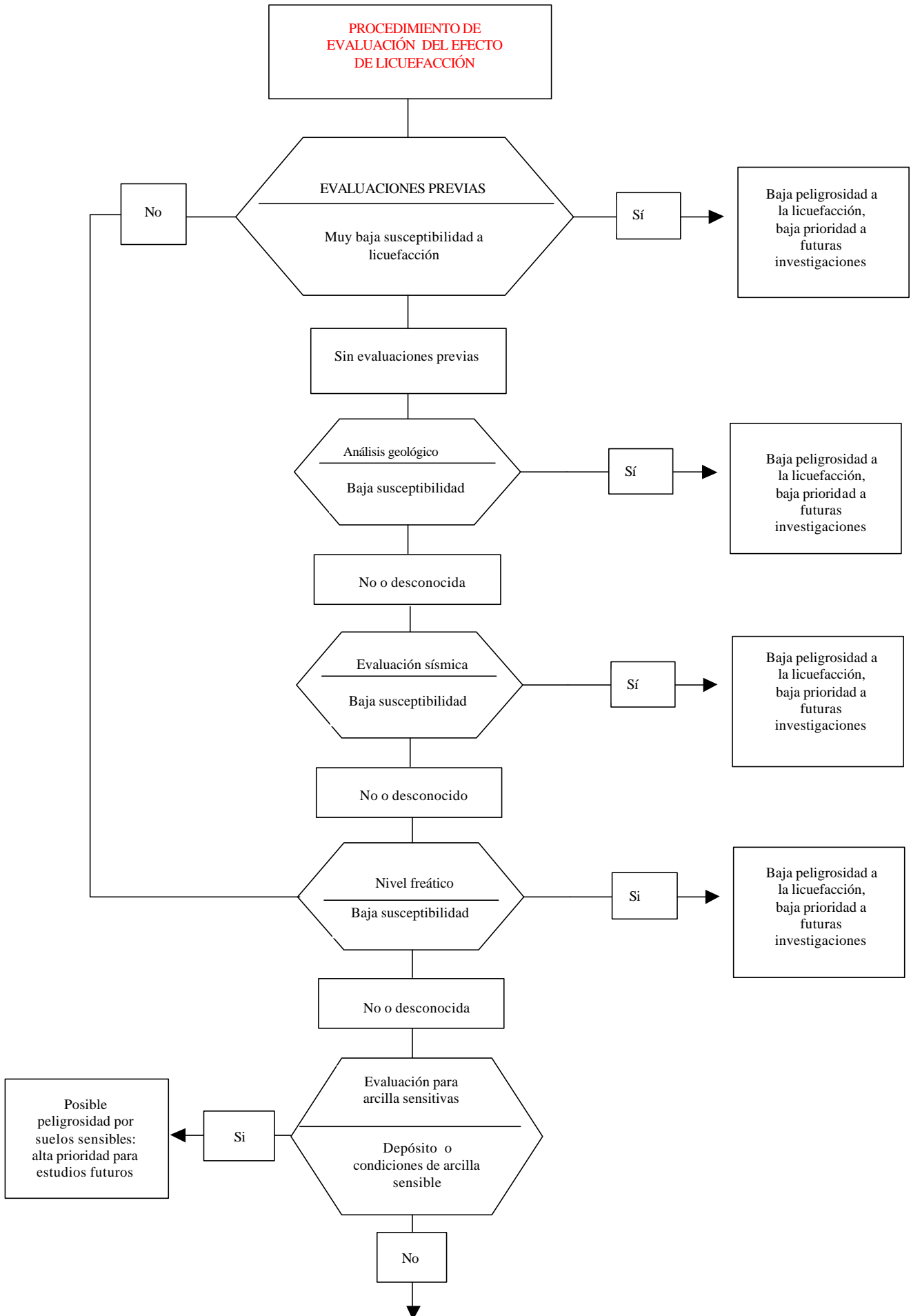
El primer paso del procedimiento de selección de Youd lo constituye la evaluación general de la susceptibilidad por licuefacción. Este paso se conforma por el análisis de cuatro aspectos principales, los cuales son la evaluación a priori, el análisis geológico, la estimación de la peligrosidad sísmica y la determinación del nivel freático, todos ellos factores detonantes del proceso de licuefacción. Las características de estos cuatro aspectos son:

- a) **Evaluaciones previas.** En esta fase se utilizan los resultados obtenidos en estudios previos del puente para definir su peligrosidad por licuefacción, corroborándolos con los actuales criterios de análisis y diseño.

Entre los datos necesarios en este paso se incluyen: informes de evaluaciones previas en la zona de localización de la estructura o cerca de ella, mapas de peligrosidad por licuefacción de la región e informes de presencias pasadas del fenómeno en o cerca del sitio del puente. El que se haya presentado la licuefacción en la zona de estudio indica una alta probabilidad de peligrosidad, ya que la licuefacción tiende a ser recurrente en suelos que no han modificado sus características.

Si la información anterior no está disponible, el sitio del puente se clasifica, conservadoramente, como de posible licuefacción, procediendo entonces con el próximo paso de la figura 8.1. Si la revisión de la información indica muy baja peligrosidad, el sitio se considera como de baja peligrosidad y de baja prioridad para investigaciones futuras.

- b) **Análisis geológico.** La licuefacción ocurre dentro de un rango angosto de tipos de sedimentos. Los depósitos saturados, poco densos y granulares no cementados son los sedimentos más susceptibles a licuefacción. Además, entre los depósitos susceptibles, se puede tener mayor probabilidad de licuefacción dependiendo de la edad y modo de arreglo de éstos. Algunos criterios indican que depósitos más jóvenes, menos densos y más segregados conducen a mayores probabilidades de que se presente el fenómeno. Así, una evaluación de las unidades geológicas y de los procesos de formación de suelos puede ser usada para la identificación de sitios con baja susceptibilidad y como criterio de priorización del potencial de licuefacción para estudios futuros. La información necesaria para estas evaluaciones comprende a los mapas geológicos y a los informes de la zona de estudio.



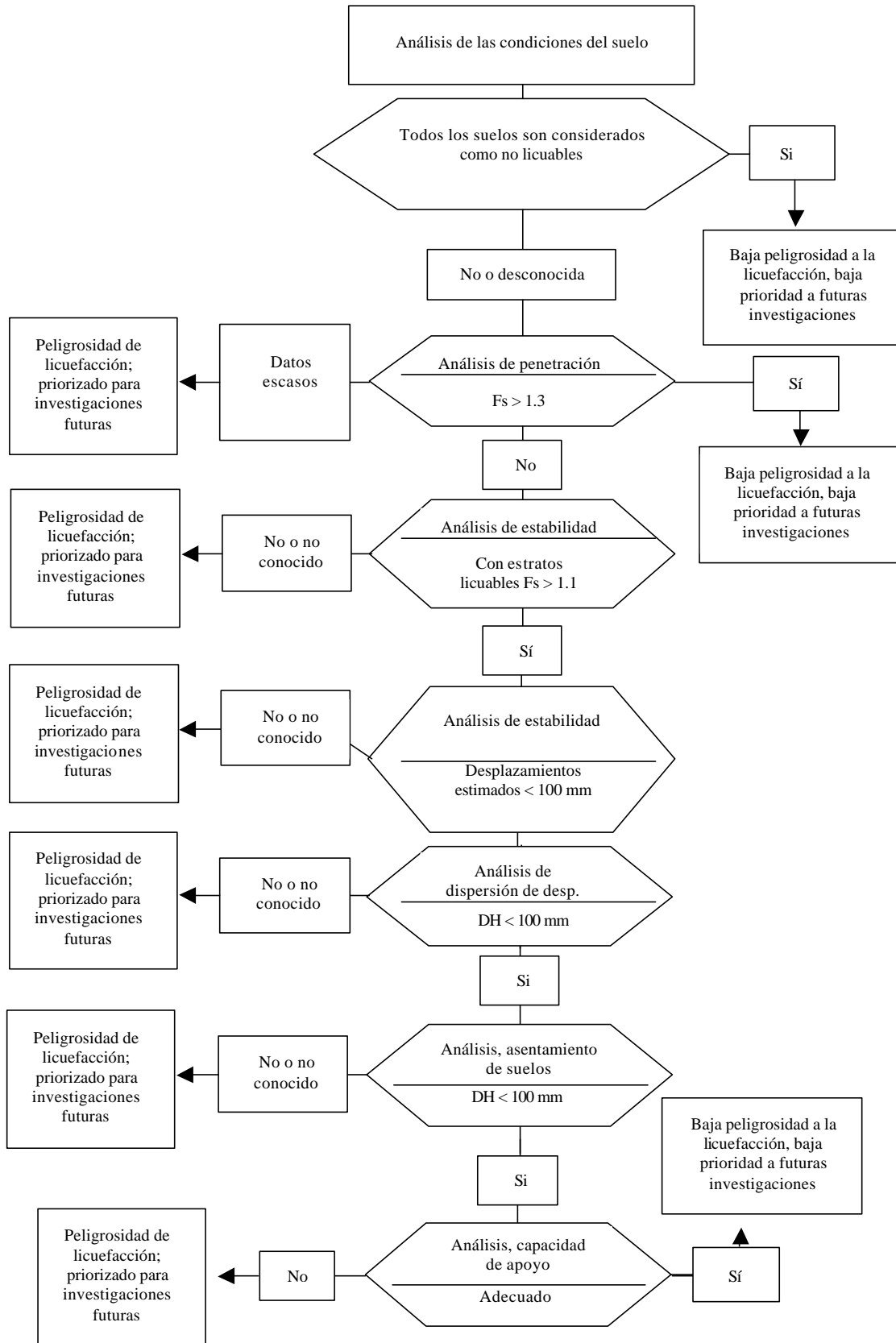


Figura 8.1. Diagrama de flujo del método sistemático de Youd (FS=factor de seguridad, DH =desplazamiento horizontal del suelo).

Si no se dispone de la información adecuada y no son posibles investigaciones adicionales en el sitio de estudio, el proceso continúa con el paso siguiente. Si el análisis de la información concluye una baja susceptibilidad, el puente se clasifica como de baja peligrosidad y baja prioridad para futuras investigaciones, la evaluación es, entonces, finalizada. Si los criterios geológicos muestran una alta probabilidad de licuefacción, el sitio se clasifica con probabilidad de sufrir licuefacción y el procedimiento continúa con el paso siguiente, como se describe en la figura 8.1

- c) **Evaluación de la peligrosidad sísmica.** Para generar una condición de licuefacción en suelos se necesita de la propagación de un cierto umbral de energía sísmica inducida, el cual es función, principalmente, de la densidad del material y la profundidad del sedimento. Los ingenieros geotécnicos comúnmente emplean como factores sísmicos, para caracterizar este umbral, a la magnitud sísmica (M) y a la aceleración máxima del suelo (a_{max}) en la superficie. La estimación de los valores mínimos de M y a_{max} , requeridos para generar licuefacción y daño por deformación del suelo, se logra mediante la formación de criterios umbrales para la selección de la peligrosidad sísmica.

Los datos requeridos para este paso incluyen la estimación de la máxima magnitud sísmica para todas las posibles fuentes, y el cálculo de la aceleración máxima del suelo en el sitio de evaluación. La magnitud sísmica usualmente se obtiene por correlaciones empíricas entre magnitud y los parámetros que definen a la falla, como longitud, momento sísmico, ancho de ruptura, etc. Por su parte, la a_{max} se puede determinar a través de leyes de atenuación de la zona de estudio. En regiones donde se tiene una pobre definición de las fuentes sísmicas, se pueden usar evaluaciones probabilísticas de M y a_{max} .

Los análisis de sitios con y sin presencia del fenómeno de licuefacción durante los sismos pasados indican que, para una magnitud sísmica dada, se debe exceder el umbral de aceleración máxima del suelo para generar licuefacción. En sus análisis, Youd sugiere una a_{max} con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años (aproximadamente un intervalo de recurrencia de 2500 años) y un tamaño máximo del sismo de referencia con una tasa anual de ocurrencia de cerca de 0.0004, uno cada 2500 años. Este último umbral es un valor conservador en la mayoría de los lugares en los Estados Unidos, donde las fuentes sísmicas son capaces de producir magnitudes sustancialmente más pequeñas que las asociadas a sismos con una probabilidad de ocurrencia de 0.0004.

Si las magnitudes y aceleraciones máximas estimadas no exceden los umbrales definidos, el sitio de estudio se clasifica como de baja peligrosidad por licuefacción y baja prioridad para investigaciones futuras. Si los umbrales definidos son excedidos, el procedimiento prosigue con el paso siguiente.

- d) **Análisis del nivel freático.** La licuefacción ocurre, principalmente, en materiales saturados o muy próximos a la saturación. Sólo los sedimentos saturados, o los sedimentos capaces de alcanzar la saturación con un nivel freático dado, deben ser considerados como susceptibles a la licuefacción. Los sedimentos bajo un nivel freático libre generalmente llegan a saturarse.

Ya que la resistencia a la licuefacción se incrementa con la presión de sobrecarga y la edad del sedimento (ambos crecientes con la profundidad), la resistencia a la licuefacción sube marcadamente con la profundidad del nivel freático. Así, a mayor profundidad del nivel freático, mayor resistencia de los

sedimentos a la licuefacción. Debido a lo anterior, en muchas ocasiones se han observado ocurrencias pasadas del fenómeno de licuefacción en sedimentos de profundidad somera. A partir del análisis de datos pasados se ha propuesto una relación tabular, tabla 8.1, entre la profundidad del nivel freático y la asociada susceptibilidad de la licuefacción en sedimentos naturales.

La única medición de campo requerida en este punto es la estimación de la profundidad del nivel freático no confinado. Debido a la variabilidad de la profundidad de este nivel con las condiciones climáticas, se recomienda usar el máximo nivel freático promedio o el nivel freático probable en condiciones climáticas adversas. Donde no se dispone de informes, o donde no se han registrado los niveles freáticos, se pueden usar las mediciones de niveles freáticos en sitios cercanos.

Considerando la relación propuesta en la tabla 8.1, Youd estima que a profundidades del nivel freático mayores a los 15 m, el sitio es clasificado como de baja probabilidad de licuefactarse y baja prioridad para futuras investigaciones. Para profundidades del nivel freático menores a 15 m, la evaluación prosigue con el paso siguiente, como se destaca en la figura 8.1.

Tabla 8.1 Susceptibilidad de licuefacción relativa para sedimentos naturales como función de la profundidad del nivel freático	
Profundidad del nivel freático	Susceptibilidad de licuefacción relativa
< 3 m	Muy alta
3m a 6 m	Alta
6 m a 10 m	Moderada
10 m a 15 m	Baja
> 15 m	Muy baja

8.2. Evaluaciones específicas de la resistencia de arenas y baja resistencia de suelos sensibles de grano fino

El segundo grupo de pasos del procedimiento de selección de Youd analiza situaciones donde no se tiene información adecuada o donde las evaluaciones regionales no consideran la baja susceptibilidad a la licuefacción. Dentro de este grupo de datos son consideradas las evaluaciones en arcillas extra sensitivas, la clasificación de los suelos (para verificar componentes sensibles) y los análisis de los experimentos de penetración que prueban la posibilidad de licuefacción en el sitio de interés.

- a) **Marco para arcillas extra sensibles.** Uno de los fenómenos relacionados a la presencia de la licuefacción de suelos es la pérdida de resistencia (Kramer 1996, Youd 1998) en arcillas muy sensibles. En estos materiales, el desarrollo del fenómeno de licuefacción se debe a la tendencia de los suelos granulares no cementados a compactarse, como consecuencia de las deformaciones cortantes cíclicas inducidas por sismo. La pérdida de resistencia de suelos sensibles es causada por un estado de falta de equilibrio, ocasionado por la disolución de sales del agua intersticial dentro de suelos de grano fino. Durante algunos sismos, en suelos sensibles se observó su ablandamiento, la pérdida de resistencia y la presencia de grandes desplazamientos.

Para estimar la sensibilidad de arcillas se pueden emplear varios criterios simples. Estos normalmente incluyen clasificaciones de baja plasticidad de "suelos suaves" con sensibilidades mayores a 4, índices líquidos mayores a 0.6 y, casi siempre, contenidos de humedad natural mayores a 0.9 veces el límite líquido. Los suelos suaves y sensibles también tienen baja resistencia a las pruebas de penetración estándar, $(NI)_{60} < 5$, o resistencias a la penetración de cono, CPT , normalizadas o corregidas de $q_{cIN} < 1 MPa$. La principal información requerida en este punto son las propiedades de suelos comunes, las cuales son utilizadas para su clasificación y definición de sus estados. Estas propiedades base incluyen a la resistencia a la penetración, el límite de Atterberg, el contenido de arcillas y el contenido de humedad natural.

Si los criterios descritos por Youd son aplicados, los suelos sensibles son restringidos a los sedimentos de grano fino con: (1) límites líquidos menores al 40%, (2) contenidos de humedad mayores a 0.9 veces el límite líquido (índice líquido mayor que 0.6), (3) resistencia a la penetración estándar corregida de $(NI)_{60} < 5$; o (4) resistencia de la penetración de cono, corregida o normalizada, de $q_{cIN} < 1 MPa$. Si no se han identificado suelos sensibles en los emplazamientos cercanos a la estructura de estudio, el lugar se clasifica como de escasa probabilidad de licuefacción y el procedimiento continúa con el paso siguiente, como se describe en la figura 8.1. Si el sitio presenta uno o más estratos que cumplen con los criterios anteriores y si está dentro de un área donde se pueden desarrollar suelos sensibles, éste se clasifica como de alta sensibilidad y le es asignada una alta prioridad para investigaciones adicionales.

b) Evaluación de la clasificación de suelo. La licuefacción generalmente se restringe a los suelos de grano disperso (sedimentos, arenas y gravas), no cohesionados y no cementados, los cuales se compactan durante acción sísmica. En zonas pobremente drenadas, estos suelos incrementan la presión de poro y las condiciones favorables para la licuefacción.

Entre los diferentes procesos para evaluar la importancia de la clasificación de suelos en la peligrosidad por licuefacción, Youd aplicó el llamado "criterio chino" (tabla 8.2), basado en los comportamientos reportados de suelos cohesivos de áreas de alta sismicidad. Como se observa en la tabla 8.2, el criterio chino necesita como datos al límite de Atterberg, el contenido de arcilla y el contenido de humedad natural.

Si la información necesaria está disponible (mediante pruebas de laboratorio) y si todos los estratos del suelo bajo el nivel freático son clasificados por el criterio chino como no licuables, entonces el sitio es considerado como de baja peligrosidad a la licuefacción y de baja prioridad para investigaciones futuras. Si están presentes suelos potencialmente licuables, el procedimiento de selección de Youd continúa con el paso siguiente. Donde se reporten límites de Atterberg o contenidos de humedad no confiables, pero se dispongan de cuidadosas clasificaciones de suelos y exista un criterio de licuefacción para cada tipo de suelo, estos nuevos criterios pueden ser aplicados.

Tabla 8.2. Criterios requeridos para licuefacción en suelos de grano fino (Los tres criterios deben presentarse para considerar al suelo licuable)
• Fracción de arcilla (porcentaje más fino que 0.005 mm) < 15%
• Límite líquido (LL) < 35%
• Contenido de humedad (CH) > 0.9 LL

- c) **Análisis del cono de penetración.** Este análisis, originalmente propuesto por Seed e Idriss, fue clasificado como el procedimiento más simple para la evaluación de la resistencia de suelos. En este procedimiento simplificado son necesarias como variables primarias la demanda de resistencia de los estratos del suelo, CSR o relación de tensiones cíclicas, y la capacidad de éste a resistir a la licuefacción, CRR o relación de resistencias cíclicas. El factor de seguridad contra la licuefacción, en términos de estas dos variables, es:

$$FS = CRR / CSR \quad (8.1)$$

donde, la demanda de resistencia se obtiene mediante:

$$CSR = (\mathbf{t}_{av} / \mathbf{s}'_{vo}) = 0.65(a_{max} / g)(\mathbf{s}_{vo} / \mathbf{s}'_{vo})r_d \quad (8.2)$$

en la cual: a_{max} es la máxima aceleración del suelo generada por sismo; g es la aceleración de la gravedad, σ_{vo} y σ'_{vo} son las tensiones de sobrecarga totales y efectivas, respectivamente; y r_d es un coeficiente que estima la reducción de tensiones. Idriss propuso un procedimiento gráfico para obtener este coeficiente r_d (figura 8.2) en función de la profundidad del estrato. Para condiciones no críticas, Youd utiliza las expresiones de la ecuación 8.3 para obtener el coeficiente r_d , donde z es la profundidad bajo la superficie del suelo, en metros. Los valores promedios del grupo de ecuaciones 8.3 son también graficados en la figura 8.2.

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z & z \leq 9.2m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z & 9.2m < z < 23m \\ r_d &= 0.744 - 0.008z & 23m < z < 30m \\ r_d &= 0.50 & z > 30m \end{aligned} \quad (8.3)$$

Los procedimientos rigurosos para obtener CRR necesitan especímenes no alterados del suelo, los cuales son difíciles de obtener. Por lo tanto, entre otros, se han propuesto como experimentos de campo para evaluar la resistencia a la licuefacción a la prueba de penetración estándar, SPT , y la prueba de penetración de cono, CPT . Las ventajas y desventajas de cada una de estas pruebas son listadas en la tabla 8.3. Tanto la prueba SPT como la prueba CPT son comúnmente empleadas en investigaciones sobre cimentaciones de puentes.

Youd asocia a los resultados obtenidos en las pruebas SPT y CPT con los valores medios de evaluación de la resistencia a la licuefacción, considerando como criterios de evaluación a:

- 1) **Resistencia a la penetración estándar.** Los criterios de evaluación de la resistencia a la licuefacción mediante los resultados de la prueba de penetración estándar normalmente se han basado en gráficas CRS versus $(N_1)_{60}$, como la de la figura 8.3. Esta gráfica muestra la relación entre el valor calculado de CSR y el número de golpes de la prueba SPT , para varios contenidos de finos, en lugares donde se observó y no se observó el efecto de la licuefacción durante sismos pasados.

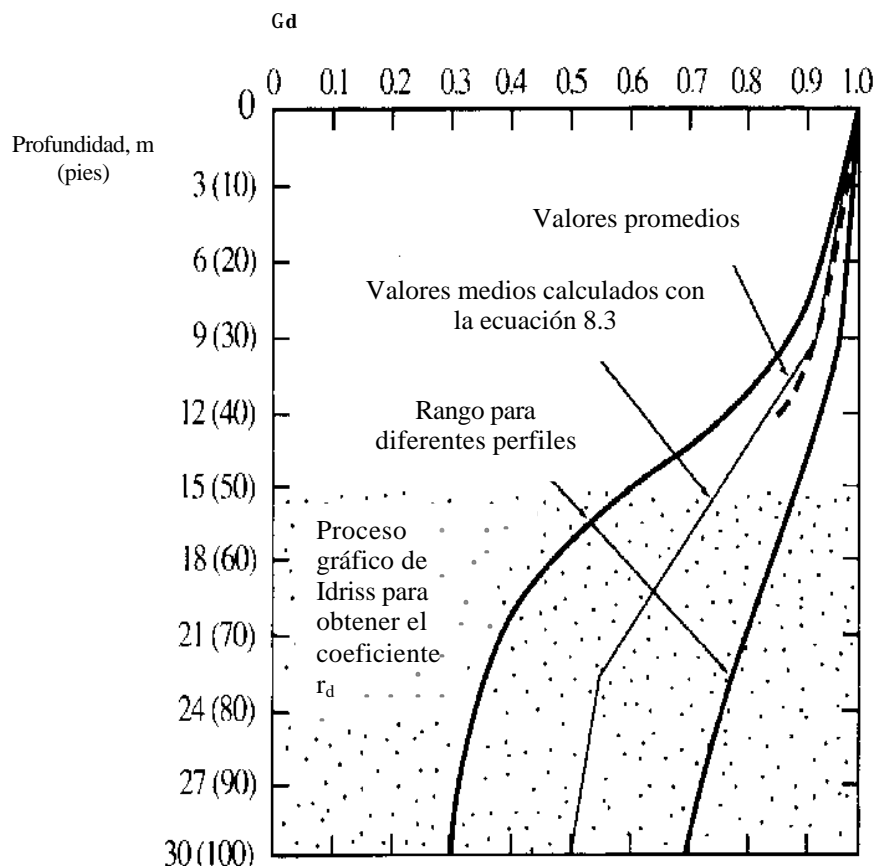


Figura 8.2. Curvas r_d vs. profundidad con la adición de la línea de valor medio de la ecuación 8.3. Curva obtenida de la referencia 91.

Tabla 8.3 Comparación de las ventajas y desventajas de los principales experimentos de campo utilizados para estimar la resistencia a licuefacción		
Característica	Tipo de experimento	
	SPT	CPT
Número de medidas de prueba en los sitios	Abundante	Abundante
Tipo de conducta tensión-deformación que tiene influencia en la prueba	Drenado parcial, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetibilidad	Pobre o buena	Muy bueno
Detección de la variabilidad de los depósitos de suelo	Buena	Muy buena
Tipos de suelo en que la prueba no es recomendada	Gravas	Gravas
Se proveen muestras de suelo?	Sí	No
Índice de medición de la prueba o propiedades ingenieriles	Índice	Índice

La curva CRR para magnitud sísmica de 7.5 y para contenido de finos menor al 5% es reconocida como el criterio base de penetración o curva base para el procedimiento de cálculo simplificado. La curva base puede ser aproximada mediante la ecuación 8.4.

$$CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (8.4)$$

donde: $CRR_{7.5}$ es la relación de resistencia cíclica para una magnitud sísmica de 7.5; $x=(N_1)_{60cs}$ es la resistencia a la penetración estándar corregida para un valor equivalente en arenas limpias, $a=0.048$, $b=-0.1248$, $c=-0.004721$, $d=0.009578$, $e=0.0006136$, $f=-0.0003285$, $g=-1.673E-05$, y $h=3.714E-06$. La Esta ecuación es válida para $(N_1)_{60}$ menor a 30 y puede ser usada en otras técnicas analíticas para aproximar la curva base, dentro de cálculos ingenieriles.

Los datos requeridos para aplicar este procedimiento simplificado son: la magnitud del momento sísmico y la aceleración máxima del suelo, la estratigrafía del suelo, la profundidad del nivel freático, el contenido de finos o el tipo de suelo, el peso unitario y la medición de la resistencia a la penetración proporcionada por la prueba SPT . La profundidad del nivel freático y el peso unitario son datos necesarios para obtener σ_{vo} y σ'_{vo} . Donde no exista otra guía de evaluación disponible, algunos pesos unitarios típicos, como los de la tabla 8.4, pueden ser utilizados en los análisis.

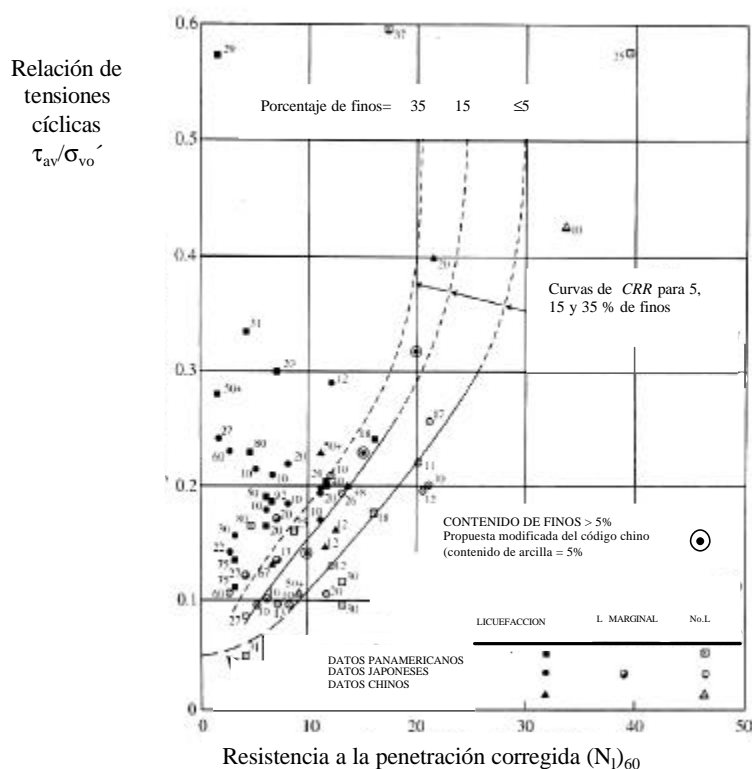


Figura 8.3. Curva base simplificada, recomendada para calcular el CRR a partir de datos de la prueba SPT y datos de licuefacción empíricos.

Tabla 8.4 Pesos unitarios para sedimentos aluviales, lacustre, de deltas o estuarios	
Tipo de suelo	g (kN/m ³)
Secos	17 o menor
Húmedos	19 o menor
Saturados	21 o menor

El valor de $(N_l)_{60}$ se obtiene modificando la resistencia a la penetración nominal estándar, N_m , mediante la ecuación 8.5. El proceso de modificación incluye el factor de corrección por presión de sobrecarga, C_N ; el factor de corrección por la relación de la energía inducida por el martillo, C_E ; el factor de corrección por el diámetro del hueco, C_B ; el factor de corrección por la longitud de la varilla, C_R ; y el factor de corrección por tipo de muestreo, C_S . En la tabla 8.5 se muestran los valores sugeridos por Youd para cada uno de estos factores de corrección.

$$(N_l)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8.5)$$

Para trasladar el valor de $(N_l)_{60}$ al valor de $(N_l)_{60cs}$, empleado en la ecuación 8.4, se utiliza la expresión empírica lineal de la ecuación 8.6.

$$(N_l)_{60cs} = \mathbf{a} + \mathbf{b}(N_l)_{60} \quad (8.6)$$

para la cual:

$$\begin{aligned} \mathbf{a} &= 0 & CF \leq 5\% \\ \mathbf{a} &= \exp(1.76 - (190 / CF^2)) & 5\% < CF < 35\% \\ \mathbf{a} &= 5.0 & CF \geq 35\% \end{aligned} \quad (8.7)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{b} &= 1.0 & CF \leq 5\% \\ \mathbf{b} &= (0.99 + (CF^{1.5} / 1000)) & 5\% < CF < 35\% \\ \mathbf{b} &= 1.2 & CF \geq 35\% \end{aligned} \quad (8.8)$$

CF = es el contenido de finos medidos en pruebas de laboratorio o en muestras alteradas del suelo

Finalmente, ya que el valor de CRR usado en la ecuación 8.4 es asociado a un sismo de magnitud 7.5, el factor de seguridad de la ecuación 8.1 se modifica por un factor de escala de la magnitud, para obtener valores relacionados con otras magnitudes sísmicas. El factor de escala de magnitudes, FEM , se puede obtener entre los valores extremos de la ecuación 8.9.

$$\begin{aligned} FEM &= 10^{2.24} / M^{2.56} \\ FEM &= (M / 7.5)^{-3.3} \end{aligned} \quad (8.9)$$

Tabla 8.5 Factores de corrección a la prueba SPT			
Factor	Variable de equipo	Variable	Corrección
Sobrecarga		C_N	$(P_a/s'_{vo})^{0.5}; C_N$
Relación de energía	Martillo de anillo	C_E	0.5 to 1.0
	Martillo de seguridad		0.6 to 1.2
	Automático		0.8 a 1.3
	Martillo "Donut-trip"		
Diámetro de perforación	65 mm to 115 mm	C_B	1.00
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Longitud de varilla	3 m to 4 m	C_R	0.75
	4 m to 6 m		0.85
	6 m to 10 m		0.95
	10 m to 30 m		1.0
	> 30 m		<1.0
Método de muestreo	Muestreo estándar	C_S	1.0
	Sin muestreo		1.1 a 1.3

Si el factor de seguridad (ecuaciones 8.1 y 8.9) calculado para todos los estratos del suelo de estudio es mayor a 1.5, el sitio es clasificado como de baja peligrosidad a la licuefacción y de baja prioridad para futuras investigaciones. Si uno o más de los estratos son evaluados con un factor de seguridad menor o igual a 1.5, el proceso de selección de Youd continúa con el paso siguiente indicado en la figura 8.1. Donde los datos provenientes de la prueba de penetración estándar son inadecuados para estratos granulares con profundidades de 15 metros o menos y donde no se dispone de mayor información para el cálculo de la resistencia, se clasifica al sitio de estudio como potencialmente licuable y se procede a priorizar al suelo para investigaciones adicionales. Si se dispone de los datos de la prueba de penetración del cono, el siguiente procedimiento se puede utilizar para evaluar los factores de seguridad contra la licuefacción en suelos con estratos granulares.

2. *Resistencias por el cono de penetración (CPT)*. La prueba CPT es particularmente útil en investigaciones de caracterizaciones de sitios. Este experimento puede ser empleado para estimar el *CRR*, necesario en la evaluación del factor de seguridad de la resistencia de suelos a la licuefacción, sobretodo si los resultados de la prueba SPT no están disponibles.

Para los materiales limpios y arenosos y para sismos de magnitud 7.5, el valor del *CRR* puede ser calculado, aproximadamente, por la ecuación 8.10.

$$\begin{aligned}
 CRR_{7.5} &= 0.833((q_{clN})_{cs} / 1000) + 0.05 && (q_{clN})_{cs} < 50 \\
 CRR_{7.5} &= 93((q_{clN})_{cs} / 1000)^3 + 0.08 && 50 \leq (q_{clN})_{cs} \leq 160 \quad (8.10) \\
 \text{No licuable} &&& (q_{clN})_{cs} > 160
 \end{aligned}$$

en la cual: $(q_{clN})_{cs}$ es la resistencia equivalente a penetración de cono de arenas limpias, normalizada a una atmósfera de presión. La ecuación 8.11 siguiente se utiliza para modificar y normalizar los resultados de la prueba CPT a una atmósfera de presión de sobrecarga.

$$q_{clN} = C_Q (q_c / P_a) \quad (8.11)$$

$$C_Q = (P_a / s'_{vo})^n$$

donde: q_{clN} es la resistencia CPT corregida y normalizada; C_Q es un factor de normalización; P_a es 100 MPa, o aproximadamente la presión atmosférica reportada en las mismas unidades que la resistencia a penetración del cono medida, q_c ; y n dependen de las características de los granos de suelo en rangos de 0.5 para arenas limpias y 1.0 para arcillas.

Para ajustar el valor de CRR a magnitudes sísmicas menores o mayores que 7.5, el valor calculado de $CRR_{7.5}$ (ecuación 8.10) se multiplica por el factor de escala en magnitud de la ecuación 8.9.

Los datos de la prueba CPT son normalmente digitalizados cada 100 mm, tomando valores promedios a intervalos desde 300 mm a 500 mm para identificar estratos con mayor probabilidad de que se presente la licuefacción. Donde los estratos granulares con espesores mayores a los 300 mm son caracterizados con un factor de seguridad menor a 1.3, el sitio es clasificado como de potencial licuefacción y el procedimiento general continúa con el paso siguiente, como se indica en la figura 8.1. Si el factor de seguridad de todos los estratos es mayor a 1.3, el sitio es clasificado como de baja peligrosidad a la licuefacción y de baja prioridad para investigaciones futuras.

8.3. Estimación de la peligrosidad por desplazamiento del suelo

La licuefacción por si misma no causa el daño de las estructuras. La degradación estructural se presenta cuando la licuefacción induce desplazamientos o deformaciones intolerables del suelo o pérdidas de la resistencia de los apoyos de cimentaciones. El desplazamiento del suelo ocurre por la inestabilidad, la deformación inercial inducida, la dispersión lateral o el asentamiento. La inestabilidad de terraplén y los análisis de deformaciones inerciales se obtienen en el proceso de selección de Youd por medio de procedimientos generales, debido a la complejidad y dificultad que representan los procedimientos más rigurosos.

La revisión de la escasa información sobre el pasado comportamiento de puentes indica que la mayoría de los puentes pueden resistir hasta 100 mm de desplazamiento lateral del terreno sin sufrir daño de importancia. Youd considera para su procedimiento que desplazamientos laterales del terreno estimados menores a 100 mm indican suelos no peligrosos; mientras que desplazamientos mayores a los 100 mm implican peligrosidad potencial. Similarmente, los desplazamientos verticales del terreno o los asentamientos del suelo menores a los 25 mm o 100 mm raramente ocasionan el daño de puentes apoyados por cimentaciones someras o profundas, respectivamente. Para el proceso de selección general, desplazamientos verticales del suelo menores a los 25 mm para cimentaciones someras y 100 mm para cimentaciones profundas, clasifican al sitio como no peligroso, en tanto que desplazamientos verticales mayores a estos valores condicionan a un suelo potencialmente peligroso.

- a) **Análisis de inestabilidad.** El efecto de la licuefacción reduce la resistencia cortante del material, reduciendo, a su vez, la resistencia cortante del terraplén a un nivel menor que el requerido para el equilibrio estático. Tales problemas generalmente se asocian con grandes desplazamientos del terreno que pueden ocasionar el

desplazamiento o fractura de los elementos de la cimentación, o el colapso de las aproximaciones de terraplenes.

Para desarrollar los análisis de estabilidad son necesarios la geometría de la inclinación, la estratigrafía del suelo (propiedades de resistencia y densidad que cada capa de suelo) y la estimación de la resistencia cortante residual de cada capa. Youd obtiene la resistencia cortante residual por medio de la figura 8.4, propuesta por la Seed y Harder.

La estabilidad de una inclinación o terraplén puede verificarse usando procedimientos comunes de equilibrio al límite. Para los análisis de estabilidad sólo se consideran las fuerzas gravitatorias, las fuerzas inerciales generadas por el sismo son despreciadas.

Si el factor de seguridad estático (FS), obtenido de los análisis, es igual o menor a 1.1, el sitio podría llegar a ser inestable durante o después del sismo, conduciendo a grandes e inaceptables deformaciones. Así, si el análisis de estabilidad indica un factor estático de seguridad igual o menor a 1.1, el sitio de estudio se clasifica como potencialmente peligroso y es priorizado para investigaciones adicionales. Si el factor estático de seguridad es mayor a 1.1, el sitio es estable contra inclinación catastrófica, pero el terraplén puede todavía experimentar deformación importante por reblandecimiento del suelo. En tales situaciones, la evaluación continúa con el paso próximo del análisis destacado en la figura 8.1.

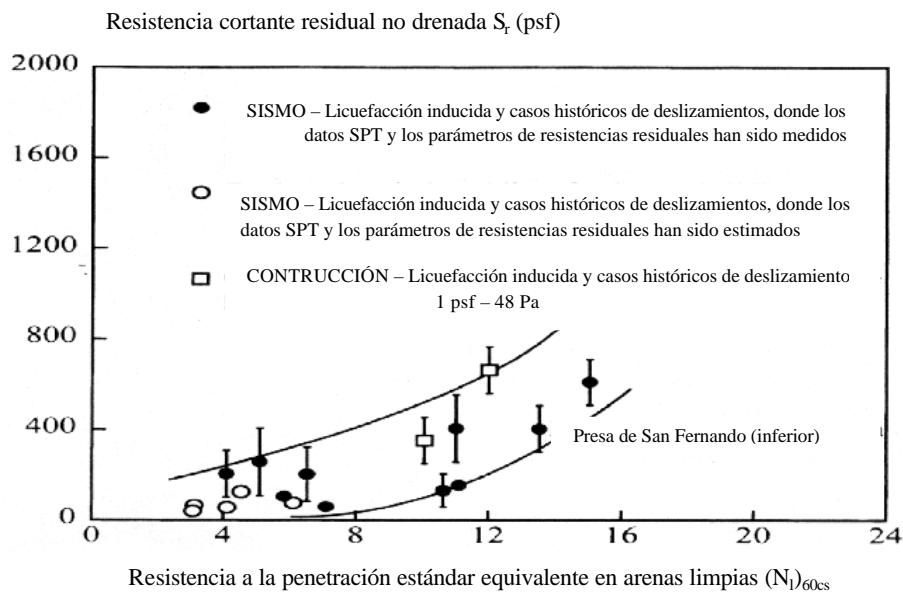


Figura 8.4. Relación empírica entre la resistencia cortante residual y $(N_1)_{60cs}$. Curva obtenida de la referencia 91.

b) Análisis de terraplenes o deformaciones de inclinaciones. Las deformaciones dañinas pueden ocurrir, dentro o bajo terraplenes o inclinaciones, como una consecuencia del ablandamiento o fluencia del suelo por licuefacción y por las fuerzas inerciales generadas por sismo. Los análisis de deformaciones en terraplenes o inclinaciones de suelos con posibilidad de licuefacción es un proceso complicado, debido a la falta de homogeneidad y a la naturaleza compleja de las relaciones constitutivas de los suelos con licuefacción.

El análisis de las deformaciones puede ser realizado con la ayuda de paquetes comerciales que aplican técnicas de elementos finitos. Los procedimientos más

simples asumen deformaciones plásticas del suelo y sencillas relaciones entre tensión y deformación que pueden ser estimadas de los datos de resistencia del material.

Los datos necesarios para evaluar las deformaciones son: (1) las dimensiones del suelo estudiado; (2) los acelerogramas o grupo de acelerogramas representativos del movimiento sísmico; y (3) las propiedades del suelo, como resistencia, amortiguamiento, leyes constitutivas entre tensiones y deformaciones y entre deformaciones y cambios de la presión de poro, etc.

La experiencia pasada y los cálculos analíticos indican que las deformaciones en inclinaciones del terreno son generalmente despreciables en lugares con un factor de seguridad estático (FS) adecuado. Este valor, generalmente para límites aceptables de desplazamientos menores a 100 mm, es de 1.5, 2.0, y 2.5 para magnitudes sísmicas de 8.5, 7.5 y 6.5, respectivamente. Para su proceso general Youd asume que si el factor de seguridad contra inclinación del terreno es mayor que estos valores, el terraplén o inclinación puede ser clasificado como de deformación mínima y no peligroso, por lo que el procedimiento continúa con el paso siguiente. Así, usando un umbral de desplazamiento de 100 mm, el sitio de localización del puente se considera como potencialmente peligroso si se predicen deformaciones mayores a este valor, priorizando al lugar para futuras investigaciones. Si los desplazamientos predichos son menores a los 100 mm, el lugar se considera inmune a deformaciones locales y el procedimiento general continúa.

- c) **Dispersión del desplazamiento lateral.** Si inclinaciones y terraplenes son estables y no sufren deformación en exceso, el siguiente problema del suelo a ser evaluado es la dispersión lateral inducida por licuefacción. Esta condición produce desplazamientos laterales en suelos de moderada inclinación o en caras libres del terreno. Los desplazamientos por dispersión lateral generan presión lateral del terreno que oprime al suelo contra estribos y cimentaciones de puentes, produciendo, en algunas ocasiones, el fallo o desplazamiento de estas estructuras.

En los análisis de vulnerabilidad por licuefacción en cimentaciones de puentes normalmente se aplica un procedimiento empírico formulado por Bartlett y Youd. Este procedimiento, de fácil aplicación, está basado en análisis de regresión lineal múltiple de casos históricos de dispersión lateral, de los cuales se desprendieron las expresiones empíricas de la ecuación 8.12 para predecir el desplazamiento lateral del suelo. La primera expresión de la ecuación 8.12 es para zonas de caras libres (como en canales pluviales) y la segunda para condiciones de inclinación moderada.

$$\begin{aligned} \text{LOG}(D_H) &= -16.3658 + 1.1782M - 0.9275\text{LOG}(R) - 0.0133R + \\ &+ 0.6572\text{LOG}(W) + 0.3483\text{LOG}(T_{15}) + 4.527\text{LOG}(100 - F_{15}) \\ &- 0.9224D50_{15} \\ \text{LOG}(D_H) &= -15.787 + 1.1782M - 0.9275\text{LOG}(R) - 0.0133R + \\ &+ 0.4293\text{LOG}(S) + 0.3483\text{LOG}(T_{15}) + 4.527\text{LOG}(100 - F_{15}) \\ &- 0.9224D50_{15} \end{aligned} \quad (812)$$

donde: D_H es el desplazamiento estimado del suelo, en metros; M es la magnitud sísmica estimada; R es la distancia horizontal entre fuente sísmica y sitio de estudio, en kilómetros; T_{15} es el espesor acumulativo, en metros, de estratos granulares

saturados con el valor corregido de $(N_1)_{60}$, menor a 15; F_{15} es el contenido promedio de finos para los estratos granulares incluidos en T_{15} , en porcentaje; $D50_{15}$ es el tamaño medio de grano de los estratos granulares considerados en T_{15} , en milímetros; S es la inclinación del suelo, en porcentaje; y W es la relación entre la altura (H) de la cara libre y la distancia (L) desde la cara libre al punto en cuestión, en porcentaje.

Para las expresiones empíricas de la ecuación 8.12 son válidos los siguientes valores de las variables independientes:

Magnitud	$6.0 < M < 8.0$
$W=H/L$	$1.0\% < W < 20\%$
Inclinación del terreno	$0.1\% < S < 6\%$
Espesor de estrato blando	$0.3 \text{ m} < T_{15} < 12 \text{ m}$
Contenido de finos	$0\% < F_{15} < 50\%$
Tamaño medio de grano	$0.1 \text{ mm} < D50_{15} < 1 \text{ mm}$
Profundidad de la sección inferior	Profundidad zona inferior licuable $< 15 \text{ m}$

Debido a las incertidumbres estadísticas, el valor calculado de D_H se duplica para proveer una seguridad conservadora en el método de Youd. Si el desplazamiento calculado con el anterior procedimiento es menor a los 100 mm, el sitio no es susceptible a grandes desplazamientos laterales del terreno. Si los desplazamientos son iguales o mayores a los 100 mm, la zona tiene alta probabilidad sufrir licuefacción, por lo que es priorizada para investigaciones futuras. Cuando los datos son insuficientes para aplicar la ecuación 8.12 o cuando se cae fuera de los rangos límite, el sitio se potencia para investigaciones futuras.

d) Análisis del asentamiento del suelo. Los sismos producen asentamientos por compactación de suelos granulares, lo que puede ser causa de fallo estructural. En el procedimiento de Youd se recomienda el método de Tokimatsu y Seed para estimar los asentamientos del suelo. Este método considera que los sismos generan deformaciones cortantes cíclicas que compactan los suelos granulares, causando deformación volumétrica. Tokimatsu y Seed definen esta deformación volumétrica, en cada estrato, a través de gráficas empíricas que relacionan a las tensiones cíclicas (CSR -ecuación 8.2), la densidad relativa y la magnitud sísmica. Esta deformación volumétrica es multiplicada por el espesor del estrato, asumiendo consolidación unidimensional, para evaluar el cambio en el espesor. Las variaciones de los espesores de todos los estratos del sitio son, entonces, sumadas para estimar el asentamiento total.

Las estructuras con cimentaciones profundas pueden, generalmente, soportar asentamientos de 100 mm o más, hasta valores tan grandes que no produzcan un asentamiento mayor a los 25 mm, cuando las cargas estructurales son transferidas hacia la cimentación. A partir de esta guía, Youd considera:

- (1) Si el asentamiento estimado en puentes de cimentación somera es igual o menor a los 25 mm, el procedimiento continúa, entonces, con el paso siguiente. Si el asentamiento predicho es mayor a los 25 mm, la estructura se considera para futuras investigaciones.
- (2) En estructuras soportadas en cimentaciones profundas, sí el asentamiento calculado es de 100 mm o menos, el puente es clasificado como no

vulnerable y se debe analizar la capacidad de carga de la cimentación, el último paso del procedimiento. Si los asentamientos son mayores a los 100 mm, la estructura se considera para investigaciones futuras.

e) **Análisis de la capacidad de apoyo.** Si la licuefacción induce deformación y asentamientos del suelo tolerables, el último problema que puede ser causado por este fenómeno es la pérdida de capacidad de apoyo de la cimentación. Este problema puede producir la penetración de cimentaciones someras y profundas en sedimentos licuables, desplazamientos laterales o torsión de pilotes.

Si los análisis de capacidad de carga indican un factor de seguridad adecuado (de 1.5 o mayor) contra cada uno de los diferentes problemas del suelo, el lugar es clasificado como no peligroso a todos los efectos de la licuefacción, aunque puede ocurrir la licuefacción de algunos estratos superficiales. Si el análisis muestra un factor de seguridad marginal menor a 1.5, pueden ocurrir desplazamientos inaceptables de la cimentación, por lo que se recomiendan investigaciones adicionales en el sitio para confirmar su peligrosidad.

Resumiendo, la aplicación del procedimiento de selección de Youd (figura 8.1) analiza los principales efectos que puede producir la licuefacción en los lugares de ubicación de puentes y, a partir de estos análisis, clasifica a los suelos dentro de alguno de los cuatro estados siguientes:

- **Peligrosidad de licuefacción confirmada.** Estos sitios tienen alta prioridad para investigaciones adicionales y deben ser desarrolladas posibles medidas de mitigación del daño. La priorización a este nivel debe considerar la importancia del puente (capítulo siete), su edad, su vulnerabilidad (capítulos tres a seis) y el estado actual de la estructura.
- **Susceptibilidad de licuefacción confirmada, pero desconocida peligrosidad.** Los sitios con confirmada licuefacción en sedimentos superficiales o estratos de arcillas sensibles, pero con peligrosidad desconocida a la licuefacción del suelo, deben ser asignados con una alta prioridad para futuras investigaciones. La investigación futura incluye pruebas de laboratorio y análisis CPT y SPT de los alrededores. Los puentes que cruzan el agua deben ser priorizados para investigaciones futuras.
- **Información insuficiente para estimar resistencia a licuefacción o potencial de baja resistencia.** Donde la información disponible es insuficiente, se requerirán investigaciones adicionales en el sitio para completar la evaluación de la peligrosidad por licuefacción y la peligrosidad de fallo del suelo. Estas investigaciones incluyen pruebas de laboratorio y análisis experimentales. Los sitios con cruce de agua son más vulnerables y deberán ser cuidadosamente analizados. Por otra parte, los lugares con condiciones geológicas susceptibles a la licuefacción deben ser priorizados sobre otros sitios con susceptibilidad moderada o menor
- **Baja peligrosidad y baja prioridad para investigaciones adicionales.** Las ubicaciones categorizadas como de baja prioridad para investigaciones futuras no necesitan estudios adicionales, excepto por estructuras críticas.

REFERENCIAS

1. Ala-Saadeghvaziri, M. (1996). "A case study from the Northridge earthquake". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **1890**, Acapulco, México.
2. Alarcón-Gúzman, A. (1997). "Microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá". Ingeominas. Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe de Bogotá, D. C. y Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres. Convenio Interadministrativo **01-93**.
3. Aldrich, J. H. y F. D. Nelson (1984). "**Linear probability, logit, and probit models**". Series: Quantitative Applications in the Social Sciences. Sage University Papers pp. 48-65.
4. Amin G. y G. Tadros (1997). "Bridge progressive colapso vulnerability". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (2), pp. 227-231.
5. Anicic, D. y D. Moric (1994). "Nonlinear dynamic analysis of a girder bridge". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **2**, pp. 1811-1817, Vienna.
6. Applied Technology Council (1981). "*Seismic design guidelines for highway bridges*". **ATC-6** Report. Redwood City, California, USA.
7. Applied Technology Council (1983). "*Seismic retrofitting guidelines for highway bridges*". **ATC-6-2** Report. Palo Alto, California, USA.
8. Applied Technology Council (1985). "*Earthquake damage evaluation data for California*". **ATC-13**, Redwood City, California, USA.

9. Applied Technology Council (1991). “*Seismic vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United States*”. **ATC-25**. Redwood City, California, USA.
10. Aschheim, M. (1997). “Seismic vulnerability, evaluation, retrofit and new design of California bridge – a general vision”. Proceedings of the U.S.-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit. National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **NCEER-97-0003**, pp. 220-232. Edited by: D. P. Abrams y G. M. Calvi.
11. Augusti G. y M. Ciampoli (1994). “Seismic capacity assessment: The example of reinforced concrete bridges”. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **4**, pp. 2709-2714, Vienna.
12. Basöz, N. y A. S. Kiremidjian (1995). “Use of Geographic Information Systems for bridge prioritization”. Proceeding of the Fifth International Conference on Seismic Zonation, Nice, France, **Vol. I**, pp. 17-24.
13. Basöz, N. y A. S. Kiremidjian (1998). “Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes”. Multidisciplinary Centre of Earthquake Engineering Research. Technical Report **MCEER-98-0004**.
14. Billings, I. J. y D. W. Kennedy. (1996). “Auckland harbour bridge seismic assessment”. 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2023**, Acapulco, México.
15. Bogadizi University of Turkey, página Web.
16. Bourque, L. (1997). “Book review: the public health consequences of disasters”. *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 851-856.
17. Brookshire, D. S., S. E. Chang, H. Cochrane, R. A. Olson, A. Rose y J. Steenson (1997). “Direct and indirect economic losses earthquake damage”. *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 683-702.
18. Buckle, I. G., K. C. Chand y J. S. Hwang (1999). “Bridge damage. MCEER-NCREE. Response Taiwan earthquake 9/21/99”. Multidisciplinary Center of Earthquake Engineering Research página web, pp. 11-17.
19. Calvi, G. M. y P. E. Pinto (1994). “Seismic design of bridges: experimental and analytical research”. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **4**, pp. 2899-2904, Vienna.
20. Calvi, G. M. y P. E. Pinto (1996). “Experimental and numerical investigations on the seismic response of bridges and recommendations for code provisions”. European Consortium of Earthquake Shaking Tablas. Pre-normative Research in Supp. of Eurocode 8, Report No. **4**.
21. Can-Zülfikar A. y O. Yüzügüllü (1995). “Preliminary assessment of seismic vulnerability of highway bridges in Istanbul, Turkey”. Proceedings of the 4th

-
- Conference of Lifeline Earthquake Engineering. Edited by Michael J. O'Rourke. American Society of Civil Engineers, pp. 477-484, San Francisco, U.S.A.
22. Cardona, O. D. y L. E. Yamín (1997). "Seismic microzonation and estimation on earthquake loss scenarios: integrated risk mitigation project of Bogotá, Colombia". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 795-814.
 23. Chang, T. S., S. Pezeshk, K. C. Yiak y H. T. Kung (1995). "Seismic vulnerability evaluation of essential facilities in Memphis and Shelby County, Tennessee". *Earthquake Spectra*, **11** (4), pp. 527-544.
 24. Chang, S., A. Rose y M. Shinozuka (1998). "Infrastructure life cycle cost analysis: direct and indirect user costs of natural hazards". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **MCEER-98-0017**, pp. 153-162.
 25. Ciampoli, M. (1994). "Upgrading R/C bridges for seismic risk reduction". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp. 2209-2214, Vienna.
 26. D'Ayala, D., R. Spencer, C. Oliveira y A. Pomonis (1997). "Earthquake loss estimation for Europe's Historic Town Centres". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 773-794.
 27. DesRoches, R. y G. L. Fenves (1997). "Evaluation of recorder earthquake response of a curved highway bridge". *Earthquake Spectra*, **13** (3), pp. 363-386.
 28. DeRoches, R. y G. L. Fenves (1998). "Design procedures for hinge restrainers and hinge seat width for multiple-frame bridges". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0013**.
 29. Díaz-Canales, M. y G. Hernández-Zepeda (1997). "Análisis y diseño estructural de un puente carretero en Ometepec, Guerrero". Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, **II**, pp. 977-986, Veracruz, México.
 30. Dicleli, M. (1996). "Seismic performance of multi-span simply supported highway bridges having steel columns". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **116**, Acapulco, México
 31. Dicleli, M. y M. Bruneau (1996). "Quantitative approach to rapid seismic evaluation of slab-on-girder steel highway bridges". *Journal of Structural Engineering*, **122** (10), pp 1160-1168.
 32. Di Pascuale, E. y A. S. Cakmak (1990). "Seismic damage assessment using linear models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **9** (4), pp. 194-197, Princeton, NJ, USA
 33. Dolce M., G. Zuccaro, A. Kappos y A. W. Colburn (1994). "Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **4**, pp. 3049-3077, Vienna.

-
34. Dolce, M. (1997). "Seismic vulnerability evaluation and damage Scenarios". Proceedings of the U.S.-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit. National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **NCEER-97-0003**, pp. 85-101. Edited by: D. P. Abrams and G. M. Calvi.
 35. Eguchi, R. T., J. D. Goltz, H. A. Seligson, P. J. Flores, N. C. Blais, T. H. Heaton y E. Bortugno (1997). "Real-time loss estimation as an emergency response decision support system: the early post-earthquake damage assessment tool (EPEDAT)". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 815-832.
 36. Eguchi, T. (1998). "Integrated real-time disaster information systems. The application of new technologies". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **MCEER-98-0017**, pp. 93-99.
 37. Elnashai, A. S. (1996). "Inelastic analysis of RC bridges and applications to recent earthquake". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **1842**, Acapulco, México.
 38. ELSA, Laboratory (1996). "Pseudo-dynamic testing of large-scale R/C bridges in ELSA". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2046**, Acapulco, México.
 39. EQE International (1989). "The October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake". Página web de EQE International.
 40. EQE International (1994). "The January 17, 1994 Northridge, CA Earthquake". Página web de EQE International.
 41. EQE International (1995). "The January 17, 1995 Kobe Earthquake". Página web de EQE International'.
 42. Fishman, K. L. y R. Richards, Jr. (1997). "Seismic analysis design of bridge abutments considering sliding and rotation". National Centre for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-97-0009**.
 43. Fishman, K. L., R. Richards Jr. y R. C. Divito (1997). "Seismic analysis for design of retrofit of gravity bridge abutments". National Center for Earthquake Engineering Research . Technical report **NCEER-97-0011**.
 44. Flesch, R. G. y A. Klatzer (1994). "Earthquake resistant design of R/C bridges: state-of-the-art report". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **2**, pp. 1787-1796, Vienna.
 45. García, O., A. G. Ayala y U. Mena (1997). "Comportamiento sísmico de puentes con apoyos elastoméricos". XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, **II**, pp. 997-1006, Veracruz, México.

-
46. Gentile C. y F. Martínez y Cabrera (1997). "Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26** (1), pp. 41-60.
 47. Gómez Soberón, C., A. Barbat y S. Oller (1999). "Vulnerabilidad sísmica de puentes de autopista: un estado del arte". Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, **II**, pp. 790-799, Morelia, México.
 48. Gómez Soberón, C. A. H. Barbat y S. Oller (1999). "Vulnerability assessment of motorway bridges. A state-of-the-art". technical Report **CIMNE IT-315**
 49. Gülkan P., M. A. Sozen, S. Demir y U. Ersoy (1996). "An alternative evaluation for determining seismic vulnerability of building structures". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2109**, Acapulco, México.
 50. Housner, G. W., y C. C. Thiel, Jr (1995). "The continuing challenge: report of the performance of state bridges in the Northridge Earthquake". *Earthquake Spectra*, **11** (4), pp. 607-636.
 51. Hristovski, V. Y. y D. Ristic (1996). "New integrated concept for diagnosis of the state of RC bridges under service and earthquake loads based on progressive structural failure prediction". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **918**, Acapulco, México.
 52. Hwang, H. H. M., H. Lin y J. R. Huo (1997). "Seismic performance evaluation of fire stations in Shelby County, Tennessee". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 759-772.
 53. Jauregui, D. V. y C. M. Farrar (1996). "Assessment of damage identification algorithms on experimental and numerical bridge data". Proceedings in Building and International Community of Structural Engineering, pp. 892-899, U.S.A.
 54. King, S. A. (1996). "A comparison of earthquakes damage and loss estimation methodologies". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **1482**, Acapulco, México.
 55. King, S. A., A. S. Kiremidjian, N. Basöz, K. Law, M. Vucetic, M. Doroudian, R. A. Olson, J. M. Eidinger, K. A. Goettel y G. Horner (1997). "Methodologies for evaluating the socio-economic consequences of large earthquakes". *Earthquake Spectra. Theme Issue: Loss Estimation*, **13** (4), pp. 565-584.
 56. Kircher, C. A., A. A. Nassar, O. Kustu y W. T. Holmes (1997a). "Development of building damage function for earthquake loss estimation". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 663-682.
 57. Kircher, C. A., R. K. Reitherman, R. V. Whitman y C. Arnold (1997b). "Estimation of earthquake losses to buildings". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 703-720.

-
58. Kiremidjian, A. A. y N. Basöz (1997). "Evaluation of bridge damage data from recent earthquakes". National Center for Earthquake Engineering Research. *NCEER Bulletin*, **11** (2), pp. 1-7.
59. Kamer, S. L. (1996). **Geotechnical Earthquake Engineering**. First Edition, Prentice Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, United States of America, pp. 348-417
60. Kunnath, S. K., A. El-Bahy, A. Taylor y W. Stone (1997). "Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers". National Center for Earthquake Engineering Research . Technical Report **NCEER-97-0006**.
61. Lou, K. y F. Y. Cheng (1996). "Post-earthquake assessment of bridge colapso and design parameters". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **1316**, Acapulco, México.
62. Maldonado, E., L. A. Canas y J. R. Casas (1998). Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes". Monografía **CIMNE IS-28**
63. Mander, J. B., D. K. Kim, S. S. Chen y G. J. Premus (1996). "Response of steel bridge bearings to reversed cyclic loading". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-96-0014**.
64. Mander, J. B. (1999a). "The Kocaeli (Izmit) earthquake". Bulletin of the Multidisciplinary Center of Earthquake Engineering Research, MCEER, **13**, 3, pp. 1-2.
65. Mander, J. B. (1999b). "Preliminary reports from the Kocaeli earthquake of August 17, 1999. Overview of highway damage". Multidisciplinary Center of Earthquake Engineering Research, página web, pp. 1-4.
66. McCormack, T. C. y F. N. Rad (1997). "An earthquake loss estimation methodology for buildings based on ATC-13 and ATC-21". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 605-622.
67. Miranda, E. (1993). "Evaluation of seismic design criteria for highway bridges". *Earthquake Spectral*, **9** (2), pp. 233-250.
68. Miranda E. (1996). "Assessment of the seismic vulnerability of existing buildings". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper No. **513**, Acapulco, México.
69. Moehle, J. P. (1995). "Northridge earthquake of January 17, 1994: reconnaissance report. Volume 1 - Highway bridges and traffic management". *Earthquake Spectra*, **11**, supple. c.
70. Moghtaderi-Zadeh, M. y A. Der Kiureghian (1983). "Reliability upgrading of lifeline networks for post-earthquake serviceability". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **11**, pp. 557-566.

-
71. Mota-Arteaga, A. y G. Ayala-Milán (1993). “Comportamiento sísmico no lineal de puentes de concreto”. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. 81-88, Puerto Vallarta, México.
 72. Mullen, C. L. y A. S. Cakmak (1997). “Seismic fragility of existing conventional reinforced concrete highway bridges”. National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **NCEER-97-0017**.
 73. Nakajima H. (1996). “Seismic performance and repair of mayor steel bridges on the Hanshin Expressway, Japan”. 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2024**, Acapulco, México.
 74. Olshansky, R. B. (1997). “The role of earthquake hazard maps in loss estimation: a study of the Northridge earthquake”. *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 721-738.
 75. O’Rourke, T. D. (1996). “Lessons learned for lifeline engineering from mayor urban earthquake”. 11th World Conference on Earthquake Engineering. CD Room, paper No. **2172**. Acapulco, México.
 76. Pezeshk, S., T. S. Chang, K. C. Yiak y H. T. Kung (1993). “Seismic vulnerability evaluation of bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee”. *Earthquake Spectra*, **9** (4), pp. 803-816.
 77. Pinto, A. V., editor (1996). “Pseudo-dynamics and shaking tables test on R. C. bridges”. European Consortium of Earthquake Shaking Tablas, Prenormative Research in Support of Eurocode 8, Report No. **5**.
 78. Pinto, A. V. (1999). “The Kobe earthquake (January 17th, 1995). Damage to R/C structures”. Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections. COST-C1 Earthquake Performance of Civil Engineering Structures. Report **ISSN 1018-5593**, pp. 21-44.
 79. Pinto, A. V., G. Verzeletti, P. Negro y J. Guedes (1995). “Cyclic testing of a squat bridge-pier”. European Laboratory for Structural Assessment, ELSA. Report. **EUR 16247 EN**.
 80. Pinto, A. V., G. Verzeletti, G. Magonette, P. Pegon, P. Negro y J. Guedes (1996). “Pseudo-dynamics testing of large-scale R/C bridges in ELSA”. 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2046**, Acapulco, México.
 81. Pinto, P. E. y R. Giannini (1997). “An automatic procedure for analytical seismic assessment of the bridges in a highway system”. Proceedings of the U.S.-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit. National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **NCEER-97-0003**, pp. 17-44. Edited by: D. P. Abrams y G. M. Calvi.

-
82. Priestley, M. J. N.; F. Seible y C. M. Uang (1994). "The Northridge earthquake of January 17, 1994". Structural Systems Research Project, University of California at San Diego. Technical Report **SSRP-94/06**.
83. Ren, S. y M. P. Gaus (1996). "GIS Tools for regional bridge seismic risk assessment". Technical Report, Department of Civil Engineering **GIS-2**, State University of New York at Buffalo.
84. Rojahn, C., S. A. King, R. E. Scholl, A. S. Kiremidjian, L. D. Reaveley y R. R. Wilson (1997). "Earthquake damage and loss estimation methodology and data for Salt Lake Country, Utah (ATC-36)". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 623-642.
85. Sánchez-Sánchez, H (1996). "Ductility demands of isolated reinforced concrete bridge piers placed in Mexico City". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **753**, Acapulco, México.
86. Shinozuka, M., S. E. Chang, R. T. Eguchi, D. P. Abrams, H. H. M. Hwang y A. Rose (1997). "Advances in earthquake loss estimation and application to Memphis, Tennessee". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 739-758.
87. Shinozuka, M. (1998). "Development of bridge fragility curves". Proceedings of the U.S.-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **MCEER-98-0015**, State University of New York at Buffalo, pp. 249-256.
88. Singhal, A. y A. S. Kiremidjian (1997). "A method for earthquake motion-damage relationships with application to reinforced concrete frames". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **NCEER-97-0008**, State University of New York at Buffalo.
89. Thomas, A; S. Eshenaur y J. Kulicki (1998). "Methodologies for evaluating the importance of highway bridges". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **MCEER-98-0002**.
90. Vaz, C. T. (1994). "Behaviour coefficients and structural reliability of R/C bridges". 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp 1797-1802, Vienna.
91. Vaz, C. T. y R. Bairrao (1996). "Quantification of behaviour coefficients for curved RC bridges". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CDROOM, paper No. **1557**.
92. Wagaman, S. J., J. L. Wilson y J. W. Fisher (1995). "Fatigue inspection and evaluation of bridges". Proceedings of the 13th Structures Congress, pp. 894-902, U.S.A.
93. Werner, S. D., C. E. Taylor y J. E. Moore (1997). "Loss estimation due to seismic risks to highway systems". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 585-604.

-
94. Whitman, R. V., T. Anagnos, C. Kircher, H. J. Lagorio, R. S. Lawson y P. Schneider (1997). "Development of a national earthquake loss estimation methodology". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 643-662.
 95. Woo, G. (1997). "The treatment of earthquake portfolio uncertainty: a focus on issues of asset distribution". *Earthquake Spectra*. Theme Issue: Loss Estimation, **13** (4), pp. 833-850.
 96. Xueshen, J. y F. Shuming (1995). "The definition of vulnerability matrixes for transportation systems". Proceeding of the Fifth International Conference on Seismic Zonation, Nice, France, **Vol. II**, pp. 101-108.
 97. Yépez, F., A. H. Barbat y J. A. Canas (1995). "Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería". Monografías CIMNE **IS-12**, editor A. H. Barbat, Barcelona, España .
 98. Yépez-Montoya, F. (1996). "Metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación". Memoria de la Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros en Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
 99. Youd, T. L. y C. J. Beckman (1996). "Highway culvert performance during past earthquakes". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **NCEER-96-0015**.
 100. Youd, T. L. (1998). "Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge sites". Multidisciplinary Centre for Earthquake Engineering Research. Technical Report. **MCEER-98-0005**.

BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Adachi, Y. y Unjoh S. (1998). "Inspection methods of damaged structures caused by earthquake". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0017**, pp. 83-92.
2. Amir-Mazaheri, D. (1994). "Seismic design methodology of bridges: Point of present reflections and needs". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **4**, pp. 2699-2705, Vienna.
3. Ang, A. H. S. y W. J. Kim (1992). "Damage assessment of existing bridge structures with system identification". Proceedings of the 2nd U.S. - Asia Conference on Engineering for Mitigation of Natural Hazard Damage.
4. Arockiasamy, M. y M. Zhuang (1997). "Finite element modelling of concrete bridge system prestressed with carbon fiber composite cables". Proceedings of the 15th Structures Congress, **2**, pp. 899-903, U. S. A.
5. Auciello, N. M. (1994). "Stability and dynamics of arch bridges on elastic soil". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **2**, pp. 2023-2027, Vienna.
6. Balopoulou, S. y M. Grigoriu (1997). "Seismic response of nominally symmetric systems with strength uncertainty". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-97-0015**.
7. Buckle, I. G. (1996). "Overview of seismic design methods for bridges in different countries and future directions" 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2113**, Acapulco, México.
8. Casirati, M. y G. Franchioni (1994). "Seismic test on a 1:8 model of an irregular bridge on three shaking tables: model design and test planning". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **4**, pp. 3009-3013, Vienna.
9. Chen, C. T. y J. B. Mander (1997). "Seismic design of bridge columns based on control and reparability of damage". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-97-0013**.

10. Chen, Q., B. M. Douglas, E. Marakis y I. G. Buckle (1998). "Extraction of non-linear hysteretic properties of seismically isolated bridges from quick-release field test". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0001**.
11. Ciampoli M. y P. E. Pinto (1995). "Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers". *Journal on Structural Engineering*, ASCE, **121** (5), pp. 806-814.
12. Constantinou M. C. y A. S. Whittaker (1998). "Seismic protective systems for bridges in the United States: state-of-the-art and state-of-the-practice". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0015**, pp. 13-27.
13. Constantinou, M. C. y J. K. Quarshie (1998). "Response modification factors for seismically isolated bridges". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0014**.
14. Dentamaro, C. y M. Mezzina (1994). "Performance of bridge isolation viscoelastic devices: an energetic approach". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp. 2039-2044, Vienna.
15. Detak, W. J. (1998). "Public policy issues in civil infrastructure systems: a focus on natural hazard risk reduction". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0017**, pp. 199-211.
16. Dicleli, M. y M. Bruneau (1995a). "An energy approach to sliding of single-span simply supported slab-girder steel highway bridges with damage bearings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24** (2), pp. 395-409.
17. Dicleli, M. y M. Bruneau (1995b). "The performance of single-span simply supported and continuous slab-on-girder steel highway bridges". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **24** (10), pp. 1497-1506.
18. Dicleli, M. y M. Bruneau (1995c). "Fatigue-based methodology for managing impact of heavy-permit trucks on steel highway bridges". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (11), pp. 1651-1659.
19. Dutta, A. y J. B. Mander (1998). "Capacity design and fatigue analysis of confined concrete columns". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0007**.
20. Dutta, A., T. Kokorina y J. B. Mander (1999). "Experimental study on the seismic design and retrofit of bridge columns including axial loads effects". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-99-0003**.

21. Fierbinteanu, V. (1994). "Theoretical and practical considerations regarding bridge analysis and design with seismic capacity assessment". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp. 2063-2068, Vienna.
22. García, F. y O. Díaz (1997). "Daños estructurales en marcos de edificios sujetos a sismo". Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, **II**, pp. 804-813, Veracruz, México.
23. Gómez-Martínez, R., D. Muriá-Vila, R. Sánchez-Ramírez, M. Barousse-Moreno y A. Galindo-Solórzano (1994). "Mediciones de respuestas estáticas y dinámicas en una superestructura espacial de un puente". IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, **2**, pp. 701-711, Zacatecas, México.
24. Griezic A., W. D. Cook y D. Mitchell (1996). "Seismic retrofit of bridges column-footing connections". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **1763**, Acapulco, México.
25. Guedes, J. y A. V. Pinto (1996). "Numerical simulation of the ELSA PSD Test of R/C bridges". European Laboratory for structural assessment ELSA. Report **EUR 16358 EN**.
26. Hasegawa, T. (1998). "Enhanced microplane concrete model for damage and fracture of concrete". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0017**, pp. 25-34.
27. Hampson K. y M. Fischer (1997). "Structural design and construction technologies for California highway bridges". *Journal on Construction Engineering and Management*, ASCE, **123** (3), pp. 269-275.
28. Hodhod, O. A. y J. C. Wilson (1994). "Characteristics of the seismic response of a cable-stayed bridge tower". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp. 2069-2074, Vienna.
29. Hu, S., W. Yuan y L. Fan (1994). "Non-linear seismic response analysis of long-span suspension bridge". Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, **3**, pp. 2057-2062, Vienna.
30. Humar, J. y A. H. Kashif (1995). "Dynamic response analysis of slab-type bridges". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (1), pp. 48-62.
31. Igarashi, A. y H. Iemura (1996). "Experimental and analytical evaluation of seismic performance of highway bridges with base isolation bearings". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, papers number **553**, Acapulco, México.
32. Imbsen, R. A., R. A. Schamber, E. Thorkildsen, A. Kartoum, B. T. Martin, T. N. Rosser y J. M. Kulicki (1997). "Structural details to accommodate seismic movements of highway bridges and retaining walls". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-97-0007**.

-
33. Isunza, I.F. (1994). "Reparación de puentes". IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, **2**, pp. 675-681, Zacatecas, México.
 34. Kasalanati, A. y M. C. Constantinou (1999). "Experimental study of bridge elastomeric and other isolation and energy dissipation systems with emphasis on up lift prevention and high velocity near-source seismic excitation". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-99-0004**.
 35. Kelly, J. M., I. G. Buckle y H. C. Tsai (1986). "Earthquake simulator testing of a base-isolated bridge deck". Earthquake Engineering Research Center. Report No. **UCB/EERC-85/09**, University of California at Berkeley.
 36. Kelly, J. M. (1998). "The analysis and design of elastomeric bearings for application in bridges". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0015**, pp. 73-88.
 37. Kou, J. W. y J. T. DeWolf (1997). "Vibrational behaviour of continuous span highway bridge - influencing variables". *Journal of Structural Engineering*, **123** (3), pp. 333-344.
 38. Kunnath, S. K., A. El-Bahg, A. Taylor y W. Stone (1997). "Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering. Technical report **MCEER-97-0006**.
 39. Li, W., P. Albrecht y H. Saadatmanesh (1995). "Strengthening of composite steel-concrete bridges". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (12), pp. 1842-1846.
 40. Mander, J. B. y C. T. Chen (1997). "Seismic resistance of bridges piers based on damage avoidance design". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **NCEER-97-0014**.
 41. Mander, J. B., A. Dutta y P. Goel (1998). "Capacity design of bridge piers and the analysis of overstrength". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0003**.
 42. Mander, J. B., A. Dutta y J. H. Kim (1998). "Fatigue analysis of unconfined concrete columns". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0009**.
 43. Medeot, R. (1998). "Energy dissipation as a technological answer highly demanding design problems". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0015**, pp. 107-126.
 44. Mireles, V. R. y E. Reinoso (1997). "Diseño sísmico de puentes". Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, **II**, pp. 1007-1016, Veracruz, México.
 45. Park, R., M. E. Rodriguez, y D. R. Dekker (1983). "Assessment and retrofit of a reinforced concrete bridge pier for seismic resistance". *Earthquake Spectra*, **9** (4), pp. 781-802.

-
46. Paultre, P., J. Proulx y M. Talbot (1995). "Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (2), pp. 362-376.
 47. Penzien, J., R. Imbsen y D. L. Wen (1981). "NEABS Nonlinear Earthquake Analysis of Bridge Systems". Earthquake Engineering Research Center. University of California at Berkeley.
 48. PoLam, I., M. Kapuskar y D. Chaudhuri (1998). "Modelling of pile footings and drilled shafts for seismic design". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0018**.
 49. Reinhorn, A. M., V. Simeonov, G. Mylonakis y Y. Reichman (1998). "IDARC-BRIDGE: a computational platform for seismic damage assessment of bridge structures". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **MCEER-98-0011**.
 50. Richie, P., M. N. Kaul y J. Kulicki (1998). "Structural steel and steel/concrete interface details for bridges" Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0006**.
 51. Rioboo-Martín J. M. (1992). "Some experiences in structural design in high seismic zones (bridges and buildings)". *Revista de Ingeniería Sísmica*, **45**, pp. 54-75, México.
 52. Roberts, J. E. (1996a). "US perspectives on seismic design of bridges". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2109**, Acapulco, México.
 53. Roberts, J. E. (1996b). "Seismic retrofit of mayor steel bridge in California. Technical, social, and economic considerations". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2025**, Acapulco, México.
 54. Rojahn, C., R. Mayers, D. G. Anderson, J. Clark, J. H. Hom, R. V. Nutt y M. J. O'Rourke (1997). "Seismic design criteria for bridges y other highway structures". National Center for Earthquake Engineering. Technical report **NCEER-97-0002**.
 55. Salawu, O. S. y C. Williams (1995). "Bridge Assessment using forced-vibration testing". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **121** (2), pp. 161-173.
 56. Seim, C., P. E. y T. Y. L. International (1996). "Seismic retrofit of the Golden Gate Bridge". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2021**, Acapulco, México.
 57. Staton, J. F. (1998). "The 1997 AASHTO seismic isolation guide specification". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering. Technical report **MCEER-98-0015**, pp. 31-46.

-
58. Tsopelas, P., M. C. Constantinou, Y. S. Kim y S. Okamoto (1996). "Experimental study of system in bridge seismic isolation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25** (1), pp. 65-78.
 59. Ventura, C. E., W. D. L. Finn, P. R. Wagner y A. J. Felber (1996). "Ambient vibration studies of three short-span reinforced concrete bridges". 11th World Conference on Earthquake Engineering. CD ROOM, paper number **921**. Acapulco, México.
 60. Vitek J., R. Verma y R. Banan (1996). "Seismic retrofit of the San Mateo-Hayward Bridge". 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD ROOM, paper number **2022**, Acapulco, México.
 61. Wendichansky, D. A., S. S. Chen y J. B. Mander (1998). "Experimental investigation of the dynamic response of two bridges before and after retrofitting with elastomeric bearings". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Technical report **MCEER-98-0012**.
 62. Wipf, T. J., F. W. Klaiber y F. M. Russo. (1997). "Evaluation of seismic retrofit methods for reinforced concrete bridge columns". National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report **NCEER-97-0016**.
 63. Yokoyama A. (1998). "Innovative design, construction and rehabilitation methods". Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering. Technical report **MCEER-98-0017**, pp. 143-152.