

Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica

M. Jara
J. R. Casas

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica

M. Jara
J. R. Casas

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A. H. Barbat

ISSN: 1134-3249

CONTROL DE VIBRACIONES EN PUENTES. UN ESTADO DEL ARTE Y DE LA PRÁCTICA
Monografía CIMNE IS48
© Los autores

ISBN: 84-95999-01-3
Depósito legal: B-23162-2002

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, con apoyo del programa PROMEP de la Secretaría de Educación Pública de México y de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, mediante el programa de formación de alumnos de doctorado.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	1
CONTENIDO.....	3
1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.1. Daños en los puentes debidos a los últimos sismos destructivos.....	5
1.1.1 Loma Prieta (1989).....	6
1.1.2 Northridge (1994).....	8
1.1.3 Kobe (1995).....	10
1.1.4 Taiwán (1999).....	11
1.1.5 Conclusiones.....	12
1.2. Aplicación de los sistemas de control como medida de protección sísmica en puentes.....	13
2. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL.....	17
2.1. Control pasivo.....	17
2.2. Control activo.....	20
2.3. Control híbrido.....	22
2.4. Control semiactivo.....	23
2.5. Estructura activa.....	23
3. APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PASIVO.....	25
3.1. Antecedentes.....	25
3.2. Apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB).....	30
3.3. Apoyos de neopreno de alto amortiguamiento (HDR)	33
3.4. Apoyos deslizantes (SB).....	34
3.5. Péndulo con fricción (FPS).....	37
3.6. Amortiguadores por extrusión de plomo (LED).....	39
3.7. Amortiguadores viscoelásticos (VE).....	40
3.8. Amortiguadores con fluidos viscosos (VF).....	41
3.9. Aleaciones con memoria de forma (SMA).....	44
3.10 Amortiguadores de masa (TMD).....	47
3.11 Amortiguadores de líquido (TLD).....	50
3.12 Otros sistemas de control pasivo.....	51
4. APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO.....	55
4.1. Sistemas activos en puentes.....	55
4.2. Sistemas semiactivos.....	58
4.3. Sistemas híbridos.....	61
4.4. Comentarios finales.....	62

5. NORMATIVA PARA PUENTES CON AISLADORES Y DISIPADORES DE ENERGÍA.....	65
5.1 AASHTO	65
5.1.1 Filosofía de diseño.....	66
5.1.2 Peligrosidad sísmica.....	66
5.1.3 Métodos de análisis.....	68
5.1.4 Combinación de los diferentes componentes del movimiento del terreno.....	74
5.1.5 Desplazamientos.....	75
5.1.6 Otros requisitos.....	75
5.1.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento.....	75
5.1.8 Especificaciones adicionales para los apoyos elastoméricos.....	76
5.1.9 Especificaciones adicionales para los apoyos deslizantes.....	78
5.2 Eurocódigo 8.....	79
5.2.1 Filosofía de diseño.....	79
5.2.2 Peligrosidad sísmica.....	79
5.2.3 Métodos de análisis.....	80
5.2.4 Combinación de los diferentes componentes del movimiento del terreno.....	83
5.2.5 Desplazamientos.....	83
5.2.6 Otros requisitos.....	84
5.2.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento.....	85
5.2.8 Especificaciones adicionales para los apoyos elastoméricos.....	86
5.3 Autostrade.....	89
5.3.1 Filosofía de diseño.....	90
5.3.2 Peligrosidad sísmica.....	91
5.3.3 Métodos de análisis.....	91
5.3.4 Combinación de los diferentes componentes del movimiento del terreno.....	93
5.3.5 Desplazamientos.....	93
5.3.6 Otros requisitos.....	94
5.3.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento.....	94
5.4 Manual de diseño Menshin.....	95
5.4.1 Filosofía de diseño.....	95
5.4.3 Métodos de análisis.....	96
5.4.4 Métodos de diseño.....	98
5.4.5 Desplazamientos.....	101
5.4.6 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento.....	101
5.5 Comentarios.....	101
5.5.1 Filosofía de diseño.....	101
5.5.2 Importancia del puente.....	103
5.5.3 Emplazamientos cercanos a una falla activa.....	104
5.5.4 Combinación de las componentes del movimiento del terreno.....	104
5.5.5 Estructura equivalente.....	105
5.5.6 Rígidez efectiva.....	105
5.5.7 Amortiguamiento equivalente.....	106
5.5.8 Amortiguamiento del puente aislado.....	108
5.5.9 Diseño por ductilidad.....	110
5.5.10 Espectros de diseño elástico.....	110

5.5.11	Rehabilitación de puentes existentes.....	111
5.5.12	Estabilidad de los aisladores.....	112
5.5.13	Juntas de expansión.....	112
5.5.14	Ensayos de los dispositivos.....	113
6.	REFERENCIAS.....	115

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los daños que producen los sismos en los sistemas de transporte, suelen tener un impacto significativo en el total de las pérdidas económicas producidas por estos eventos, tanto por los gastos que provienen directamente de la rehabilitación y sustitución de las estructuras dañadas, como por los costos indirectos debidos al cierre temporal de las vías de comunicación, que afectan los tiempos de desplazamiento en las rutas comerciales durante períodos que pueden prolongarse durante varios meses. En algunos casos, la pérdida de vidas humanas se ha incrementado de forma importante como consecuencia directa del derrumbe de algunos puentes; además, debe considerarse que la interrupción del tránsito, puede obstaculizar las labores de rescate, así como el transporte de víveres, medicinas y materiales, a las zonas afectadas.

La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno, y ha dejado constancia de los grandes costos derivados de los fallos que se producen en los mismos. Sismos como el de San Fernando (1971), Tangshan (1976), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros, han provocado fallos de importancia en los sistemas de transporte, y han incrementado las pérdidas económicas de forma notable. En la siguiente sección, presentamos un panorama general de la magnitud del problema, mediante una breve descripción de las consecuencias derivadas de los daños provocados en los puentes, por algunos de los sismos más importantes ocurridos en el mundo en los últimos años.

1.1 DAÑOS EN LOS PUENTES DEBIDOS A LOS ÚLTIMOS SISMOS DESTRUCTIVOS

De acuerdo con la información de DesRoches (2000), EQE (1989, 1994 y 1995), Ghasemi et al (1996), Gómez et al (2000), Maldonado et al (2000), Nakata et al (1999) y Uang et al (1999), se describen algunas características de los daños y pérdidas ocasionadas por los puentes afectados durante los últimos temblores destructivos ocurridos en el mundo.

1.1.1 Loma Prieta (1989)

El 17 de octubre de 1989 se generó un sismo con magnitud de ondas superficiales 7.1, que afectó seriamente a la región que ocupa la bahía de Monterrey y San Francisco. El epicentro se localizó cerca del pico de Loma Prieta, en las montañas de Santa Cruz, aproximadamente a 14 km al noreste de la ciudad de Santa Cruz y a 96 km al sureste de la ciudad de San Francisco. La ruptura se inició a una profundidad de 18 km y se extendió 35 km a lo largo de la falla. Durante el sismo se perdieron 62 vidas humanas, de las cuales 41 se produjeron como resultado del derrumbe del viaducto de la calle Ciprés y una más por la caída de una sección del puente de la Bahía que une las ciudades de San Francisco y Oakland. El daño total en el sistema de puentes se valoró en 300 millones de dólares aproximadamente.

El derrumbe de una sección del puente de la bahía Oakland – San Francisco (figura 1.1), además de provocar la mayoría de los decesos causados por el sismo, se mantuvo cerrado por un mes, causando un serio impacto en las comunicaciones y vías comerciales en el área, ya que forma parte de una de las rutas más importantes que comunican el norte de la península de San Francisco con el resto del país, como lo reflejan las aproximadamente 300,000 personas que cruzaban el puente diariamente. La

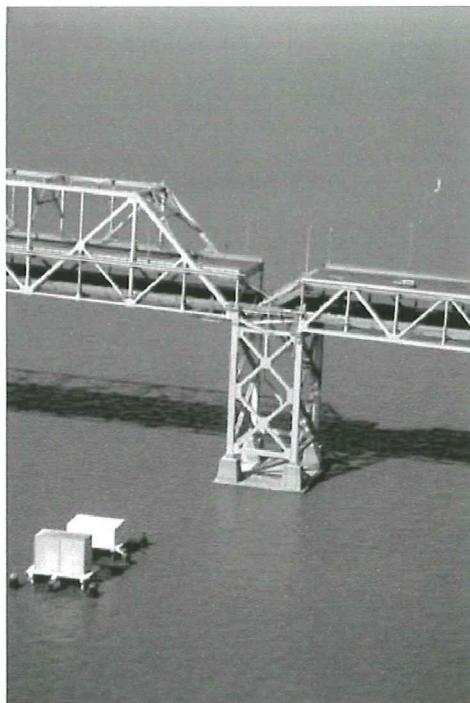


Figura 1.1 Derrumbe del vano superior de una sección del puente de la Bahía Oakland – San Francisco (Nakata et al, 1999)

sección que falló fue el tablero superior de un vano simplemente apoyado de 15 metros de longitud, que conectaba dos tramos del puente con dos configuraciones estructurales distintas. Durante el sismo se presentaron oscilaciones longitudinales entre los dos tramos del puente que excedieron la distancia de apoyo de las vigas, provocando la

falla de los pernos de la conexión y un desplazamiento permanente de 14 cm hacia el este.

El fallo más dramático producido por el sismo fue el derrumbe de 48 pilas de la estructura de doble cubierta del viaducto Ciprés (figura 1.2), atribuido a la falta de conocimiento de prácticas sismo-resistentes en el momento de construcción del puente. Además del efecto de columnas cortas, se generó una falla en las juntas que provocó la caída de la losa superior de las dos terceras partes de la sección norte. La capacidad a cortante de las columnas y los nudos era muy reducida, dando origen a una falla frágil en el sistema viga – columna.

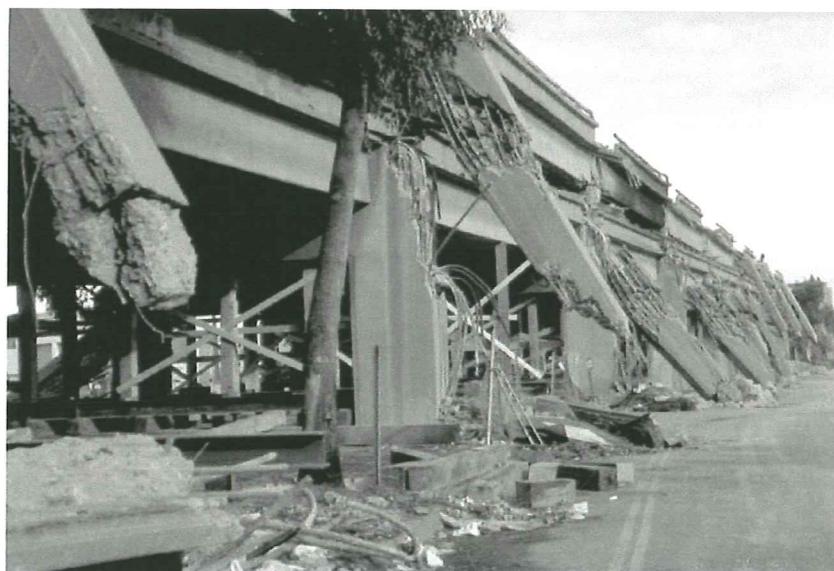


Figura 1.2 Derrumbe del tablero superior del viaducto Ciprés, en una longitud próxima a 1.5 kilómetros (Nakata et al, 1999)

Otra estructura cuyo daño tuvo serias implicaciones es el puente Struve Slough, que sufrió el derrumbe de 17 vanos, debido a la falta de un adecuado confinamiento transversal y baja capacidad a cortante en el extremo superior de las columnas.

La suspensión de los viajes entre el este de la bahía y San Francisco, y entre Santa Cruz y Silicon Valley, provocaron los mayores problemas de comunicación. En especial el cierre de la autopista 17, entre San José y Santa Cruz, sobre la que transitan entre 20,000 y 30,000 personas diariamente, tuvo que permanecer cerrada durante seis semanas.

Una lista de las principales vías que fueron cerradas al tráfico, refleja el impacto que tuvo el sismo en las rutas comerciales, como consecuencia del daño producido en los puentes:

- Los autopistas Interstate 80 e Interstate 880 fueron cerrados entre Berkeley y la Interstate-980 en Oakland, debido al derrumbe de una sección del puente Ciprés.
- La autopista 17 que conecta San José con Santa Cruz fue cerrada por un periodo de seis semanas.

- El puente Martínez –Benicia, fue cerrado al paso de camiones en ambas direcciones.
- El camino Interstate 280 fue cerrado entre la U.S.101 y el centro de la ciudad de San Francisco.
- La U.S. 101 fue cerrada como consecuencia del derrumbe de un paso superior de la autopista 9.
- El daño estructural en el puente San Lorenzo obliga al cierre de la Autopista 9, cerca de Santa Cruz.
- La carretera del embarcadero se cierra por daño estructural.
- Se cierra la autopista 1 a causa del derrumbe de un puente.
- La Autopista 129 se cierra en el tramo del camino Aromas

Los gastos originados por los trabajos de reparación y rehabilitación de los puentes dañados fueron estimados en 1900 millones de dólares. Se incluye en esta cantidad el costo de los trabajos de refuerzo de los puentes de autopista del programa del sistema de transportes de California (Caltrans), pero se excluyen los costos sociales generados por el cierre de las autopistas (Mayes et al, 1992).

1.1.2 Northridge (1994)

El 17 de enero de 1994 se generó un sismo con magnitud Richter 6.7, al noroeste de la ciudad de Los Ángeles, en la región de Northridge. A pesar del nivel relativamente bajo de intensidad sísmica, los daños en el sistema de transporte fueron considerables. El conjunto de daños más espectacular, fue el derrumbe de algunos pasos superiores en una de las carreteras más congestionadas en Los Ángeles y en el valle de San Fernando. Un mes después del evento, el tráfico en la zona seguía siendo limitado y muy lento, y algunas secciones de las carreteras interestatales I5 e I10 (autopista de Santa Mónica) permanecían aún cerradas. Siete puentes sufrieron derrumbe parcial, con un costo de reparación superior a los 132 millones de dólares. Adicionalmente, se registraron daños de consideración en algunos puentes de carretera, que obligaron a cerrar durante varios meses cuatro de las mayores autopistas regionales. De entre los 1200 puentes localizados en la zona de Northridge, 230 requirieron reparaciones moderadas o pequeñas.

Las causas de falla de los puentes más afectados pueden resumirse en las siguientes: pérdida de apoyo en las juntas; irregularidad en la rigidez de la subestructura: baja capacidad a cortante de los elementos verticales; y la falta de un confinamiento adecuado en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En la figura 1.3 se muestra el derrumbe de uno de los vanos del conectador norte de la ruta estatal I4 / I5, que fue construido en 1964. En la figura 1.4, se presenta una etapa del proceso de demolición de los puentes sobre la carretera Gavin Canyon, por los cuales accede el tránsito a las líneas extremas de la Interestatal 5, que es la principal conexión entre el

norte y el sur de California. Los puentes están localizados al noroeste del intercambiador I5 / SR14. Estos puentes fueron construidos en 1967, y reforzados sísmicamente en el año de 1974, mediante cables de restricción en las juntas de expansión.



Figura 1.3 Derrumbe de los vanos 1 y 2 del conector norte de la ruta estatal I4 / I5 (EQE, 1994)



Figura 1.4 Fase del proceso de demolición del puente a desnivel Gavin Canyon (EQE, 1994)

1.1.3 Kobe (1995)

El 17 de enero de 1995 el sismo de Kobe (Hanshin/Awaji o Hyogo-ken- Nanbu, como también se le conoce), afectó seriamente a la densamente poblada ciudad de Kobe. A este evento se le asignó una magnitud Richter = 7.2. La proximidad del epicentro a la población, aunado a la severidad del movimiento, provocó más de 5,500 pérdidas humanas, además de un extenso daño en las vías de comunicación. El daño ocurrido en el sistema de transporte tenía el potencial de provocar un número mucho mayor de pérdidas, ya que se considera que si el sismo se hubiese presentado algunas horas más tarde, cuando existe una saturación de los medios de transporte en la ciudad, el número de víctimas hubiera crecido en forma dramática.

El 60% de los puentes de la ciudad resultaron con algún grado de daño, con un costo estimado de reparación superior a los 10,000 millones de dólares. Los fallos más importantes ocurrieron en la vía rápida de Hanshin, aunque el daño en toda la zona afectada puede calificarse de severo y muy disperso. Los sistemas de transporte de las autopistas entre Nishinomiya y Kobe se afectaron severamente. La comunicación entre Kobe y Osaka se vio interrumpida y solo se logró restablecer en forma precaria tres semanas después del siniestro. Se contabilizaron 320 puentes con daño, 27 % con daño estructural mayor.

Una de las fallas más espectaculares se presentó en la vía rápida de Hanshin, que fue construida en la década de los años sesenta y es una de las principales arterias del corredor Kobe – Osaka. Se trata de una estructura de más de 40 kilómetros, elevada en casi toda su longitud. La mayor parte de la carretera está soportada por pilas de hormigón armado de una sola columna, separadas a una distancia aproximada de 32 metros, muchas de las cuales fallaron por cortante o flexión en una longitud de 20 kilómetros (figura 1.5). Estas fallas no sólo cerraron la vía Hanshin por un tiempo indefinido sino que además impidieron el tráfico en la ruta 43, la autopista que pasa por debajo de ella.

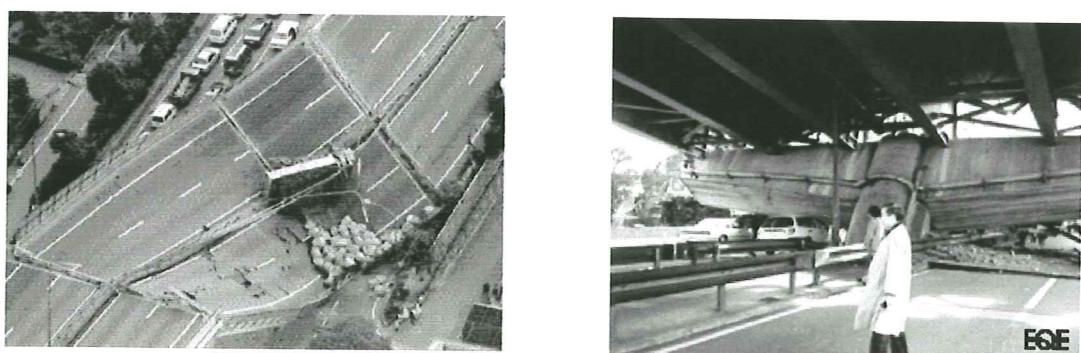


Figura 1.5 Daños en la vía rápida Hanshin (EQE, 1995)

La vía rápida Wangan que cubre una distancia superior a los ocho kilómetros, se dañó seriamente a lo largo de toda su longitud, desde el puerto Nishinomiya hasta la isla Rokko. Uno de los daños típicos que pudieron observarse fue la falla de los apoyos, que dieron origen a hundimientos del tablero que variaron desde unos centímetros en algunas zonas, hasta más de un metro en otras. Éste daño se atribuyó a la ocurrencia de

fuerzas mayores que las consideradas en el diseño y a los grandes desplazamientos que se experimentaron en las direcciones longitudinal y transversal de las estructuras.

El acceso al puente en arco Nishinomiya, de 252 metros de longitud, se derrumbó, aparentemente, a causa de los excesivos desplazamientos longitudinales (figura 1.6). Gracias a que el sismo se originó muy temprano, el derrumbe de este puente sólo provocó la muerte de dos personas. La vía de seis carriles quedó inutilizada durante unas semanas hasta que el daño fue reparado. Además del tramo de acceso, uno de los cables que soportan el tablero del puente en arco experimentó deformaciones permanentes. Es importante hacer notar que el puente se había construido hacía sólo tres años. El daño a esta moderna vía rápida, conduce a la necesidad de una revisión profunda de los criterios de diseño sísmico y a una valoración de las prácticas de diseño y construcción de los puentes nuevos, además de la evaluación de la seguridad de las estructuras existentes. Esta es la primera prueba real de un sismo en puentes largos modernos y los resultados no fueron muy alentadores.



(a) Acceso al puente Nishinomiyako



(b) Vano principal de la vía rápida Wangan

Figura 1.6 Daños en la vía rápida Wangan (EQE, 1995)

El epicentro del sismo se localizó a unos cuantos kilómetros del puente colgante más largo del mundo, el Akashi-Kaykio, de casi 4 kilómetros de longitud, y con un vano principal de 1990 metros. En el momento en que ocurrió el sismo el puente se encontraba en construcción; la subestructura y las torres ya estaban terminadas y se efectuaban los preparativos para el levantamiento de los vanos. Después de una inspección detallada de la estructura no se encontró daño estructural en ninguno de los elementos, sin embargo, el vano central incrementó su luz en 80 cm debido al movimiento del terreno de sustentación (Goto et al, 1998).

1.1.4 Taiwán (1999)

El 21 de septiembre de 1999 ocurrió un sismo con magnitud 7.6 en el centro de la isla de Taiwán, en una zona considerada por los códigos sísmicos como una región de sismicidad moderada. La ruptura se inició a poca profundidad y fue seguida por una serie de réplicas de importancia, ya que a los pocos días de ocurrido el evento principal se registraron al menos tres eventos de magnitud 6.8. El sismo provocó un daño disperso en el sistema de transporte en los condados de Taichung y Nantou. Más de 40 puentes experimentaron un daño estructural severo o se derrumbaron, como consecuencia de una intensidad sísmica mayor a la esperada. En las rutas que conducen

al condado de Nantou se cerraron 6 puentes por tener daño severo o por sufrir derrumbes parciales o totales; 4 estructuras más permanecieron abiertas, con limitaciones en el peso y velocidad de los vehículos; 30 puentes más experimentaron daños debidos a rotación o hundimiento de los estribos, asentamiento de los accesos, o golpes en las zonas de las juntas de expansión. La mayor parte de los puentes que se derrumbaron se localizaban en la franja comprendida entre las fallas Chalungpu y Tamoupu-Hsuangtung, donde se observaron movimientos excesivos del terreno. Las fallas más comunes que se observaron en los puentes con daños mayores son: pérdida de apoyo, fallas por cortante en las pilas, articulaciones plásticas por flexión y rotación y hundimiento de los estribos.

En la figura 1.7 se observa el derrumbe del puente Mingchou debido a la pérdida de apoyo, y una falla típica por cortante en las pilas del puente U-Shi. Aproximadamente 10% de los puentes en la zona afectada sufrieron daño moderado o mayor. Diez días después del sismo, todavía permanecían cerrados al tránsito 45 km de carreteras y 400 km más estaban sujetos a restricciones en su capacidad. Las primeras estimaciones de pérdidas económicas totalizan 31 millones de dólares para los gastos de rehabilitación de la infraestructura de comunicación y transporte.



(a) Pérdida de apoyo de los vanos del puente Mingchou



(b) Falla a cortante de una pila del puente U-Shi

Figura 1.7 Fallas típicas en los puentes de Taiwán durante el sismo Ji-Ji del 21 de septiembre de 1999 (Uang et al, 1999)

1.1.5 Conclusiones

Las causas que han dado origen a las fallas en los puentes que se describen en la sección anterior, pueden resumirse en los siguientes aspectos generales:

- Ocurrencia de eventos con magnitudes superiores a las previstas por los códigos de construcción.
- Existencia de puentes construidos con criterios de diseño que no contemplan, ni los detalles constructivos, ni las configuraciones estructurales apropiadas para zonas sísmicas

- Presencia de fallas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño.
- Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasiona movimientos de torsión significativos
- Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y en los nudos
- Pérdida de la conexión entre la superestructura y la subestructura, debido a longitudes de apoyo insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectadores.
- Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas
- Rotación y hundimiento de los estribos
- Licuación de arenas

A partir de la breve descripción de los efectos que han producido algunos sismos sobre los puentes, resulta evidente el fuerte impacto económico derivado de los daños en este tipo de estructuras. En algunos casos, la ocurrencia del sismo en horas de poco movimiento de personas y vehículos evitó que el número de pérdidas humanas creciera de forma significativa. Es importante recalcar que, además de los costos directos que se requieren para rehabilitar las estructuras dañadas, la interrupción del tránsito en los puentes afectados impide la rápida movilización de personas y materiales, dificultando las acciones de emergencia que se desarrollan en los días posteriores al terremoto. Si la estructura requiere de varias semanas o incluso meses para su rehabilitación, los costos indirectos generados por la obstrucción del tránsito pueden encarecer las pérdidas de forma dramática.

Todos estos hechos han obligado a los profesionales e instituciones responsables de la seguridad de este tipo de estructuras a revisar los procedimientos de diseño y construcción de puentes localizados en zonas sísmicas, con el propósito de evitar, no solamente el derrumbe de los puentes, sino procurar que los daños potenciales durante un temblor, no conduzcan al cierre temporal de la vía de comunicación de la cual forman parte. Esta preocupación se extiende no sólo a los proyectos de puentes nuevos, sino también a los proyectos de rehabilitación de los puentes existentes, muchos de los cuales no cumplen con los criterios de seguridad que se recomiendan en las normas vigentes en la actualidad.

1.2 APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL COMO MEDIDA DE PROTECCIÓN SÍSMICA

La experiencia obtenida en los últimos años ha permitido establecer algunas medidas de protección de los puentes contra los eventos sísmicos. Tradicionalmente, se ha recurrido

a la modificación de la rigidez, masa o geometría de una estructura, cuando se intenta reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que se generan como resultado de las oscilaciones provocadas por un sismo, y se confía a la ductilidad del sistema la capacidad de disipar la energía adicional en el caso de sismos extremos.

Como alternativa, el control de vibraciones es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para controlar los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un temblor, y consiste en el uso de dispositivos externos de carácter pasivo o activo. El criterio en el que se basa esta estrategia de control se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño en los elementos que la forman.

En la figura 1.8 (a), se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generan agrietamientos importantes en las pilas, a las que se les exige una gran ductilidad para lograr disipar la energía del temblor sin que la estructura se derrumbe. En la figura 1.8 (b), se presenta el caso de un puente con un sistema de control consistente en apoyos de hule laminados con un corazón de plomo, con los que se logra reducir las fuerzas de inercia en las pilas del puente y la disipación de energía inelástica que se demanda en un sismo extremo, se realiza por medio de la deformación histerética de los apoyos, en lugar de hacerlo a través del daño en las pilas del puente.

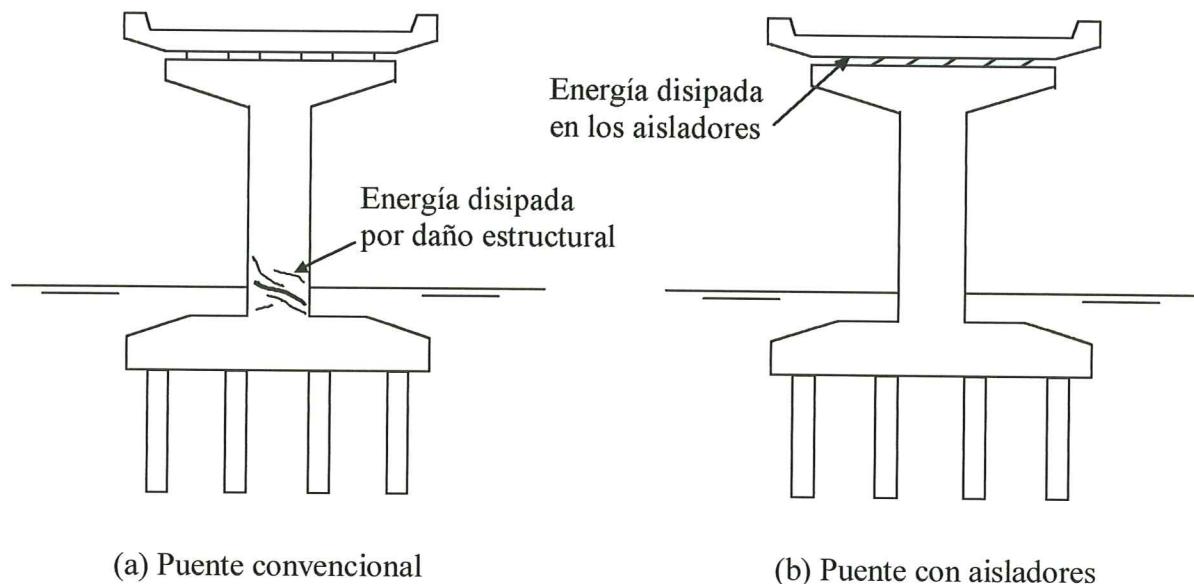


Figura 1.8 Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico

De acuerdo con Constantinou (1994a), el Partenón, construido aproximadamente en el año 440 AC, puede ser considerada como la primera obra en la que se aplicó un sistema de control. Las columnas que lo forman podían desplazarse verticalmente para permitir un giro de la estructura, y tenían la capacidad de disipar energía a través de este

movimiento, mediante la fricción y deformación inelástica de un elemento de plomo, que se incorporó como una aparente protección de los elementos de madera que servían como conectadores en las columnas. De esta forma, el sistema incrementaba su flexibilidad y disipaba energía histerética en un elemento metálico, por lo que se contaba con los dos elementos básicos de un sistema de aislamiento. Este sistema funcionó de manera exitosa hasta que fue destruido parcialmente por una explosión en el año 1687.

En épocas pasadas también se utilizaron capas de cañas o juncos en la fundación para absorber los movimientos sísmicos. Un ejemplo notable de este sistema se encuentra en un alto minarete en Kunya - Urgench en Turkmenistán, que fue construido en 1320 y aún sigue en pie.

La primera noción de control estructural, como se entiende en la actualidad, tiene sus orígenes hace poco más de cien años en el Japón, cuando el profesor de ingeniería John Milne, de la Universidad de Tokio, construyó una pequeña casa de madera y la cimentó sobre pequeños bolas de acero para demostrar que era posible aislarla sísmicamente. Buckle (2000) describe una patente registrada previamente (1870) por Jules Touaillon en San Francisco, para “una estructura a prueba de sismos”, consistente en un edificio apoyado sobre bolas de acero contenidas en un disco delgado dentro del cual podían deslizar.

Otras patentes conocidas para un sistema de aislamiento se obtuvieron en el año de 1907 por Bechtold de Munich, Alemania, y en 1909, Calantarians, de Armenia, registró una en Inglaterra. Ambas propuestas eran sistemas primitivos de deslizamiento, sin capacidad para restituir la posición original del sistema. En Italia, como resultado del sismo devastador que se presentó en la región de Messina-Reggio en 1908, el comité encargado de la reconstrucción, propuso inicialmente como alternativa de rehabilitación de las estructuras dañadas, el uso de un sistema deslizante en la fundación de las construcciones.

En épocas más recientes (1959), ingenieros rusos aplicaron un sistema de aislamiento en Ashkhabad, Turkmenistán. El sistema consiste en el uso de unos cables que suspenden a la estructura y permiten un movimiento tipo péndulo. Sin embargo, se puede considerar que la comunidad de ingenieros civiles inicia realmente el desarrollo formal de esta tecnología a finales de la década de 1960, colocando sistemas de control de vibraciones en puentes y edificios. A la fecha, se han aplicado con éxito algunos de estos métodos de control de vibraciones, dando un impulso a la investigación y aplicación de estos sistemas, como medidas de protección contra eventos sísmicos o de viento.

A pesar de que el control de las vibraciones es un campo de investigación en ingeniería civil relativamente reciente, el número de publicaciones de carácter teórico, experimental y de aplicación, es extenso, y en zonas de alta sismicidad e intensidad del viento, actualmente se reconoce al control estructural como una alternativa importante en el diseño, tanto en estructuras nuevas, como en el refuerzo de estructuras existentes.

CAPÍTULO 2

CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

La búsqueda de medios para proporcionar una buena resistencia a una estructura manteniendo un comportamiento dinámico satisfactorio, ha propiciado un desarrollo notable en los últimos veinte años del uso de diferentes sistemas de control de vibraciones, para la protección de estructuras sujetas a sismos y vientos extremos. El concepto general en el que se basan estos dispositivos consiste en el aumento de la capacidad del sistema para disipar energía mediante la aplicación de fuerzas, pasivas o activas, contrarias a las generadas por la acción externa. Los principales sistemas de control pueden clasificarse en alguno de los siguientes grupos:

2.1 CONTROL PASIVO

Estos sistemas transforman la energía cinética del sistema en calor o transfiriendo la energía entre los distintos modos de vibración. No requieren de una fuerza externa para su funcionamiento ni adicionan energía a la estructura. Los principales tipos de sistemas de control comprendidos dentro de este grupo son:

- a) Aisladores de base.- Incrementan el periodo fundamental de vibración de una estructura, con el objeto de alejarla de las zonas del espectro de respuesta en las que se concentra la energía del sismo. Con objeto de reducir aún más la respuesta de la estructura y reducir los desplazamientos excesivos que resultan de la flexibilización del sistema, estos dispositivos se combinan con algún tipo de amortiguador. Un ejemplo lo constituyen los apoyos con corazón de plomo (Lead Rubber Bearings, LRB), formados por apoyos laminados a los que se les inserta un elemento de plomo en perforaciones hechas previamente en el elastómero (figura 2.1). Otro ejemplo de uso cada vez más frecuente, es el empleo de neoprenos de alto amortiguamiento (High Damping Rubbers, HDR), a los que se les adicionan aditivos durante su fabricación, con el propósito de aumentar el amortiguamiento intrínseco del material. El desarrollo de estos sistemas de aislamiento parte del uso de los apoyos elastoméricos que son fabricados mediante la vulcanización de láminas de neopreno con placas delgadas de acero, y que se utilizan en los puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero producidos por la temperatura, la reología y para resistir las fuerzas longitudinales de frenado.

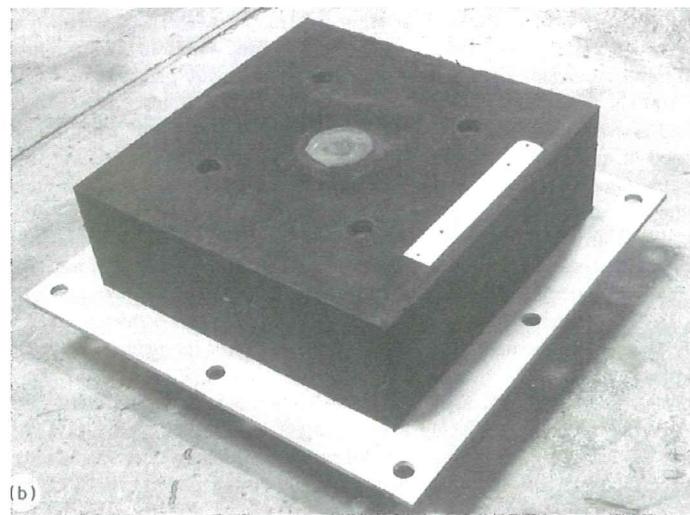


Figura 2.1 Apoyo laminado con corazón de plomo (Skinner, et al, 1993)

El otro gran grupo de aisladores de base lo forman los apoyos deslizantes, formados por placas que disipan la energía por fricción. En algunos casos se les adiciona algún mecanismo para restituir la posición original de la estructura después de la deformación, o bien, se hace uso de placas curvas que aprovechan la gravedad para restaurar la posición original de la estructura, como en el péndulo de fricción (Friction Pendulum, FP) que se muestra en forma esquemática en la figura 2.2. Es común que a los apoyos deslizantes se les agregue algún dispositivo para disipar energía adicional, generalmente un disipador de energía formado por algún metal o un amortiguador hidráulico. Se han presentado algunos casos en los que se combinan los apoyos laminados con apoyos deslizantes.

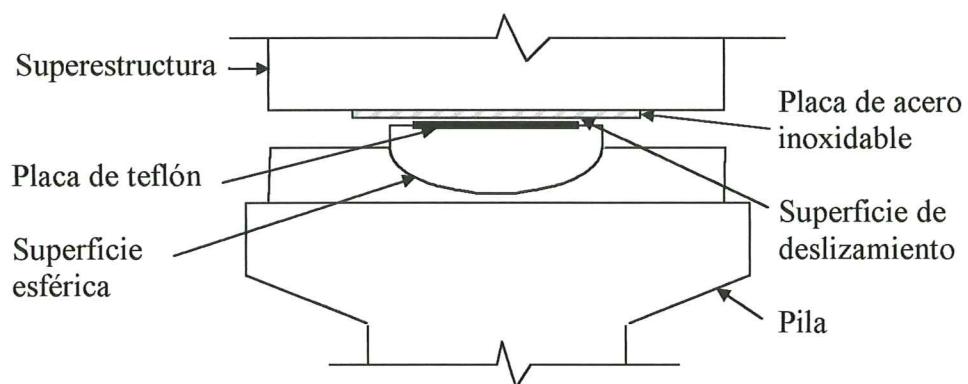


Figura 2.2 Péndulo de fricción (FPS)

- b) Disipadores de energía.- Transforman en calor la energía cinética que le transfiere a la estructura el movimiento del terreno. Los primeros disipadores de energía se utilizaron con la intención de proporcionar amortiguamiento adicional a los sistemas de aislamiento de base y eran generalmente disipadores de tipo metálico. Su desarrollo ha evolucionado hasta el grado en que pueden emplearse

como una alternativa a los sistemas de aislamiento. Existen diferentes mecanismos para lograr la conversión de energía cinética, pero podemos dividirlos en dos grupos principales, los que disipan energía histerética y los de carácter viscoso. Los amortiguadores histeréticos son fundamentalmente dependientes de los desplazamientos y disipan la energía mediante alguno de los siguientes conceptos: la plastificación de algún metal debido a las deformaciones por flexión, torsión o cortante; la extrusión de algún metal, generalmente plomo o acero; o a través de la fricción entre dos superficies de deslizamiento. En la figura 2.3 se muestra un amortiguador histerético de acero que trabaja por flexión de un elemento de sección variable en voladizo. Los amortiguadores de tipo viscoso son esencialmente dependientes de la velocidad y frecuentemente son también dependientes de la frecuencia; trabajan mediante la deformación por cortante entre capas de materiales viscoelásticos o por el flujo de fluidos viscosos.

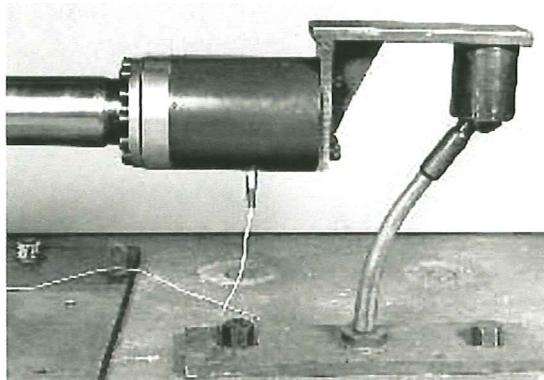


Figura 2.3 Amortiguador histerético de acero con sección circular que trabaja por flexión en cualquier dirección (Robinson Seismic Ltd, 2000)

- c) Amortiguadores de masa.- Consisten en la adición de una masa secundaria, con una rigidez y amortiguamiento tales, que entran en sintonía con el periodo fundamental de la estructura incrementando su amortiguamiento. Existen amortiguadores de masa (Tuned Mass Damper, TMD), en los que un bloque sólido de metal o de hormigón actúa como masa secundaria. En este sistema es necesario considerar resortes y amortiguadores adicionales para conectar la masa secundaria a la estructura que se pretende proteger. También se ha propuesto sustituir el bloque sólido que constituye la masa secundaria, por un tanque con un líquido, que cumple los mismos propósitos que el sistema secundario. Los amortiguadores de líquido (Tuned Liquid Damper, TLD) proporcionan amortiguamiento adicional al interactuar el fluido con los bordes del recipiente que lo contiene, y por medio de la acción de la gravedad se genera el mecanismo de restitución del sistema a su posición original. Estos disipadores pueden incrementar el amortiguamiento de una estructura flexible alrededor de un 5% del crítico (Buckle, 2000), con lo cual se pueden reducir las amplitudes de las oscilaciones durante vientos o sismos intensos. Este grupo de amortiguadores puede ser visto como un subconjunto de los disipadores de energía, pero frecuentemente se le clasifica en forma independiente porque su mecanismo de

disipación es distinto, ya que transfieren la energía cinética mediante su distribución entre distintos modos de vibración.

- d) Combinación de dispositivos.- Es frecuente la combinación de los sistemas de control incluidos en los tres grupos anteriores, uno de los sistemas más utilizados a la fecha en el control de vibraciones de puentes y edificios, es el uso de aisladores de base con diferentes tipos de disipadores de energía.

Los principales sistemas de control pasivo se presentan en la tabla 2.1. Entre paréntesis se indican las letras que se utilizan para identificarlos y que proceden de las siglas de su nombre en inglés, por ejemplo, los amortiguadores por extrusión de plomo se identifican con LED (Lead Extrusion Dampers).

Aislamiento de base	Disipadores de energía	Amortiguadores de masa
Apoyos laminados (RB)	Amortiguadores por plastificación de metales (MD)	Amortiguador de masa (TMD)
Apoyos laminados de gran amortiguamiento (HDR)	Amortiguadores por fricción (FD)	Amortiguador de líquido (TLD)
Apoyos laminados con corazón de plomo (LRB)	Amortiguadores viscoelásticos (VE)	
Apoyos laminados con disipadores de energía	Amortiguadores de fluidos viscosos (VF)	
Apoyos deslizantes lubricados, con disipadores de energía (SB)	Amortiguadores por extrusión de plomo (LED)	
	Aleaciones con memoria de forma (SMA)	

Tabla 2.1 Sistemas de control pasivo

2.2 CONTROL ACTIVO

Consisten en una fuente de energía externa que aplica fuerzas a la estructura mediante una serie de actuadores con el propósito de disipar la energía cinética del sistema estructural. La respuesta del sistema se mide con sensores físicos de tipo óptico, mecánico, eléctrico, químico, entre otros, que se encargan de enviar las señales a un ordenador, para que, mediante un algoritmo de control mande la señal a los actuadores, como se muestra en la figura 2.4.

El desarrollo de los sistemas de control activo es más reciente que el de los sistemas de disipación pasiva de energía. En comparación con estos últimos sistemas, presentan una serie de ventajas (Soong, 1994) que han motivado una creciente investigación y desarrollo tecnológico del control activo en los últimos años. Entre las ventajas asociadas al control activo se pueden citar:

- a) Mayor efectividad en el control de vibraciones de la estructura, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control.

- b) Son relativamente insensibles a las condiciones del terreno y a las características dinámicas del movimiento.
- c) Son útiles para la mitigación de diferentes tipos de riesgo, como pueden ser sismos y vientos extremos.
- d) Permiten seleccionar el tipo de acciones sobre las que orientar la protección de la estructura, por ejemplo, durante condiciones de servicio se puede dar preferencia al control de cierto nivel de aceleraciones para mejorar el confort humano sobre otros aspectos del movimiento estructural, mientras que durante acciones dinámicas severas, el objetivo sería reducir los desplazamientos máximos para mejorar las condiciones de seguridad.

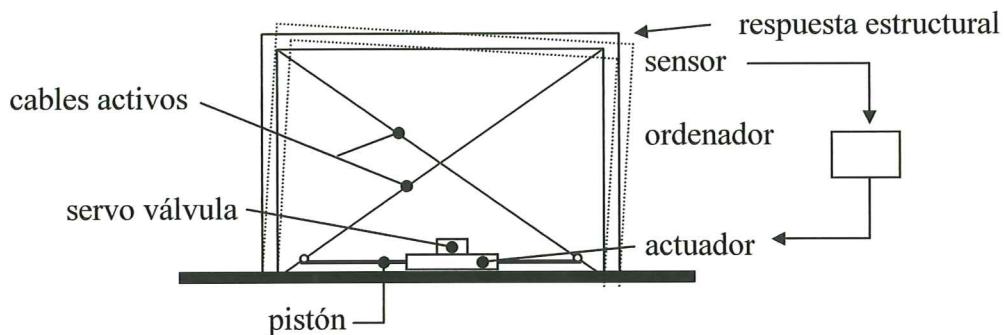


Figura 2.4 Sistema de control aplicado a un marco rígido mediante cables activos

Entre los sistemas de control activo se pueden incluir el aislamiento de base activo (Active Base Isolation, ABI), los amortiguadores de masa activos (Active Mass Damper, AMD), los cables activos (Active Cables, AC), los materiales inteligentes (Smart Materials), los fluidos electroreológicos y magnetoreológicos, los actuadores piezoeléctricos y los deflectores aerodinámicos, entre otros.

En realidad, la distinción entre el control activo y pasivo se basa en las descripciones físicas del proceso y no en las ecuaciones matemáticas que se emplean para describir el fenómeno. Como ejemplo, considere la ecuación que define el comportamiento de un sistema de un grado de libertad:

$$m\ddot{x} + d\dot{x} + (k + \Delta k)x = f(t)$$

Este modelo puede aplicarse al sistema pasivo o al control activo y un simple examen de la expresión anterior no ofrece distinción alguna entre ambos tipos de sistema. El control pasivo genera una nueva rigidez $k + \Delta k > 0$ antes de que el sistema esté en movimiento y no se modifica en tiempo real. Alternativamente, el control activo mide $x(t)$ como una función en tiempo real y multiplica, en tiempo real, $x(t)$ por una constante almacenada ($-\Delta k$) para generar la señal de control:

$$u(t) = -\Delta k x(t)$$

que conduce a:

$$m \ddot{x} + d \dot{x} + k x = u + f(t)$$

donde $u(t)$ surge de un dispositivo electromecánico que modifica la rigidez del resorte en tiempo real.

Si en el control pasivo se comete un error al evaluar Δk , esto conduce a que $k + \Delta k$ sea mayor o menor que el valor de diseño, pero la nueva rigidez sigue siendo una constante positiva, es decir, el control pasivo no desestabiliza al sistema, sin importar que tan grande o pequeño sea $k + \Delta k$. En el control activo existe un Δk que puede desestabilizar al sistema si el error que se comete es suficientemente grande, ya sea por errores en la consideración de la dinámica del sistema activo o por el hecho de que las decisiones sobre el control se hacen en tiempo real. Debe notarse que en ausencia de amortiguamiento, tales sistemas serían siempre inestables, pero sabemos que las estructuras reales tienen un amortiguamiento, que aunque sea pequeño, es suficiente para evitar la inestabilidad. Puede decirse que la diferencia entre el control activo y el pasivo es que este último no genera cambios en tiempo real y no puede desestabilizar un sistema conservativo, sin importar que tan serios sean los errores de adaptación.

En el control activo se hace uso de una gran cantidad de actuadores que incluyen, amortiguadores de masa activos, amortiguadores de masa híbridos, tendones de control, que pueden emplear actuadores hidráulicos, neumáticos, electromagnéticos, manejados por motor, etc. Una característica esencial es que se requiere de una fuente de potencia externa, misma que los hace vulnerables a una falla en el suministro de esa fuente de energía.

2.3 CONTROL HÍBRIDO

Es una combinación de un sistema de control activo y de dispositivos de control pasivo, como por ejemplo, una estructura equipada con una masa amortiguadora activa (Active Mass Damper, AMD) en su parte superior, junto con una serie de amortiguadores viscoelásticos en otras regiones de la estructura; o bien, una estructura con aisladores de base y tendones activos. La mayor parte de las aplicaciones de sistemas de control activo en estructuras reales son realmente sistemas híbridos. En la figura 2.5 se ilustra un amortiguador de masa híbrido que trabaja en dos direcciones, constituido por una masa deslizante en forma de arco, combinado con un sistema activo controlado por un motor.

El control híbrido puede verse como un sistema pasivo que utiliza un control activo como complemento para mejorar el comportamiento de la estructura. Alternativamente, el control pasivo puede adicionarse a un esquema de control activo para reducir los requerimientos de energía. La diferencia esencial entre un sistema de control activo y uno híbrido, en la mayor parte de los casos, es la cantidad de energía externa necesaria para el control. El control híbrido puede eliminar algunas de las limitaciones de los otros dos sistemas cuando actúan aisladamente, dando por resultado una mejor alternativa de control. Una ventaja paralela es que, en caso de falta de energía, el sistema cuenta con la protección del control pasivo, cosa que no sucede con un control

puramente activo. Dado que el sistema híbrido cuenta con un sistema de control activo, debe tenerse precaución para no convertirlo en un sistema inestable.

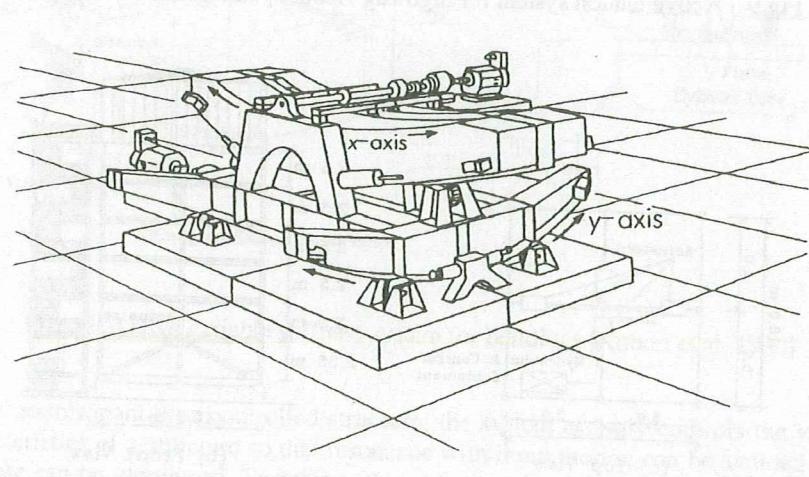


Figura 2.4 Amortiguador de masa híbrido biaxial que ha sido instalado en torres de puentes de gran luz (Iemura, 1994b)

2.4 CONTROL SEMIACTIVO

Es un sistema de control activo con requerimientos de energía externa varios órdenes de magnitud menores que los necesarios para un control activo típico. Por lo general, no adicionan energía suplementaria al sistema, de forma que la estabilidad de la estructura está garantizada. La diferencia fundamental con un sistema activo es que los actuadores no están diseñados para producir un movimiento en la estructura en sentido opuesto al que le produce la excitación, sino que intentan simplemente detenerla, por tal motivo, los dispositivos semiactivos se ven con frecuencia como dispositivos pasivos controlados.

Una de las características más atractivas de estos sistemas es que los requerimientos de energía externa son considerablemente menores que los necesarios en los sistemas activos. Muchos pueden operar con una batería, lo cual es vital durante eventos sísmicos cuando la fuente de energía principal de la estructura puede fallar. Algunos estudios indican que los sistemas semiactivos pueden comportarse mejor que los sistemas pasivos y con potencial de superar inclusive a los sistemas completamente activos, permitiendo la posibilidad de reducir efectivamente la respuesta durante un amplio arreglo de condiciones de carga dinámica.

2.5 ESTRUCTURA ACTIVA

Existe una diferencia importante entre una estructura que está controlada activamente y una estructura activa. En el primer caso se trata de una estructura diseñada en forma convencional, a la que se le adiciona un sistema de control, que entrará en funcionamiento bajo ciertas condiciones de carga con el propósito de mejorar su respuesta, de manera que la estructura y el sistema de control son diseñados y

optimizados individualmente. Una estructura activa es un sistema que cuenta con componentes activos y pasivos integrados y optimizados simultáneamente para producir una clase nueva de estructura. Esta importante diferencia hace que las estructuras activas tengan el potencial para convertirse en sistemas con mayor altura, longitud y esbeltez que las que se construyen hasta ahora, con la posibilidad de utilizar nuevas formas estructurales y con un aprovechamiento óptimo de los materiales. De acuerdo con Soong y Spencer (2000), se han logrado algunos avances en esta dirección. El puente Kurusima en el Shikoku, en Japón, ha sido diseñado con un sistema de control activo integrado al sistema estructural. De esta forma las torres del puente resultan más ligeras y más esbeltas que las que se obtienen con un diseño tradicional.

CAPÍTULO 3

APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Desde la primera aplicación de un sistema de control de vibraciones en una estructura real, en el año de 1969, el número de construcciones en las que se han instalado dispositivos de control ha crecido en forma importante en diversas partes del mundo. A la fecha, los sistemas de control pasivo son los que han sido empleados con mayor frecuencia, y entre ellos, el aislamiento de base es el más utilizado. Las razones por las que se ha preferido estos sistemas son de carácter económico, de fiabilidad, de mantenimiento y a su mayor desarrollo teórico y tecnológico.

Los países que se distinguen por el mayor número de estructuras en las que se ha utilizado algún sistema de control son: Japón, Estados Unidos, Italia, Nueva Zelanda y la ex Unión Soviética. Sin embargo, existen otros países que cuentan con un número reducido de estructuras en las que se han aplicado estos sistemas como: Canadá, Chile, China, Francia, Grecia, Indonesia, Inglaterra, Irak, Irán, Islandia, Macedonia, México, Rumania y Sudáfrica.

3.1 ANTECEDENTES

La primera ocasión en que se instaló un sistema de control de vibraciones para la protección sísmica de una estructura real se llevó a cabo en un edificio escolar de tres niveles que se localiza en Skopje, Macedonia, en el año de 1969. Se trata de un sistema de aislamiento de base constituido por apoyos de hule sin refuerzo, que experimentaron deformaciones laterales excesivas como resultado de la fuerza vertical que soportaban los apoyos debida al peso propio del edificio (Naeim y Kelly, 1999). Cabe aclarar que este sistema fue diseñado cuando la tecnología de los apoyos laminados iniciaba su desarrollo en los proyectos de puentes. En la actualidad se emplean apoyos de neopreno vulcanizados con placas de acero, combinados generalmente con algún amortiguador de tipo mecánico para lograr una mayor disipación de energía durante el sismo.

En ese mismo año se inicia la aplicación en una estructura real de otro sistema de control pasivo, con la instalación de 10,000 amortiguadores viscoelásticos en cada una de las torres gemelas del World Trade Center de Nueva York, con el propósito de

reducir las vibraciones producidas por el viento (Housner, et al., 1997). Desde entonces, las torres han experimentado una serie de vientos importantes y el comportamiento ha coincidido razonablemente bien con los valores teóricos esperados. Durante la presencia del huracán Gloria en 1978, el amortiguamiento de las torres resultó del orden de 2.5% a 3.0% del crítico (Soong y Dargush, 1997). El comportamiento de los disipadores viscoelásticos durante los treinta años que tienen de existencia no parece haber sido afectado por el tiempo.

Fue en Nueva Zelanda donde se aislaron sísmicamente los primeros puentes, el Motu en 1973 y el Raingitikei en 1974. En el primero de ellos, se utilizaron vigas de acero en U, para disipar energía a través de las deformaciones histeréticas por flexión. En el caso del viaducto sur Rangitikei (figura 3.1) se utilizó un aislamiento de rotación que incrementa la flexibilidad transversal del puente (Skinner, et al, 1993). Para llevarlo a cabo, cada una de las dos columnas que constituyen una pila del puente, puede desplazarse verticalmente hacia arriba, en forma alternada, con lo cual queda libre el grado de libertad correspondiente al balanceo transversal. La extensión del desplazamiento vertical y el consecuente movimiento lateral del tablero del puente, están limitados por la disipación de energía que se produce por la plastificación de un dispositivo de acero

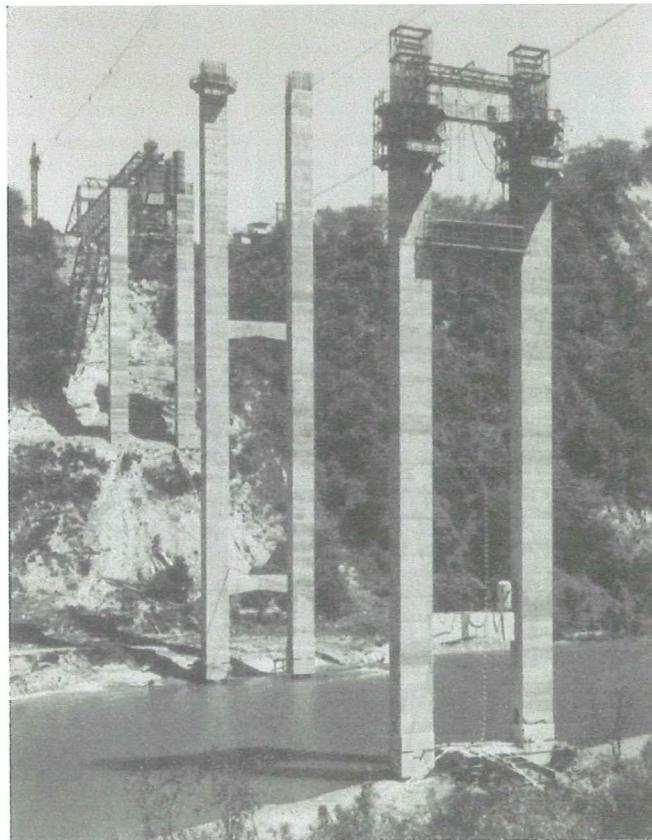


Figura 3.1 El Viaducto sur Raingitikei se aisló transversalmente al admitir el levantamiento limitado de las pilas (Skinner, et al, 1993)

que trabaja por torsión (figura 3.2), que se conecta en la unión de la parte inferior de la columna con el cabezal de la pila de cimentación y que disipa energía durante el movimiento de las columnas hacia arriba y hacia abajo. El desplazamiento vertical de

las columnas está limitado a 125 mm por topes. En este caso resultó muy efectivo este tipo de aislamiento, ya que el centro de gravedad del puente es elevado, por lo que las fuerzas de inercia que se generan en el tablero, producen momentos de volteo importantes en la base de las columnas en el caso de un puente de base fija. De acuerdo con los estudios analíticos, las fuerzas en las columnas resultan cuatro veces menores que las que se generan cuando el puente no está aislado, mientras que, los disipadores de energía, limitan los desplazamientos a la mitad de los que se producen cuando el puente no cuenta con el amortiguamiento adicional que producen estos dispositivos. Aunque no se ha empleado nuevamente este tipo de aislamiento en puentes resulta una opción atractiva para el refuerzo frente a sismo de puentes de grandes luces.

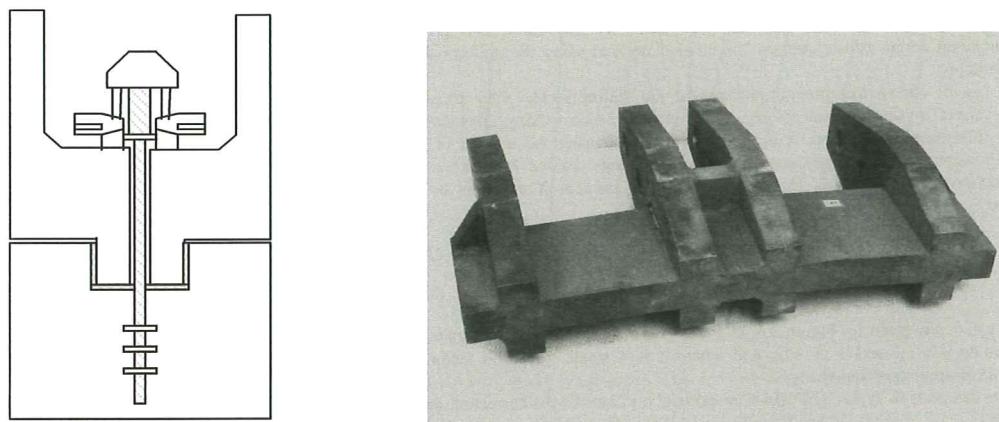


Figura 3.2 Dispositivo para disipar energía en la base de las columnas del viaducto Raingitikei (Skinner, et al, 1993)

A partir de ese año, el uso de los sistemas de control pasivo se ha extendido a diferentes países en todo el mundo, y se han aplicado a edificios, puentes y estructuras especiales, como lo describen Buckle (2000), Housner, et al (1997), Skinner, et al (1993), Soong y Dargush (1997), y Soong y Spencer (2000). La que es probablemente la primera aplicación de un sistema de control pasivo en un puente largo es el uso de un amortiguador formado por un bloque deslizante que se instaló en los pilones del Forth Suspension Bridge, durante la etapa de construcción (Fujino, 2000). Estos sistemas se han empleado en casi todos los casos para proteger las construcciones contra los efectos del viento y de los sismos, tanto en proyectos nuevos, como en el refuerzo y rehabilitación de estructuras existentes.

De acuerdo con la información procedente de las referencias mencionadas en el párrafo anterior, hasta el año de 1993 se habían empleado sistemas de control pasivo en un total de 302 puentes en todo el mundo. En la figura 3.3 se indican los países que han empleado sistemas de control pasivo en este tipo de estructuras. Debe aclararse que se consideran únicamente aisladores y disipadores de energía en los datos que se muestran en las siguientes figuras, y no se incluye ninguna aplicación de amortiguadores de masa (TMD) o de líquidos (TLD).

Se observa que Italia, con 168 casos, equivalentes aproximadamente a 150 kilómetros de estructuras con protección sísmica, es el país que cuenta con mayor número de puentes con algún sistema de control pasivo. Desde el año 1974 se han incorporado sistemas de aislamiento en este país, en el que se han aplicado una gran variedad de

dispositivos, la mayor parte de ellos consistentes en apoyos tradicionales acoplados con algún disipador de energía que trabaja a flexión, constituido, generalmente, por elementos de acero dispuestos en diferentes configuraciones.

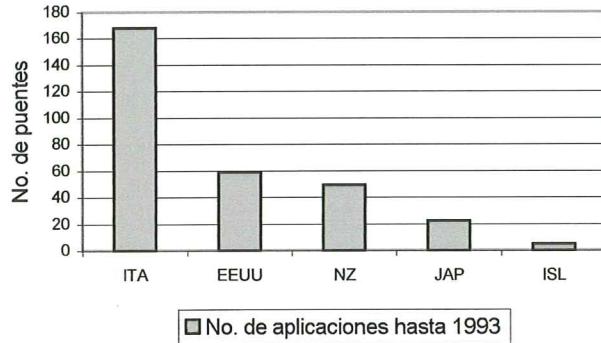


Figura 3.3 Países que han utilizado sistemas de control pasivo en puentes

Es interesante observar el crecimiento que ha tenido en Estados Unidos el uso de los sistemas de control pasivo después del año de 1991 (figura 3.4). Antes de esta fecha, únicamente existían siete puentes con algún tipo de aislamiento sísmico, pero las consecuencias del sismo de Loma Prieta en 1989 y la edición de las nuevas especificaciones para el aislamiento sísmico que editó AASHTO en 1991, contribuyeron, de acuerdo con Constantinou (1994a), al incremento en el empleo de dispositivos para el aislamiento sísmico de puentes, a tal grado que a finales de 1993 ya había 26 puentes con aislamiento sísmico en ese país.

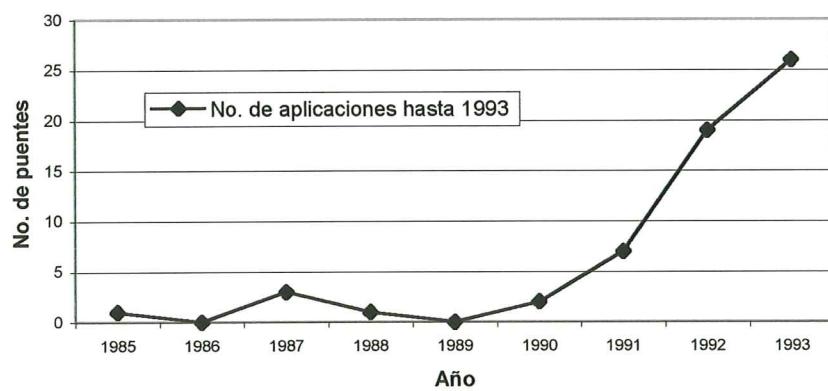


Figura 3.4 Incremento en el uso de aisladores y disipadores en puentes en EEUU, después del sismo de Loma Prieta de 1989

Este mismo fenómeno se observa en Japón (figura 3.5), en donde el número de licencias que han sido aprobadas para la construcción de edificios que incorporan sistemas de aislamiento y disipación de energía, ha crecido vertiginosamente. Con base en encuestas dirigidas a ingenieros, propietarios, investigadores y firmas de ingeniería, Clark et al.

(1999), identificaron como causa del incremento en la aplicación de los sistemas de control en edificios, al efecto producido por los daños que se originaron durante el sismo de Kobe de 1995.

En la figura 3.6 se muestra la tendencia creciente en el número de puentes con aislamiento sísmico en todo el mundo. Se incluyen los datos comprendidos hasta el año 1993, ya que no se cuenta con una base exhaustiva como para registrar el comportamiento que se ha tenido en los años siguientes; sin embargo, con la información que se ha podido recabar, se confirma una clara tendencia al crecimiento de la aplicación práctica de estos sistemas en los últimos años.

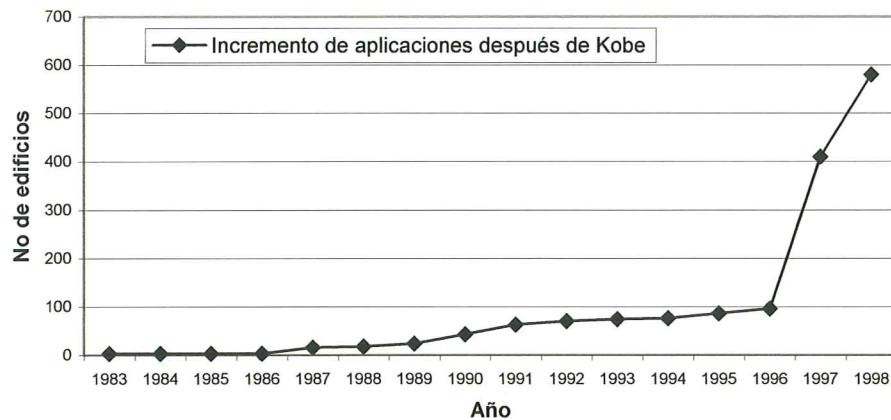


Figura 3.5 Incremento en el uso de dispositivos aisladores y disipadores en edificios en Japón, después del sismo de Kobe en 1995

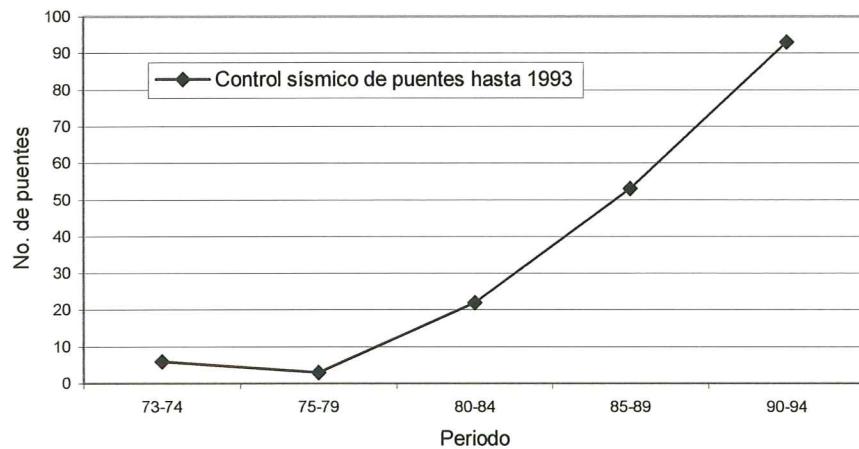
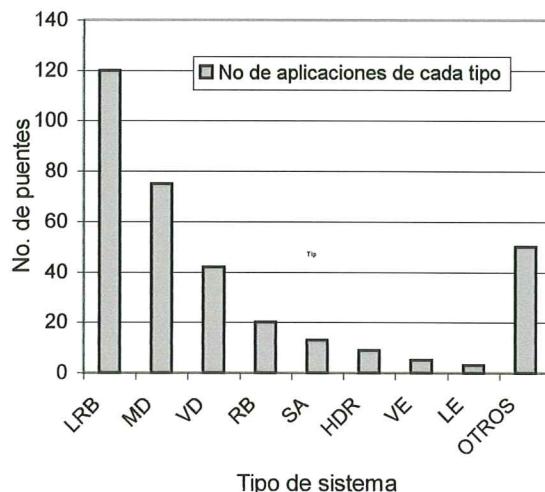


Figura 3.6 Incremento en el uso de dispositivos aisladores y disipadores

Puede afirmarse que el control de vibraciones se aplica a estructuras cada vez más diversas y de mayor importancia, tanto en construcciones nuevas como en la rehabilitación de obras existentes. En la actualidad los sistemas de control se han

instalado en diversos tipos de estructuras, entre los que se cuentan edificios y puentes de diferentes configuraciones estructurales, además de construcciones diversas como plantas nucleares, torres, chimeneas, instalaciones industriales, tanques, etc. La mayor parte de las aplicaciones tienen como propósito la protección de las estructuras contra los efectos de sismos y vientos extremos.

En cuanto a los sistemas de control de vibraciones que han sido empleados con mayor frecuencia, se puede afirmar que los apoyos de hule con corazón de plomo (LRB, por sus siglas en inglés, Lead Rubber Bearing), son, con mucho, los mayormente utilizados. La figura 3.7 muestra el número de ocasiones en que se ha instalado cada uno de los principales dispositivos de control pasivo para la protección de puentes, hasta el año 1993. De los 134 puentes con control pasivo ubicados fuera de Italia, 114 (85%) han utilizado los apoyos LRB, lo que muestra claramente que es la técnica más empleada en el mundo. En Italia, a diferencia de lo que ha sucedido en el resto del mundo, sólo en seis de los puentes (3.6% de los casos) se han instalado apoyos de hule laminados con corazón de plomo.



LRB = Apoyo laminado con corazón de plomo	SA = Amortiguador de impacto
MD = Amortiguador de acero	VE = Amortiguador viscoelástico
VD = Fluido amortiguador	LE = Amortiguador por extrusión de plomo
RB = Apoyo laminado	HDR = Hule de alto amortiguamiento

Figura 3.7 Tipos de sistemas de control pasivo para la protección de puentes hasta el año de 1993

3.2 APOYOS LAMINADOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Aunque los apoyos laminados tienen las características de resistencia y rigidez apropiadas para el aislamiento sísmico, al adicionarles un elemento de plomo se logra un dispositivo compacto, que proporciona la disipación de energía histerética necesaria para obtener un nivel de amortiguamiento adecuado. Este dispositivo consiste en un apoyo laminado con una o varias perforaciones circulares, en las que se insertan pernos

de plomo (figura 2.1) que proporcionan rigidez inicial para cargas de viento y sismos moderados. Cuando se presentan sismos intensos que producen mayores niveles de desplazamiento lateral, las deformaciones cíclicas del plomo disipan una importante cantidad de la energía. De esta forma se obtiene un elemento capaz de soportar la carga vertical, que proporciona flexibilidad horizontal, que tiene una fuerza de recuperación o auto centrado que evita los desplazamientos residuales y que cuenta con el amortiguamiento histerético requerido para disipar la energía sísmica. Este aislador fue propuesto inicialmente en 1975 por Robinson (Skinner, et al, 1993) y pocos meses después se aprobó su utilización en los puentes Toe Toe (1978) y Waiotukupuna (1981), en Nueva Zelanda; a partir de entonces, estos dispositivos han sido utilizados ampliamente en todo el mundo. El éxito que ha tenido este tipo de apoyos, se debe a que sólo se requiere una ligera modificación en su adaptación física con respecto a los apoyos tradicionales de neopreno que se han utilizado en los puentes desde hace más de treinta años, aunado a la economía, sencillez, fiabilidad y bajo mantenimiento que demandan.

Hasta el año 1993 se habían aislado sísmicamente 48 puentes carreteros y un puente de ferrocarril en Nueva Zelanda. En la mayor parte de los casos (39) se han usado apoyos LRB; un ejemplo del uso de apoyos laminados con corazón de plomo, lo representa el puente Moonshine (figura 3.8), que es un puente curvo de hormigón pretensado, de 168 m de longitud.

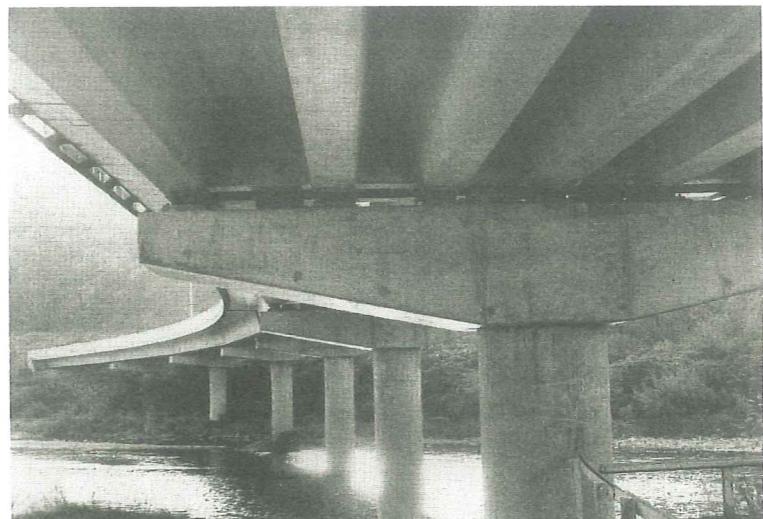


Figura 3.8 Puente Moonshine en Nueva Zelanda, aislado sísmicamente con apoyos de hule con corazón de plomo (Robinson Seismic Ltd, 2000)

El primer puente que se aisló sísmicamente en Japón es el puente Miyagawa, que cruza el río Keta, en la prefectura de Shizuoka. Se trata de un puente de tres vanos continuos de 110 m de longitud total, construido con un tablero de vigas metálicas y soportado por apoyos laminados con corazón de plomo (figura 3.9). El desplazamiento en la dirección transversal del puente está impedido, mientras que, en la dirección longitudinal, se dejó una holgura de 150 mm entre el tablero y los topes que se encuentran en los estribos, con el objeto de permitir el movimiento necesario para la deformación del dispositivo y la disipación histerética de energía. Los apoyos LRB fueron distribuidos en los apoyos de manera que el 38% de la fuerza de inercia se transmite a cada una de las pilas y el

12% a cada estribo. El periodo de vibración del puente sin aislar es de 0.3 s, y se incrementa hasta 1.2 s, con el sistema de aislamiento empleado.

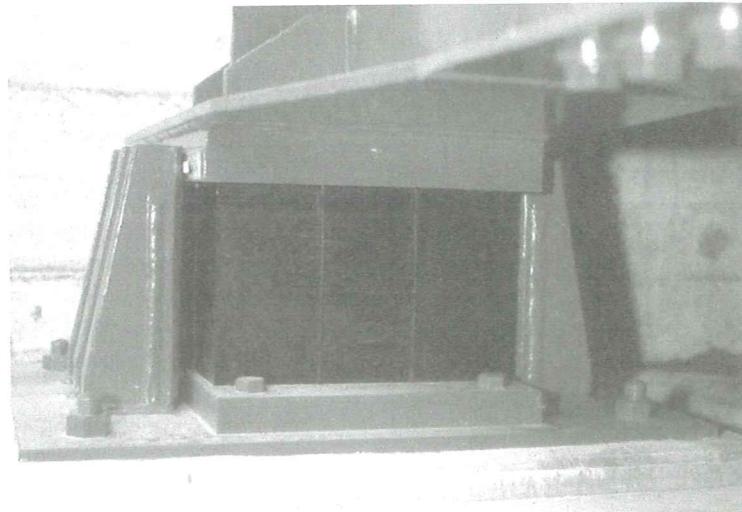


Figura 3.9 Apoyo LRB instalado en el puente Miyagawa (Skinner et al, 1993)

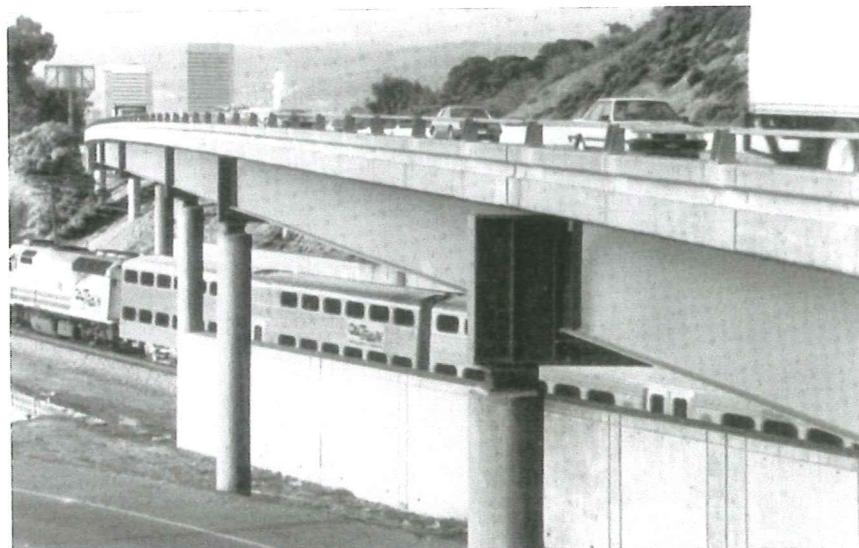


Figura 3.10 El paso superior Sierra Point fue el primero que se rehabilitó en Estados Unidos mediante aislamiento sísmico (Skinner, et al, 1993)

En 1985 el puente Sierra Point (figura 3.10) se convirtió en el primero en Estados Unidos en el que se utilizó un sistema pasivo de control de vibraciones para su rehabilitación. La estructura se construyó originalmente en 1956, pero se decidió reforzarla después de un análisis dinámico que mostraba que el puente podría sufrir daños de consideración durante un sismo importante. La solución adoptada consistió en sustituir los apoyos originales de acero, por apoyos laminados con corazón de plomo (LRB). De acuerdo con el proyecto, se estima que con un sismo de magnitud Richter 8.3, que se originara en la falla de San Andrés, a 7 km del puente, las fuerzas en las

columnas se reducirían a la sexta parte y se mantendrían dentro del límite elástico. El sismo de Loma Prieta en 1989 no sirvió como prueba sobre el desempeño de este puente debido a que la aceleración registrada en el lugar fue de apenas 0.09g.

El primer puente nuevo que se aisló sísmicamente en los Estados Unidos fue el Sexton Creek, localizado en el condado Alexander, en Illinois, en 1988. Se trata de un puente de tres vanos continuos de 40-50-40 metros de longitud. La superestructura está formada por un tablero de 13 m de ancho, soportado sobre vigas de acero de 1.4 m. El objetivo era reducir al máximo posible las cargas sísmicas y no sísmicas sobre las pilas debido a las malas condiciones del terreno de sustentación. La solución adoptada consistió en concentrar las cargas sísmicas sobre los estribos. Para ello se colocaron veinte apoyos LRB junto con veinte apoyos laminados en las pilas. Las fuerzas sísmicas y de viento sobre las pilas se minimizaron por medio de ajustes en la rigidez de los apoyos en pilas y estribos. Además, el cortante elástico total en la base del puente se redujo al 13% del peso de la estructura.

3.3 APOYOS DE NEOPRENO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Los apoyos elastoméricos están fabricados con hule natural que presenta un bajo nivel de amortiguamiento, equivalente al 5% del crítico o menor. Éste tipo de apoyos es útil para el aislamiento de estructuras que contengan equipo sensible, pero en la mayoría de los casos es necesario proporcionar algún medio de disipación adicional de energía. Además de los apoyos laminados con corazón de plomo, o la utilización de dispositivos mecánicos adicionales, también es posible aumentar la capacidad de disipación de energía de los apoyos laminados, incrementando el amortiguamiento intrínseco del hule mediante el uso de aditivos durante su fabricación, con lo que se alcanzan niveles de amortiguamiento del 10% al 15%. Este tipo de hules (HDR, High Damping Rubber) se fabricaron en el Reino Unido y fueron utilizados por vez primera en el aislamiento sísmico de una estructura en Estados Unidos.

En Japón se fabricó un hule de alto amortiguamiento con un componente distinto que cuenta con una baja rigidez y alta capacidad de disipar energía y que ha sido aplicado en algunos puentes durante la década de 1990 (figura 3.11). El puente Yamaage de 246 m de longitud, formado por seis vanos continuos de hormigón pretensado, fue aislado sísmicamente mediante apoyos HDR. El empleo en Japón de estos dispositivos de control pasivo se ha incrementado de forma significativa desde entonces, en particular, en la rehabilitación y reconstrucción de los puentes dañados por el sismo de Kobe.

Como parte del proyecto de diseño sísmico del puente Trans-Tokyo, localizado en la bahía de Tokio, se realizaron pruebas experimentales en distintos tipos de apoyos de neopreno para confirmar su comportamiento dinámico y su capacidad de deformación. Los HDR fueron uno de los apoyos que fueron considerados para su instalación en el puente. En la figura 3.11 se muestra un apoyo HDR cuando se sometió a una prueba estática hasta que se alcanzó una deformación tangencial $\gamma = 220\%$. Esta prueba se realizó con el objetivo de determinar la capacidad de los HDR para grandes deformaciones. La magnitud de la deformación aplicada al apoyo es la suma de la deformación tangencial debida a temperatura (70 %) más la deformación admisible para el caso de un sismo extremo (150 %). La carga vertical aplicada fue de 8 500 N, equivalente a la carga muerta. Aunque se observó cierto endurecimiento para $\gamma > 150\%$,

las curvas mostraron estabilidad general y no se observó daño significativo del apoyo después del ensayo. Estos resultados llevaron a la conclusión de que el apoyo es capaz de sostener las deformaciones tangenciales esperadas.

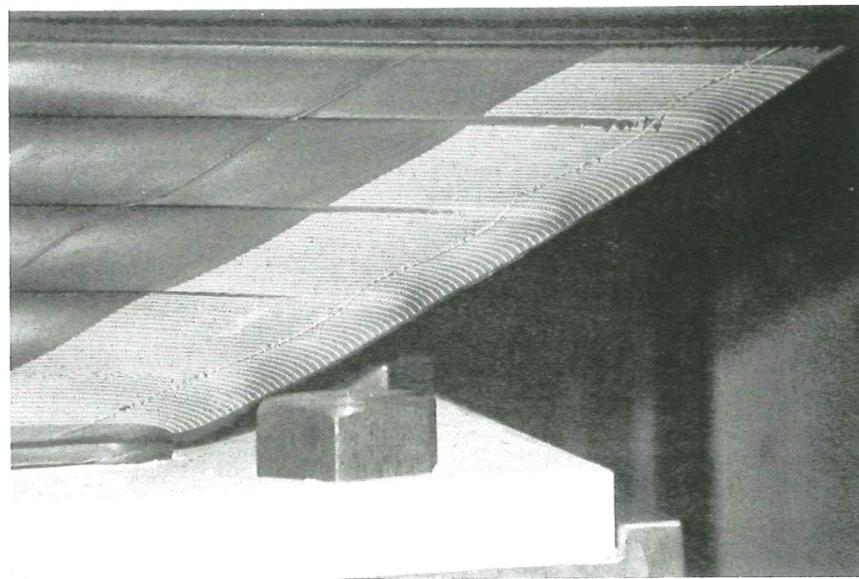


Figura 3.11 Apoyo de neopreno de alto amortiguamiento (HDR) sometido a una prueba estática hasta alcanzar una deformación tangencial $\gamma = 220\%$ (Kawashima et al, 1994)

3.4 APOYOS DESLIZANTES (SB)

En Italia se ha preferido el uso de apoyos deslizantes formados por superficies lubricadas de acero pulido inoxidable. Los apoyos deslizantes lubricados que se usan en Italia representan la práctica europea en la ingeniería de puentes para permitir los desplazamientos debidos a los efectos de temperatura, retracción y fluencia. La lubricación conduce a valores reducidos del coeficiente de fricción (aproximadamente entre 0.01 y 0.02), para cargas de tipo dinámico. Esta reducción de la fricción conduce a un decremento en el nivel de amortiguamiento de la estructura, por lo que se requiere incluir algún dispositivo mecánico que se active durante un movimiento sísmico y que sea el responsable de la disipación de energía. Los dispositivos que se han utilizado en Italia para incrementar el nivel de amortiguamiento de los apoyos deslizantes, están constituidos por elementos de acero que disipan energía histerética a través de su plastificación (MD, Metallic Devices); o bien, mediante el uso de fluidos viscosos, que aumentan el nivel de amortiguamiento a través del flujo del líquido en recipientes con orificios o estrangulamientos (VD, Viscous Damper). En la figura 3.12 se muestra uno de los dispositivos que se ha empleado en Italia para la disipación histerética de energía.

El viaducto Martoiolo representa una de las aplicaciones más interesantes de apoyos deslizantes combinados con dos tipos de disipadores de energía y conectadores sísmicos (STU, Shock Transmision Units). El puente fue construido en 1990 (figura 3.13) y tiene 8 kilómetros de longitud con aislamiento sísmico. El sistema consiste en el aislamiento de tramos continuos, cada uno de ellos de 426 metros aproximadamente, divididas en diez vanos con la misma luz, de 33 o 45 metros. En cada una de los tramos, se

emplearon cuatro apoyos deslizantes multidireccionales, de PTFE, lubricados, colocados en cada uno de los extremos del tramo de 426 m. En el centro de los tramos existen dos apoyos del mismo tipo que los que existen en los extremos, pero combinados con amortiguadores metálicos con forma de E, que disipan energía por medio de la plastificación del acero (figura 3.14). Entre los extremos y el centro del tramo también se instalaron disipadores con forma de E, junto con un dispositivo STU (figura 3.15) que se activa únicamente cuando la velocidad del movimiento supera 1.0 mm/s. De esta forma, bajo condiciones de servicio, el puente se comporta igual que un puente normal, en el que los apoyos permiten el desplazamiento debido a los cambios de temperatura y a la reología del hormigón, pero que cuenta con una rigidez adicional en sitios específicos del puente para las acciones que se presentan bajo condiciones de servicio. Durante movimientos intensos los MD disipan la energía mediante la plastificación del acero y cuentan con un desplazamiento límite máximo cuando se activan los STU.

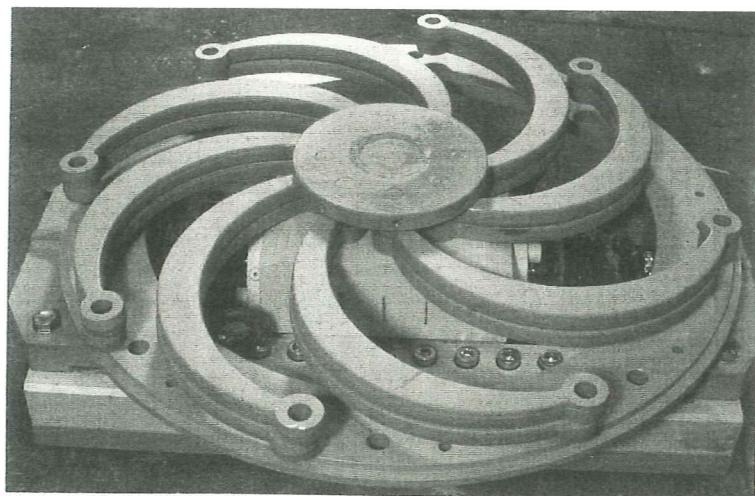


Figura 3.12 Dispositivo amortiguador de acero utilizado en el aislamiento de puentes en Italia (Skinner, et al, 1993)

Constantinou (1994d) propuso un dispositivo que trabaja por fricción para su utilización en el aislamiento sísmico de puentes. El sistema consiste en una superficie de acero inoxidable en contacto con una superficie de bronce impregnada con grafito. El dispositivo emplea materiales semejantes a los que se proponen en el dispositivo Sumitomo que fue creado originalmente para la protección de ferrocarriles, pero que ha encontrado mayor aplicación en el control de edificios.

También en los Estados Unidos se han incorporado apoyos deslizantes combinados con resortes unidireccionales de hule de uretano como elemento de recuperación (Constantinou, 1994c).

El puente Infiernillo V se apoya sobre un sistema deslizante multidireccional con disipadores de energía (Gómez, et al, 2001). La estructura, que permite cruzar la presa de Infiernillo en el estado de Michoacán, México, tiene una longitud total de 520 m distribuidos en cinco vanos de 104 m cada uno. La superestructura del primer puente que se ha aislado sísmicamente en México, consiste en vigas metálicas que se apoyan sobre pilas de hormigón, que descansan, a su vez, sobre cilindros que se apoyan

directamente en estratos más profundos del terreno. El sistema de aislamiento transforma la energía cinética en calor y en la energía potencial que se almacena en un sistema de resortes. Este dispositivo trabaja en cualquier dirección y permite modificar el nivel de amortiguamiento que se logra mediante fricción, al ajustar la presión interna aplicada a las placas de contacto. De acuerdo con los estudios analíticos, con este sistema se logra reducir la fuerza cortante en las pilas y aunque los desplazamientos se incrementan ligeramente, su valor no excede los límites de diseño especificados.

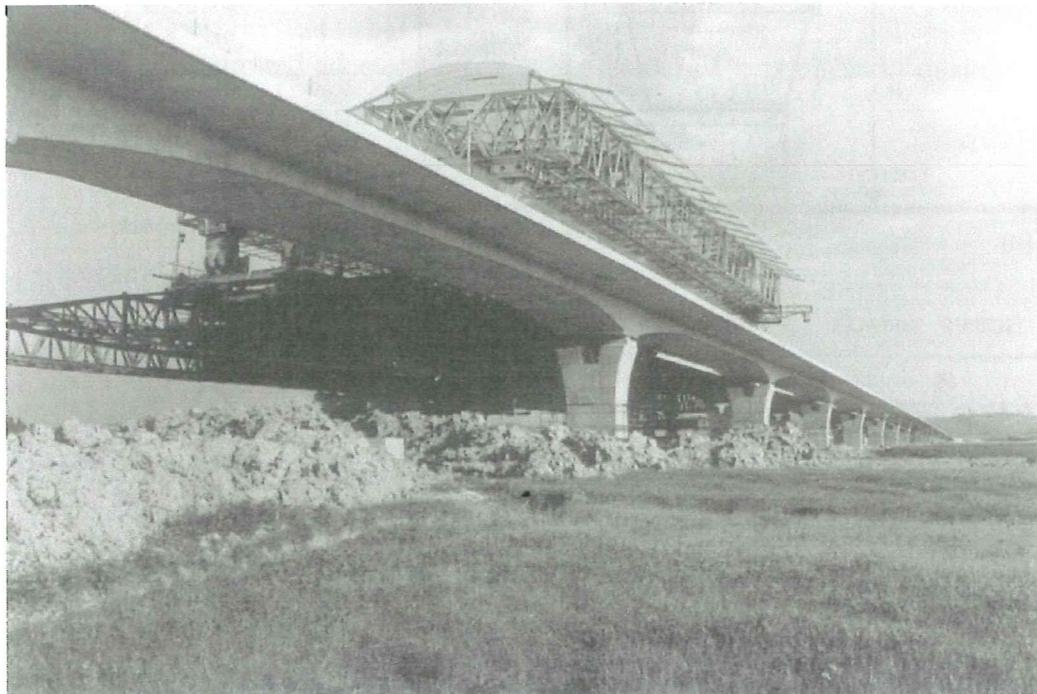


Figura 3.13 El viaducto Martoiolo en las últimas etapas de construcción
(Skinner, et al, 1993)

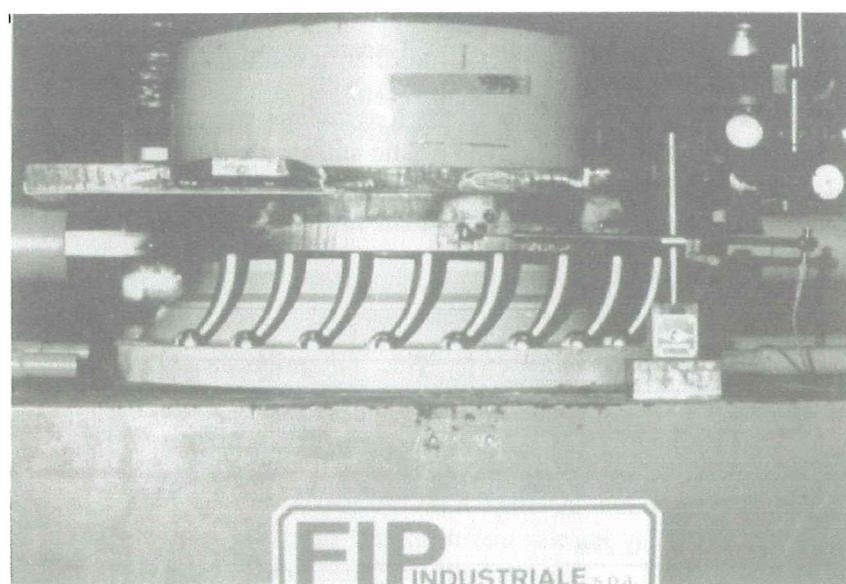


Figura 3.14 Disipador histerético proporcionado por la deformación de elementos en voladizos de acero dispuestos en círculo (Skinner, et al, 1993)

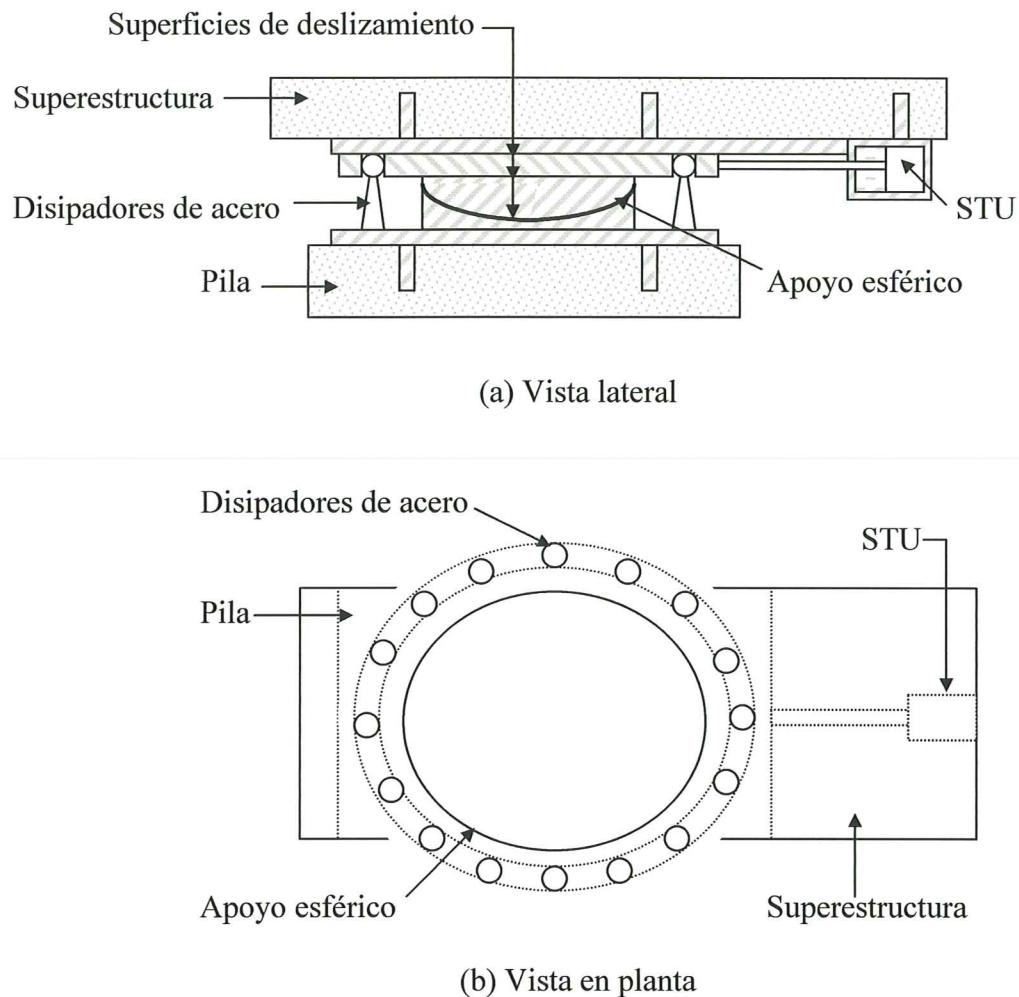


Figura 3.15 Esquema de uno de los disipadores circulares del viaducto Martoiolo, conectado en serie con un conectador sísmico (Skinner, et al, 1993)

3.5 PÉNDULO CON FRICCIÓN (FPS)

En Estados Unidos y Nueva Zelanda también se han utilizado apoyos deslizantes en combinación con apoyos laminados para aislar sísmicamente algunos puentes. Uno de los dispositivos que ha tenido mayor aceptación en los Estados Unidos es el péndulo con fricción FPS (Friction Pendulum System), desarrollado por la compañía Earthquake Protection Systems, Inc., que combina en un solo elemento la flexibilidad y disipación de energía que caracterizan a un sistema de aislamiento, en un elemento compacto de acero. Cuando el apoyo se activa durante un sismo, el dispositivo se mueve sobre una superficie cóncava, originando que la estructura de soporte experimente pequeños movimientos semejantes a los de un péndulo. La fuerza de fricción dinámica que se genera durante el movimiento proporciona el amortiguamiento necesario para absorber la energía del sismo.

En puentes, la aplicación más espectacular de un aislador FPS, lo constituye el proyecto de rehabilitación del puente Benicia Martínez, en el que se instalaron los apoyos para aislamiento sísmico más grandes del mundo (Earthquake, 2001), ya que miden casi

cuatro metros de diámetro y pesan 63.5 t. (figura 3.16). El puente Benicia Martínez forma parte de una de las tres vías de transporte más importantes en el área de la bahía de San Francisco; consta de 6 carriles, con una circulación promedio de 100 000 vehículos diarios, y se considera una de las estructuras esenciales en las operaciones post - terremoto de la región. El puente tiene 1876 metros de longitud distribuidos en diez vanos, con una superestructura formada por vigas de acero soportadas por pilas de hormigón (figura 3.17). Se instalaron dos apoyos en la parte superior de las pilas, directamente debajo de las vigas. De acuerdo con sus diseñadores (Earthquake, 2001), gracias al sistema de aislamiento se evitaron trabajos de refuerzo en las pilas y su cimentación, lo que permitió un ahorro de millones de dólares en el proyecto de rehabilitación en comparación con lo que se hubiera gastado si se utilizaran apoyos laminados RB.

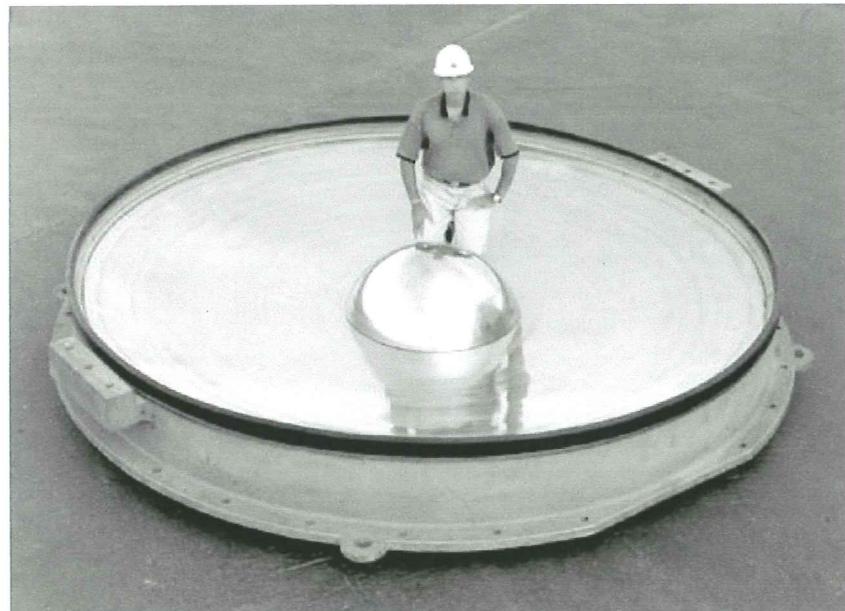


Figura 3.16 Los apoyos de aislamiento FPS que se instalaron en el puente Benicia – Martínez (Earthquake Protection Systems Inc., 2000)

Uno de los puentes más largos en el mundo que cuentan con aisladores FPS es el American River, en el que se logró una economía importante en los trabajos de rehabilitación (estimada en un millón de dólares), debido a la reducción en el tamaño de los cajones de la fundación que se consiguió con el sistema de aislamiento FPS (figura 3.18). El puente White River en Canadá, el Kodiak – Near Island y el puente Río Hondo, también cuentan con este tipo de aisladores. En general, se considera que el aislamiento sísmico utilizado en estas estructuras condujo a ahorros sustanciales en la construcción, debido fundamentalmente a la disminución de los elementos mecánicos en las pilas y su cimentación, con lo que se logró reducir los costos necesarios para su refuerzo.



Figura 3.17 El puente Benicia – Martinez fue rehabilitado mediante péndulos con fricción (Earthquake Protection Systems Inc., 2000)



Figura 3.18 Aislamiento sísmico del puente American River mediante péndulos de fricción FPS (Earthquake Protection Systems Inc., 2000)

3.6 AMORTIGUADORES POR EXTRUSIÓN DE PLOMO (LED)

Este amortiguador se basa en la disipación histerética de energía del plomo, al forzarlo o extruirlo a través de un orificio o estrechamiento reduciendo su volumen, transformando de esta manera, la energía mecánica del sistema en calor. Se han propuesto dos tipos principales de dispositivos de extrusión: en el primero, se reduce la sección del tubo, y en el otro, se dilata la sección del eje. Además de la propiedad de disipación de la energía sísmica, estos dispositivos trabajan como conectadores sísmicos o STU (Shock Transmisión Units), al impedir el desplazamiento ante la acción del viento o las fuerzas longitudinales del tráfico, y disipando energía durante sismos intensos. El paso inferior Aurora Terrace que tiene una fuerte pendiente longitudinal (figura 3.19), cuenta con

amortiguadores por la extrusión de plomo colocados en el estribo inferior, con los que se impide el desplazamiento de la estructura por el efecto del frenado de los vehículos que transitan hacia abajo. Los desplazamientos debidos a la temperatura son absorbidos por el flujo plástico de los amortiguadores y el movimiento que se genera durante un sismo permite la disipación de energía del LED. Después de un sismo de gran magnitud puede esperarse algún desacomodo de las juntas, por lo que debe dejarse un espacio para permitir el empuje del puente mediante gatos a su posición original. Este sistema se ha empleado al menos en dos puentes más en Nueva Zelanda y otro puente en Italia, además de numerosas aplicaciones en edificios.



Figura 3.19 El puente Aurora Terrace, en Nueva Zelanda, cuenta con disipadores por extrusión de plomo colocados en el estribo inferior (Skinner, et al, 1993)

3.7 AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS (VE)

Los materiales viscoelásticos que se emplean en ingeniería civil son en su mayoría copolímeros o sistemas vidriados, que se utilizan en capas intercaladas con placas de acero. Estos amortiguadores disipan la energía al producirse cierta deformación por cortante en las capas viscoelásticas. Su comportamiento ante cargas dinámicas depende de la frecuencia de vibración, del nivel de deformación y de la temperatura ambiente. A diferencia de los dispositivos que trabajan por fricción o por plastificación de algún metal, los amortiguadores viscoelásticos no alteran el comportamiento lineal del sistema y sólo incrementan el amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral, lo que significa una simplificación importante en el análisis.

Los amortiguadores viscoelásticos se emplearon por vez primera en una obra civil en el año 1969, en las torres gemelas de Nueva York, con el propósito de reducir las oscilaciones producidas por el viento y lograr el confort necesario para los usuarios; sin embargo, fue hasta 1993 cuando se utilizaron por primera vez para la protección sísmica de una estructura. Se trata de un proyecto de rehabilitación del edificio del condado de Santa Clara, de 13 niveles, ubicado en la ciudad de San José, California. La estructura

está ampliamente instrumentada de manera que se ha logrado registrar la respuesta del edificio durante algunos sismos. Los disipadores viscoelásticos fueron seleccionados entre otros dispositivos de control pasivo (Soong y Dargush, 1997), por mostrar reducciones significativas tanto para sismos frecuentes de intensidades moderadas, como en eventos de gran magnitud. Los autores desconocen si existe alguna aplicación en puentes.

3.8 AMORTIGUADORES CON FLUIDOS VISCOSOS (VF)

Los amortiguadores que se basan en la disipación de energía generada por el paso de un fluido viscoso a través de una serie de orificios (VF), ha tenido numerosas aplicaciones en el aislamiento y absorción de impacto en los sistemas de defensa y aeronáutica desde hace varias décadas. En 1974 se aplicó por primera vez un dispositivo VF en un puente en Italia y para el año 1990 ya se habían instalado en varios puentes de ese país.

Un amortiguador de fluido viscoso consiste, en general, de un pistón instalado dentro de la caja del amortiguador, con un componente de silicón o aceite. La disipación de energía se produce por el movimiento del pistón dentro del fluido altamente viscoso. Algunas características de este tipo de amortiguadores, de interés práctico para la ingeniería estructural, son aquellos que presentan un comportamiento viscoso lineal en un amplio intervalo de frecuencias; que sean insensibles a las temperaturas; y lo suficientemente compactos en relación con la carrera y la fuerza de entrada y salida. La naturaleza viscoelástica del dispositivo se obtiene a través del uso de orificios especialmente configurados y es responsable de producir fuerzas amortiguadoras fuera de fase con el desplazamiento.

Actualmente se han empleado este tipo de amortiguadores en estructuras de importancia para la disipación de energía sísmica y eólica. Taylor y Constantinou (2000), afirman que los beneficios que se obtienen con su aplicación son: reducción en el costo del proyecto; disminución de las deformaciones y tensiones en los elementos estructurales; conservación de las características arquitectónicas; y mejor aprovechamiento del uso de los materiales. A fines de 1997, ya se habían empleado los VF en 40 estructuras civiles.

En la tabla 3.1 se presentan los puentes en los que se han empleado amortiguadores con fluidos viscosos (VF) que fabrica la compañía Taylor Devices Inc.; además de las aplicaciones en los puentes que se indican en la tabla 3.1, se encuentran otras tantas aplicaciones en edificios. En la figura 3.20 se muestra esquemáticamente uno de los dispositivos de esta compañía, que consiste en un cilindro que contiene un fluido compresible de silicón, que fluye a través de un orificio debido al empuje de un pistón de acero inoxidable con cabeza de bronce. En la figura 3.21 se ilustra un amortiguador fabricado por la compañía Jarret, que utiliza un resorte fabricado con un elastómero en base de silicón, que proporciona rigidez y amortiguamiento adicional al sistema. En la figura 3.22 se muestran amortiguadores sísmicos con fluidos viscosos fabricados por la compañía Taylor Devices Inc., con capacidades de 23 t, 590 t y 950 t; en la figura 3.23 se muestran dispositivos de fluidos viscosos empleados en un puente de autopista, con una fuerza de salida de 680 t.

Algunos estudios realizados para el refuerzo de la parte suspendida del puente Golden Gate en San Francisco, llegan a la conclusión de que el uso de amortiguadores que

disipan energía mediante el flujo de un fluido con ciertas características, conducen a un comportamiento satisfactorio del puente durante sismos intensos.

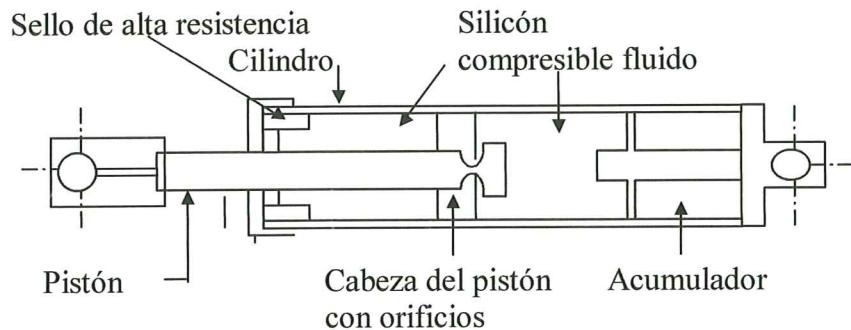


Figura 3.20 Amortiguador con fluido viscoso (VF) producido por la compañía Taylor Devices Inc. (Soong y Dargush, 1997)

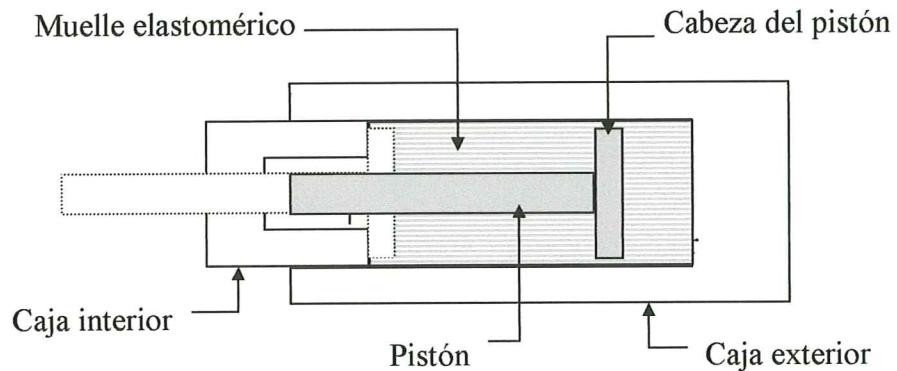


Figura 3.21 Amortiguador con resorte elastomérico producido por la compañía Jarret (Jarret, 1998)

En Japón se han instalado amortiguadores con fluidos viscosos en un edificio que ha sufrido dos sismos recientes; el comportamiento durante estos dos eventos, así como el que se ha observado en simulaciones numéricas, ha mostrado reducciones en los desplazamientos del orden del 50 al 60%. En el puente colgante de la bahía de Yokohama, inaugurado en 1989, también se han utilizado amortiguadores de tipo viscoso.

Un amortiguador similar al fluido viscoso de aceite ha sido probado en forma experimental en un modelo escala 1 – 100, de un puente colgante cuya longitud real en el vano central es de 410 metros. Los resultados obtenidos indican que el amortiguador es eficiente en la reducción de la respuesta (Kobayashi et al, 1994).

En Italia se emplearon amortiguadores de tipo viscoso de gel de silicón, colocados en los estribos de un puente de un kilómetro de longitud y peso de 250 000 kN, con el propósito de disipar la energía sísmica. Cada uno de los amortiguadores pesa 20 kN, tiene 2 m de longitud y una carrera de 500 mm. Son capaces de resistir una reacción de 5 000 kN, mientras disipan 2 000 kJ de energía (Greiner, 1991).

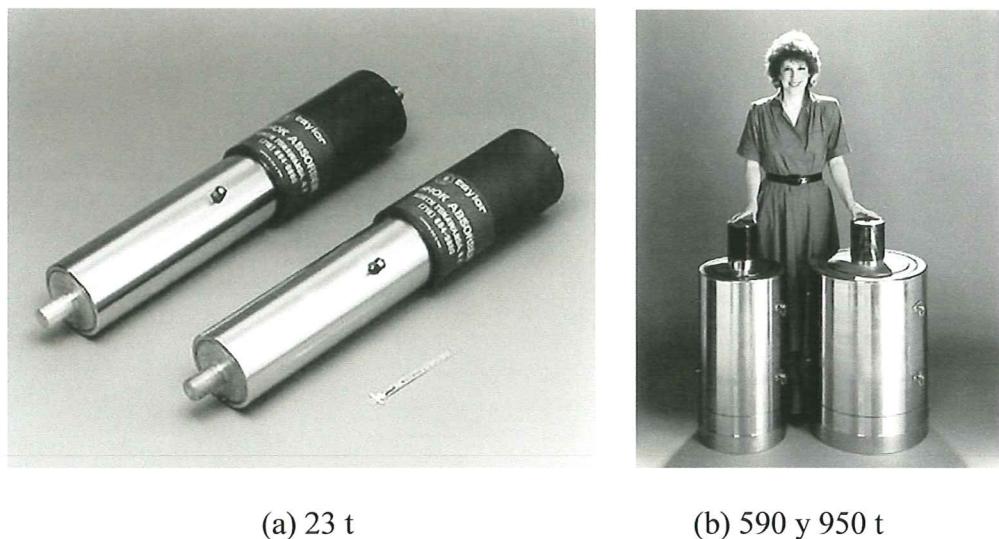


Figura 3.22 Amortiguadores de fluidos viscosos con diferentes capacidades
(Taylor Devices Inc., 2001)

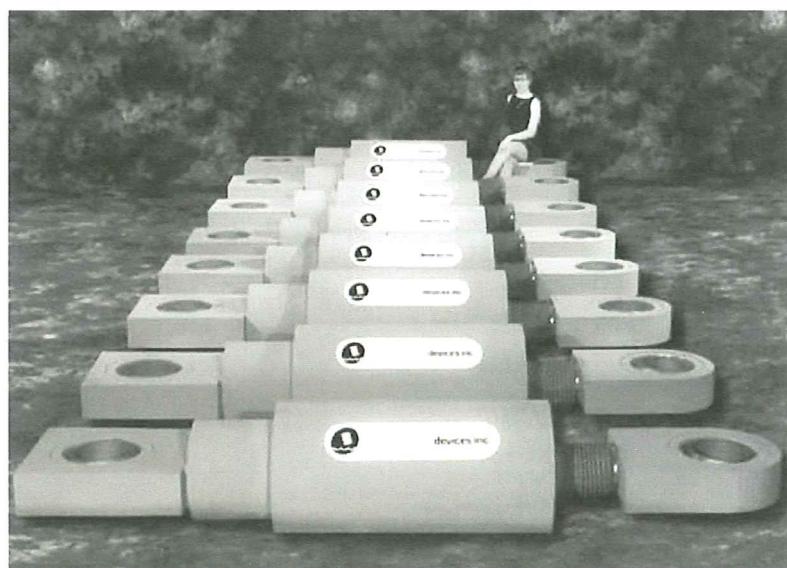


Figura 3.23 Amortiguador VF para un puente de autopista con capacidad de 680 t (Taylor Devices Inc., 2001)

Una aplicación interesante de estos dispositivos empleados en combinación con un sistema de aislamiento, se adoptó en 1993 en el conjunto de edificios que constituyen el Centro Médico del condado de San Bernardino en California. De acuerdo con Taylor y Constantinou (2000), inicialmente se intentó utilizar apoyos laminados de alto amortiguamiento (HDR), pero los desplazamientos de las estructuras resultaban demasiado grandes, del orden de 1500 mm. Al analizar la estructura con dispositivos VF, con un amortiguamiento no lineal, se observó un mejor comportamiento, con desplazamientos máximos del orden de 560 mm. Otra ventaja en la utilización de los

amortiguadores VF es que después de un evento sísmico no quedan desplazamientos permanentes, como sucede en el caso de los disipadores de tipo histerético.

3.9 ALEACIONES CON MEMORIA DE FORMA (SMA)

Se trata de cierta clase de aleaciones que tienen la característica de transformarse de fase con un incremento de temperatura específico para cada tipo de aleación. Transforman sus propiedades desde la correspondiente a la fase de austenita (temperaturas elevadas), hasta la fase de martensita (temperaturas bajas). Se conoce más de una docena de aleaciones que presentan este comportamiento. Las cinco familias de interés para la ingeniería civil son: Níquel Titanio, (Nitinol); aleación de hierro, manganeso y silicio (FeMnSi), dos familias que tienen como base el cobre, y algunas formulaciones especiales con acero inoxidable.

La diferencia principal entre una aleación con memoria y los materiales convencionales, es que la estructura de los cristales de la aleación pueden cambiar por efecto del calentamiento del material, alterando su elasticidad y capacidad de disipación de la energía interna. Por ejemplo, cuando se incorpora en tendones estructurales, las aleaciones con memoria son capaces de modificar las fuerzas inducidas, la rigidez o el amortiguamiento. Cuando la temperatura ambiente corresponde a la de la fase martensítica los ciclos histeréticos que se generan bajo carga cíclica son semejantes a los del acero convencional (figura 3.24). Si la temperatura en el material es mayor que la temperatura de transición a la fase austensítica, los ciclos que se producen bajo carga dinámica proporcionan un efecto histerético que no muestra deformaciones residuales al terminar el proceso de carga, efecto conocido como superelasticidad (figura 3.25). A temperaturas más elevadas se presenta un comportamiento elástico sin características histeréticas. Debido a este comportamiento se cuenta con una rigidez elevada para pequeñas deformaciones, con capacidad para disipar energía debido al efecto histerético cuando se le somete a deformaciones de mayor amplitud y que no presenta deformaciones residuales. Su utilización como disipadores de energía surge a partir del alto nivel de amortiguamiento que exhiben estas aleaciones durante los cambios de su estructura cristalina; en particular el Nitinol posee características que lo hacen deseable como disipador de energía. Este material superelástico es capaz de experimentar deformaciones del 5% al 7% sin sufrir deformaciones permanentes, mientras que el acero sólo soporta deformaciones menores que el 2% sin sufrir deformaciones residuales. Independientemente del nivel de deformación, la fluencia, amortiguamiento y resistividad eléctrica cambian apreciablemente durante los cambios de fase del material. El módulo de elasticidad se cambia en un orden de cuatro, con el cambio de la fase de martensita a la austenita. Este efecto se presenta también con el límite de fluencia y con la resistividad. El amortiguamiento superior al del acero incluso para temperaturas cercanas a la de activación, crece considerablemente. Esto se debe a los grandes ciclos de histéresis involucrados en los procesos de carga y descarga.

Estos materiales se han aplicado en control de deflexiones, regresando una estructura deformada por efecto de las cargas a su posición previa a la aplicación de las fuerzas. También pueden emplearse con fines de control de la propagación de grietas en el campo del control de daño. Algunas limitaciones de estas aleaciones son: problemas de

Nombre del puente	Fecha de instalación	Tipo de obra	Tipo de acción	Información adicional
West Seattle	1990	Rehabilitación	Tráfico	Aislamiento del tablero
Montlake	1996	Rehabilitación	Tráfico	Puente basculante
First Avenue	1996	Nueva	Tráfico	Puente basculante
First Avenue South	1998	Rehabilitación	Tráfico	Puente basculante
Willamette River	1999	Rehabilitación	Sismo y viento	Puente peatonal
Sydney Lanier	1999	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Aeropuerto de San Francisco	1999	Nueva	Sismo	Puente peatonal
Aeropuerto de San Francisco	1999	Nueva	Sismo	Sistema de ferrocarril
Puente de la Bahía Oakland – San Francisco	1999	Reparación provisional	Sismo	Sección al Este. Estructura metálica
I5/91 HOV	1999	Nueva	Sismo	Reducción de demandas
Amolanas	2000	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
East Huntington	2000	Rehabilitación	Viento	Control de los cables de un puente atirantado
Novelty 404B	2000	Rehabilitación	Sismo	Restricción de movimiento sísmico
Abernethy	2000	Rehabilitación	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Accesos al puente colgante Triborough	2000	Rehabilitación	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Cape Girardeau	2000	Nueva	Sismo	Puente atirantado
Maysville	2000	Nueva	Sismo	Control de vibración y distribución de fuerzas entre apoyos
Sacramento River	2000	Rehabilitación	Sismo	Amortiguamiento de la rotación transversal de las pilas
Route 364 Page Avenue	2001	Nueva	Sismo	Puente en arco metálico
Puente de la Bahía Oakland - San Francisco	2001	Rehabilitación	Sismo	Puente colgante. Tramo entre San Francisco y la isla Hierbabuena

Tabla 3.1 Instalación en puentes de amortiguadores con fluidos viscosos de la compañía Taylor Devices Inc. (Taylor y Constantinou, 2000)

fatiga en pocos ciclos, bandas de frecuencia limitadas, disipación de calor, requerimientos de energía, entre otros. Cuando son tratadas adecuadamente, algunas de estas desventajas pueden desaparecer.

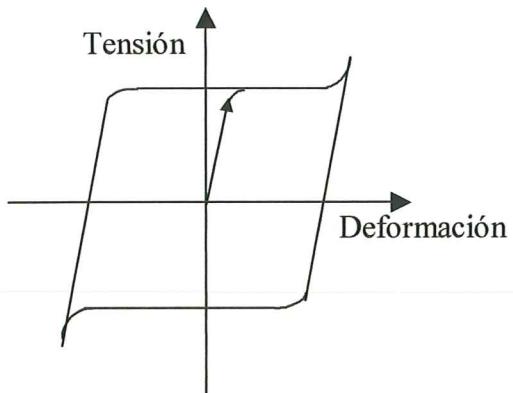


Figura 3.24 Representación esquemática de un ciclo de histéresis, para una aleación con memoria de forma en su fase martensítica

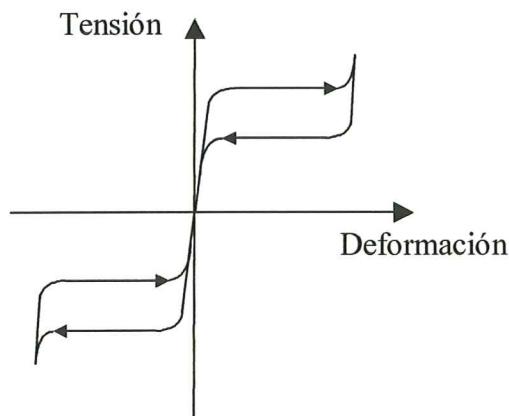


Figura 3.25 Representación esquemática de un ciclo de histéresis “superelástico”, característico de la etapa austenítica

Aunque las aleaciones con memoria de forma (SMA) están disponibles comercialmente desde la década de 1960, su aplicación en el área de ingeniería civil es más reciente. DesRoches, (2000), estudió el comportamiento de puentes simplemente apoyados que utilizan disipadores SMA. El desplazamiento relativo que existe en las juntas de puentes de varios vanos simplemente apoyados, es una región en la que resulta atractivo el uso de dispositivos disipadores de energía del tipo SMA. Este tipo de sistemas, empleados en los apoyos intermedios de puentes (figura 3.25) cumplen dos funciones importantes: en el caso de puentes viejos, susceptibles de derrumbarse por la pérdida de apoyo, los dispositivos pueden funcionar como topes sísmicos, ya que pueden diseñarse para proporcionar la rigidez y el amortiguamiento necesarios para mantener el desplazamiento relativo dentro de ciertos límites, permitiendo únicamente el movimiento debido a la expansión térmica y a los efectos de la reología del hormigón;

en el caso de puentes nuevos, en los que la pérdida de apoyo no es el interés primordial, los dispositivos pueden jugar otro papel, en este caso, el objetivo es el de proporcionar suficiente amortiguamiento para disminuir la respuesta global de las pilas, y mantener los desplazamientos del tablero dentro de ciertos límites. El estudio analítico realizado muestra mejoras significativas en su comportamiento si se les compara con los apoyos tradicionales.

Existen algunas otras propuestas respaldadas por estudios analíticos y experimentales (ver Soong y Dargush, 1997) pero no se cuenta con aplicaciones en estructuras reales todavía. Un factor importante que debe tomarse en cuenta es el elevado costo del Nitinol (del orden de 40 euros/N), que lo puede hacer prohibitivo para su empleo en obras civiles.

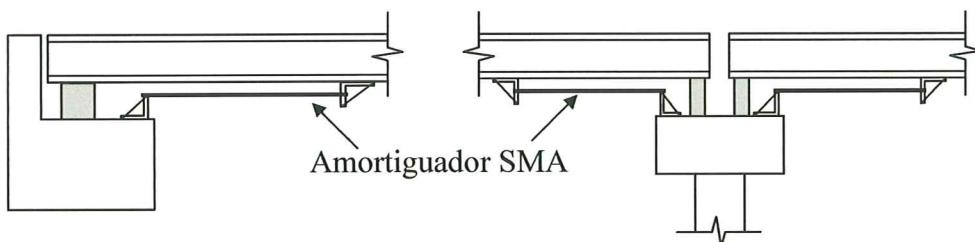


Figura 3.24 Puente simplemente apoyado con amortiguadores con aleaciones con memoria de forma (Des Roches, 2000)

3.10 AMORTIGUADORES DE MASA (TMD)

A la fecha se han utilizado amortiguadores de masa (TMD) en un número significativo de edificios altos, puentes, torres y chimeneas, en la mayor parte de los casos para controlar las vibraciones producidas por el viento. La primera estructura en la que se aplicó un TMD es la Torre Centerpoint en Sydney, Australia, con 324,8 metros de altura total.

Los TMD tradicionales trabajan bajo el concepto de un péndulo simple, cuyo periodo se trata de sintonizar con el primer modo natural de la estructura que se pretende amortiguar. Se han propuesto una gran cantidad de variantes del péndulo, modificando el brazo y la masa (algunas cuentan con dos o más masas), para lograr que el periodo del TMD sea efectivo. El problema de este tipo de amortiguadores es el espacio que requieren para su instalación. Algunas soluciones alternativas consisten en el uso de masas deslizantes o péndulos de varias etapas, que tienen diseños relativamente compactos y que se han instalado en las torres de los puentes para protegerlas de los efectos del viento durante su construcción, y en algunos casos, para mejorar el comportamiento del puente una vez terminado.

La primera aplicación de este tipo de amortiguador se utilizó en el puente Meiko Nishi (Fujino, 2000). Posteriormente, con base en pruebas realizadas en túnel de viento, se observó que la torre del puente Funade, en Osaka, podría tener problemas de galope para velocidades del viento del orden de 10 m/s. Para evitar este problema se decidió colocar un amortiguador de masa, compuesto de un cilindro circular, un disco de 97,4 kg de peso y resortes. El amortiguamiento se genera por la circulación de aire a través

del reducido espacio entre el cilindro y el disco (figura 3.25). El valor del coeficiente de amortiguamiento puede ajustarse mediante la variación del número de perforaciones en el disco. Los resultados de las pruebas de vibración libre de la torre del puente Funade, muestran un aumento en el decremento logarítmico de la respuesta en vibración libre de 0,046 a 0,26, y una reducción en las amplitudes del movimiento del orden de 1/6.

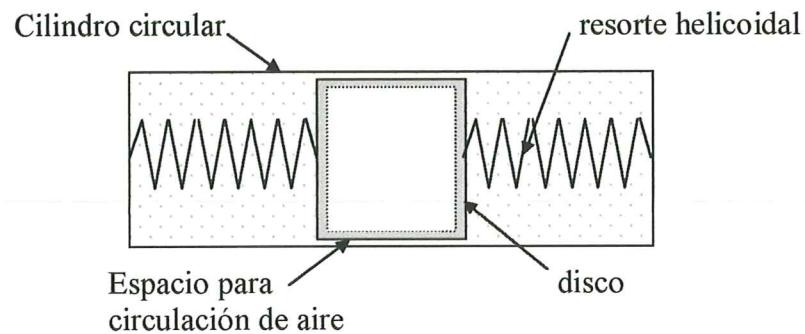


Figura 3.25 Esquema del concepto de amortiguamiento del TMD utilizado en las torres del puente Funade, en Osaka, Japón (Soong y Dargush, 1997)

En el puente Trans-Tokyo Bay se utilizaron 16 TMD para controlar el primero y segundo modos de flexión (Fujino, 2000). También se han instalado amortiguadores de masa en las torres principales del puente Akashi-Kaikyo (figura 3.26), para reducir el efecto de las vibraciones producidas por el viento durante y después de la construcción (Tatsumi y Hata, 1998).



Figura 3.26 Se instalaron amortiguadores TMD en las torres del puente Akashi-Kaikyo durante la construcción y en el puente terminado (Toshihiro M., 1996)

Las torres tienen 293 m de altura y una frecuencia natural muy baja, lo que las hace susceptibles a las vibraciones del viento. Con base en los resultados de algunas pruebas

realizadas en túnel de viento en un modelo a escala 1/86, se concluyó sobre la necesidad de utilizar amortiguamiento adicional en las torres. Se estudiaron tres tipos de disipadores: amortiguadores por fricción, masas sintonizadas (TMD) y líquidos sintonizados (TLD). Por razones de tipo económico y estructural (Kurino, et al, 1998), el tipo de amortiguadores elegido fue una serie de TMDs. Los TMDs que fueron instalados consisten en una masa colgante, tipo péndulo, un resorte y un amortiguador de aceite, como se muestra en la figura 3.27. Se instaló un TMD de 84 t de peso para reducir las vibraciones del primer modo debidas a flexión y un segundo TMD de 114 t, para reducir las vibraciones del primer modo en torsión para el puente terminado. Ambas masas se instalaron en el interior de las torres. Los resultados de las mediciones en campo y de las pruebas de vibración ambiental que se han realizado, muestran que los osciladores resonantes añadieron un 3% de amortiguamiento a las torres, cuyo amortiguamiento inherente era de 1%. A partir de esta mediciones se concluyó que la respuesta de las torres queda comprendida dentro de los límites de seguridad definidos en el proyecto. Durante las primeras etapas de colocación de los cables, también se colocó un amortiguador de masa semiactivo en la parte superior de las torres. No se incluye ningún estudio sobre su comportamiento sísmico, pero se tiene el antecedente del sismo de Kobe de 1995, que se originó en la falla Nojima, cuyo recorrido se ubica entre las torres del puente Akashi- Kaykio, con una ligera inclinación. El sismo provocó un aumento del vano principal de 80 cm y un incremento en la longitud total del puente de 110 cm, sin embargo, aun cuando las torres del puente ya estaban terminadas el día del siniestro, no presentaron ningún daño, debido en parte posiblemente (Buckle, 2000) a la presencia de los TMDs.

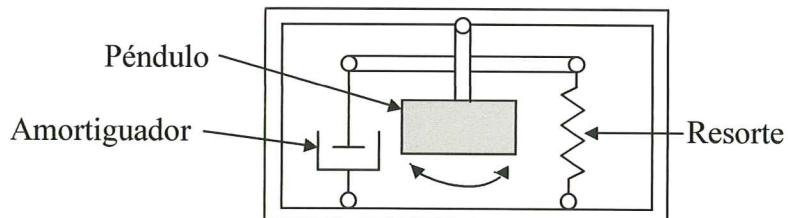


Figura 3.27 Amortiguadores de masa (TMD) instalados en el interior de las torres del puente Akashi-Kaikyo para reducir las vibraciones producidas por el viento

Cabe aclarar que los TMD no parecen ser eficientes para reducir la respuesta de estructuras sometidas a sismo debido a que su contenido de frecuencias es mucho más amplio que el producido por el viento y a que cuenta con un mayor contenido de frecuencias bajas; sin embargo, la relación de masas y el amortiguamiento son parámetros que pueden manejarse en conjunto con el ancho de banda y la capacidad de atenuación del dispositivo, para mejorar su eficiencia en estos casos. Villaverde, 1994, ha mostrado por medio de estudios experimentales y analíticos que también son efectivos para reducir la respuesta debida a sismo. Los estudios de Villaverde se han enfocado a edificios y a un puente de tipo atirantado. De acuerdo con sus resultados, la reducción de la respuesta es mayor cuando el movimiento favorece la resonancia y disminuye conforme la frecuencia dominante del movimiento se aleja de la frecuencia natural de la estructura y no resulta muy efectivo para reducir la respuesta en movimientos característicos de un solo pulso. Si el oscilador está diseñado para reducir

la respuesta del primer modo, lo que sucede en la mayoría de los casos, sino en todos, la respuesta debida a los modos superiores se reduce solo en forma marginal, o puede incluso amplificarse. Al observar que la respuesta de sistemas con aislamiento en la base se debe fundamentalmente al primer modo de vibración se pueden combinar ambos sistemas en una forma efectiva. Existen otras propuestas para ampliar la aplicación de estos sistemas, como el uso de múltiples TMD (MTMD), con TMD no lineales, o con amortiguadores de impacto.

3.11 AMORTIGUADORES DE LÍQUIDO (TLD)

Los amortiguadores resonantes de líquido (TLD) se han instalado con el objeto de reducir las vibraciones producidas por el viento en estructuras de gran altura. El TLD es un amortiguador que utiliza el movimiento del líquido como un disipador de energía que ofrece las siguientes ventajas sobre las masas amortiguadoras: no necesitan de un umbral de disparo ya que siempre están activos; son más económicos; no requieren prácticamente de mantenimiento; y los requerimientos de instalación son menores. El amortiguador, en general, consiste de un tanque comercial de polipropileno, con varias capas de agua. La altura de la columna es el parámetro que define la frecuencia del amortiguador, sin embargo, variaciones pequeñas en la altura no modifican en forma significativa la respuesta durante movimientos sísmicos fuertes. Para estructuras con frecuencias fundamentales diferentes en dos direcciones perpendiculares se pueden emplear tanques rectangulares, con dimensiones tales que sean eficientes para disipar la energía en ambas direcciones. Para una reducción en cualquier dirección se pueden emplear tanques cilíndricos.

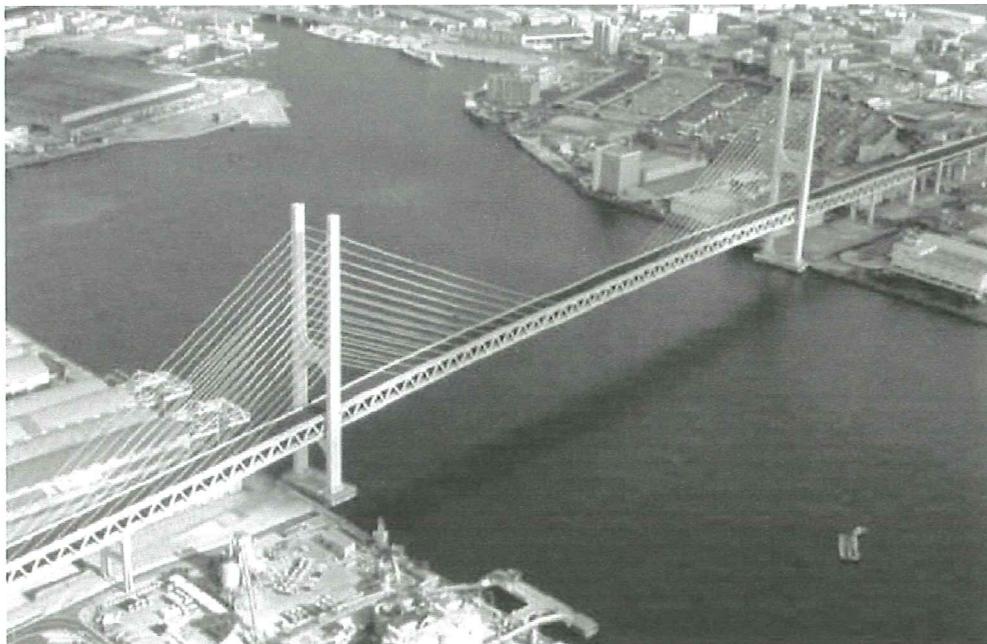


Figura 3.28 Puente atirantado Higashi Kobe con 485 metros de vano central y 885 m de longitud total (Toshihiro Miki, 1996)

Las primeras aplicaciones prácticas se presentaron en Japón, en la torre del aeropuerto de Nagasaki y en la torre Yokohama, ambos en el año de 1987; posteriormente se

instalaron también en edificios, torres y en el puente atirantado Higashi Kobe (figura 3.28) y en el puente Toda.

Con base en pruebas realizadas en túnel de viento, se decidió suprimir las oscilaciones producidas por vórtices durante la construcción de la torre de 120 metros de altura del puente atirantado Ikuchi, formado por tres vanos continuos de 150 – 490 – 150 m de longitud. Las torres tienen una frecuencia natural de 0.25 Hz y 0.2% de amortiguamiento de acuerdo con las pruebas de vibración libre realizadas. Los desplazamientos de la torre, estimados en 400 mm, se reducen a 20 mm mediante dos tanques rectangulares de 5 x 1.3 metros. Los tanques están diseñados con cavidades que permiten incrementar la disipación de energía con un tirante de agua de 0.8 m, propuesto con base en pruebas de vibración libre. El amortiguamiento se incrementó a 3.7%, con el cual se logró satisfacer los requisitos de diseño.

Xue, et al (2000), realizaron estudios analíticos para determinar la posible reducción de los efectos de torsión en puentes colgantes sujetos a viento cuando se incorpora un amortiguador TLD. Los resultados demuestran que este tipo de sistemas puede reducir en forma efectiva las vibraciones por torsión de puentes de gran luz.

3.12 OTROS SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Un problema común en los puentes atirantados de grandes luces es la inestabilidad aerodinámica de los cables debidas al efecto de galope o por el efecto combinado de la lluvia y el viento, que en algunos casos pueden llevar a una amplitud de las oscilaciones de cinco a diez veces el diámetro del tirante, equivalente a más de un metro en algunos casos (Ko, et al, 2000). La vibración de estos elementos se caracteriza con los primeros tres modos de vibración con frecuencias menores a 4 Hz. La intensidad del viento y de lluvia que conducen a esta situación no es muy severa, mas bien se observa en casos de intensidades ligeras o moderadas. Para disminuir las amplitudes se ha recurrido en algunos casos al empleo de alambres fuera del plano principal de los cables para incrementar su rigidez. Sin embargo, esta estrategia no conlleva un incremento en el amortiguamiento, por lo que no ha resultado muy efectiva. En los casos en que se ha empleado este tipo de sistema, se ha observado daño en la conexión entre los cables y los alambres. El control aerodinámico de los cables se ha realizado también mediante el incremento de la rugosidad de los cables practicando cortes en forma de U o V en las superficies de los tubos, como en los puentes Higashi Kobe, Tatara y Tenozán, en los que las vibraciones inducidas por los vórtices no han sido suprimidas (Fujino, 2000). El sistema más empleado hasta la fecha es la instalación de un amortiguador pasivo, generalmente disipadores viscoelásticos (VE) o viscosos (VF), cerca del anclaje de los cables. En este caso, el amortiguamiento se genera en el movimiento relativo entre el cable y el tablero.

Recientemente se propuso el uso de otro sistema de control pasivo para reducir las vibraciones de los cables producidas por el viento. Consiste en un dispositivo magnético simple, colocado cerca del cable (fig. 3.30a), de forma que al oscilar el tirante y entrar en contacto con el magneto, se distorsiona la vibración del cable (fig. 3.30b). Cuando la fuerza de tensión en el cable sobrepasa la fuerza de atracción del magneto, el cable se separa y se generan modos superiores de vibración, con lo cual se consigue transferir la

energía del primer modo de vibración a los modos superiores, reduciendo la amplitud de las oscilaciones (fig. 3.30c).

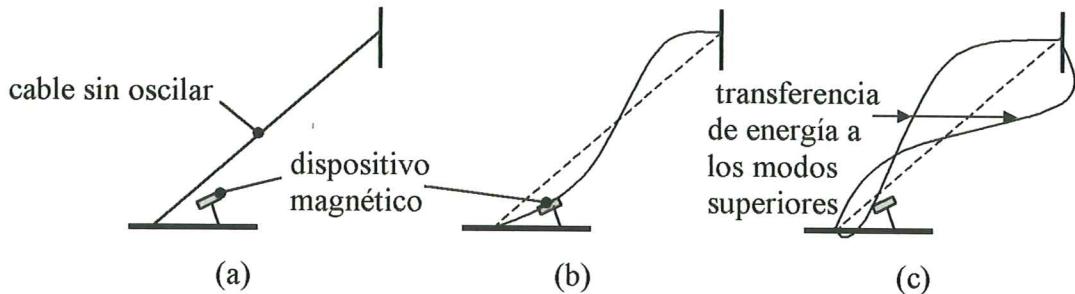


Figura 3.30 Control pasivo de cables consistente en un dispositivo magnético, utilizado en el puente Ikara, en Japón (Fujino, 2000)

Este sistema pasivo se instaló en los cables del puente Ikara, en Japón, para controlar las vibraciones inducidas por el paso de los peatones. Las mediciones que se han realizado en los cables equipados con este dispositivo magnético muestran una reducción significativa en la amplitud de las oscilaciones.

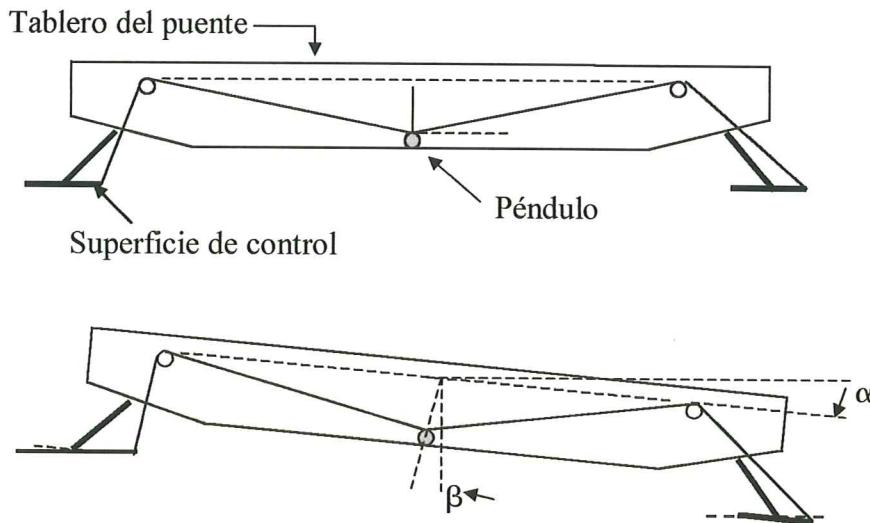


Figura 3.31 Propuesta de sistema de control pasivo aerodinámico (Fujino, 2000)

Ko et al (2000), proponen el uso de amortiguadores friccionantes en conjunto con un cable amortiguador, que muestran un excelente comportamiento para un amplio intervalo de vibraciones. A partir de estudios experimentales realizados en la Universidad Politécnica de Hong Kong, se concluye que el efecto amortiguador de los dispositivos es efectivo para los primeros modos de vibración de los cables, que son los de mayor influencia en la respuesta. Un amortiguador de neopreno especial, llamado amortiguador de neopreno compuesto se ha empleado en puentes atirantados, consiste de la camisa del cable y una zapata amortiguadora de neopreno.

Otro sistema de control pasivo propuesto recientemente (Fujino, 2000), consiste en dos superficies de control, unidas en ambos extremos del tablero, y un péndulo instalado dentro de éste (figura 3.31). El péndulo se coloca en el centro de gravedad del tablero y la masa del péndulo se conecta a las superficies de control, de tal forma que un giro por torsión del tablero y un desplazamiento del péndulo, origina un movimiento de las superficies de control. Se diseña asignando un alto periodo natural al péndulo de manera que permanece casi vertical durante la rotación del tablero. Este sistema fue estudiado analíticamente en un modelo en tres dimensiones para un puente con una longitud de vano de 3000 m. Los resultados indican que los problemas de inestabilidad debida a viento pueden reducirse significativamente.

El uso de amortiguadores de impacto parece dar resultados satisfactorios según reportan Papalou y Masri, 1996. Los amortiguadores consisten en cuatro frenos externos. Los resultados experimentales muestran que con una pequeña masa auxiliar se puede reducir significativamente la vibración de una estructura con un amortiguamiento inherente bajo.

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

El primer caso práctico de control activo se llevó a cabo en 1989, en el edificio Kyobashi Seiwa, de 11 niveles, localizado en Japón. Consiste en una masa activa que se instaló con el propósito de reducir la respuesta dinámica causada por sismo y vientos fuertes. Se tienen registros de las respuestas estructurales durante algunos eventos sísmicos de magnitud moderada y vientos intensos, y se han comparado con las obtenidas en forma numérica para el mismo edificio sin control estructural. A partir de estas comparaciones se observan reducciones importantes de la respuesta en la estructura controlada activamente. Actualmente en Japón se han instalado sistemas de control activo en 36 edificios y una torre de control; en Taiwán se han empleado en dos edificios más; en China en una torre de comunicación (Soong y Spencer, 2000). En todos estos casos los sistemas activos se instalaron con el propósito de mejorar su respuesta ante vientos intensos y proporcionar un mejor confort a sus ocupantes (Fujino, 2000).

4.1 SISTEMAS ACTIVOS EN PUENTES

En el caso de puentes el control de la vibración está orientado directamente a evitar problemas de resistencia última y fatiga. También se han instalado en forma temporal durante la construcción de torres y tableros en aquellos casos en que no existe otro mecanismo de protección adecuado contra los efectos de viento o sismo.

Se ha observado que en el caso de estructuras de grandes vanos, no sólo el modo fundamental de vibración puede requerir de un control de las oscilaciones, en la mayor parte de los casos la respuesta debida a los modos superiores también necesita ser controlada, lo que limita el empleo de los TMD y los TLD, ya que estos sistemas son eficientes únicamente en bandas angostas de frecuencia. Si se utiliza una fuerza de amortiguamiento generada por el movimiento activo de una masa pequeña, se pueden reducir las amplitudes correspondientes a varios modos de vibración.

La primera aplicación práctica en puentes de un amortiguador de masa activa se realizó en 1991 en el puente colgante Rainbow, en Tokio. Con base en algunos registros se ha

podido comprobar la efectividad del sistema. Actualmente se han utilizado amortiguadores de masa activos en quince pilones durante la fase de construcción (Fujino, 2000 y Sonng y Spencer, 2000). Los sistemas que se han instalado tienen como objetivo la reducción de la vibración producida por vórtices de las torres y se han limitado a un pequeño intervalo de amplitudes.

En las torres de 293 m de altura del puente Akashi- Kaikyo se empleó un sistema amortiguador de masa activo (Active Tuned Mass Damper, ATMD) propuesto por Matsumoto en 1990. El ATMD fue instalado en la parte superior de los pilones durante las etapas iniciales de la colocación de los cables; sin embargo, su empleo se limitó únicamente a esta etapa constructiva por razones de tipo económico, de mantenimiento y de fiabilidad. Para disminuir la amplitud de las oscilaciones de las torres durante la vida útil del puente, se optó por instalar dos sistemas de tipo pasivo (TMD), como se describe en el capítulo 3.10. En la figura 4.1 se muestra un esquema del ATMD utilizado en el puente Akashi-Kaykio y que también ha sido instalado en el piso superior de un edificio de 296 m de altura (Iemura, 1994b).

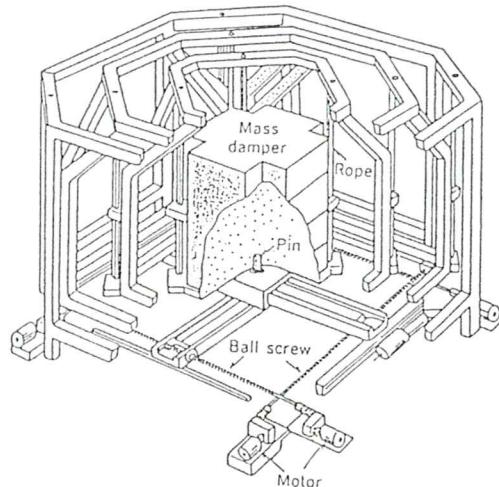


Figura 4.1 Masa amortiguadora activa (ATMD) para controlar la respuesta de puentes y edificios (Iemura, 1994b)

En la tabla 4.1, se muestra un resumen de los puentes que han empleado el control activo para reducir los problemas de vibración producidas por el viento en las torres durante la etapa de construcción. Con excepción del puente atirantado Meiko, todos los otros puentes de la tabla son colgantes. Además de los puentes indicados en la tabla, el puente de la autopista I35 OK, en Estados Unidos, incorporó también un sistema activo en 1997 (Soong y Spencer, 2000).

En el viaducto del tren metropolitano de Tokio se instaló por vez primera un sistema de control formado por tendones activos (Active Tendón System, ATS), con la intención de reducir las vibraciones producidas por el tráfico y asegurar el confort de los residentes de las casas vecinas (Iemura, 1994b). Los tendones activos se colocaron entre el primer y segundo nivel de los marcos de acero que forman la estructura del viaducto.

Nombre del puente	Año de aplicación	Altura de la torre (m)	Intervalo de frecuencia	Masa activa (t)	No de modos que se controlan
Rainbow Pila 1	1991-1992	119	0,26 – 0,95	12	3
Rainbow Pila 2	1991-1992	117	0,26 – 0,55	2	1
Tsurumi-Tsubasa	1992-1993	183	0,27 – 0,99	20	1
Hakicho Pila 1	1992-1994	128	0,13 – 0,68	88	1
Hakicho Pila 2	1992-1994	131	0,13 – 0,68	8	1
Akashi-Kaikyo	1993-1995	293	0,127	56	1
Meiko Pila 1	1994-1995	190	0,18 – 0,42	16	1
Meiko Pila 2	1994-1995	190	0,16 – 0,25		1
Kurushima (1) Pila 1	1995-1997	112	0,23 – 1,67	12	3
Kurushima (1) Pila 2	1995-1997	145	0,17 – 1,70	20	3
Kurushima (2) Pila 1	1994-1997	166	0,17 – 1,06	20	2
Kurushima (2) Pila 2	1995-1997	143	0,20 – 1,45	20	más de 3
Kurushima (3) Pila 1	1995-1996	179	0,13 – 0,76	22	1
Kurushima (3) Pila 2	1994-1996	179	0,13 – 0,76	22	1
Nakajima	1995-1996	71	0,21 – 1,87	7	3

Tabla 4.1 Torres de puentes en las que se han instalado sistemas activos de control durante la etapa constructiva (Fujino, 2000)

El Instituto de Investigaciones del Departamento de Obras Públicas de Japón, desarrolló un sistema activo de amortiguamiento variable para puentes (AVD, Active Variable Damper). La fuerza activa en este amortiguador se modifica en función de la respuesta del puente. El valor del coeficiente de amortiguamiento es elevado para movimientos de pequeña amplitud, como los producidos por el tráfico o el viento, de manera que el dispositivo funciona como un tope; cuando las amplitudes crecen debido a una excitación sísmica, el coeficiente de amortiguamiento se reduce, de forma que la energía disipada es la óptima para controlar la fuerza de inercia; si la amplitud crece aún más, debido al movimiento producido por un sismo de mayor intensidad, el amortiguamiento se incrementa nuevamente con el propósito de eliminar la vibración y evitar daño a los elementos estructurales (figura 4.2).

En lo que respecta a la utilización de materiales inteligentes en los sistemas de control activo de estructuras (materiales piezoelectrómicos, fluidos electroreológicos y magnetoreológicos), se han logrado notables avances en la investigación y en el desarrollo de esta tecnología; sin embargo, aunque se han llevado a cabo experimentos

en pequeña escala, no existen todavía aplicaciones en estructuras reales. Chong y Flatau (2000), describen algunos ejemplos sobre los avances en la investigación sobre el uso de materiales inteligentes como los siguientes: el uso de un pequeño micro controlador acoplado con sistemas hidráulicos con el cual se logran reducir en más de un 50% la amplitud de las oscilaciones producidas por el paso de tráfico pesado en puentes, incrementando en 15% la capacidad de carga del puente y prolongando su vida útil por más de 20 años; el uso de fibras ópticas como sensores para detectar las tensiones en los elementos; el desarrollo de un proyecto analítico y experimental sobre el uso de amortiguadores electrorreológicos (ER) y magnetoreológicos (MR) con el objeto de incrementar el nivel de amortiguamiento para su uso como sistemas de control pasivo, semiactivo y/o activo. El tipo de dispositivo que se ensaya en el laboratorio se muestra en la figura 4.3.

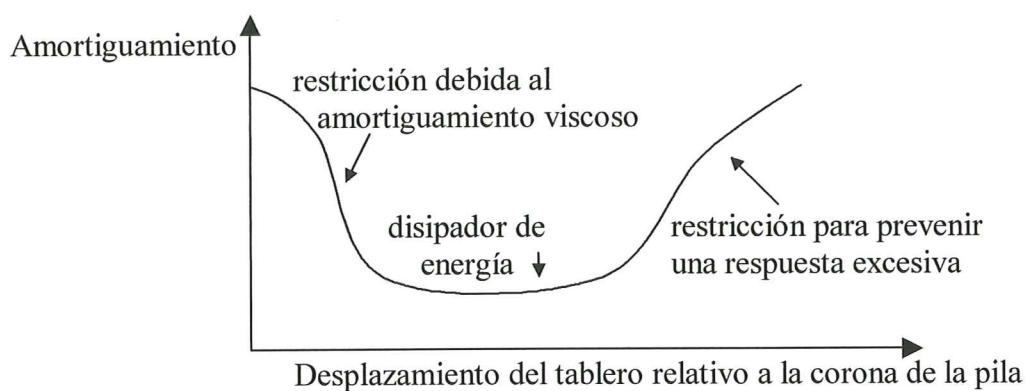


Figura 4.2 Sistema de amortiguamiento variable para puentes (active variable damper)

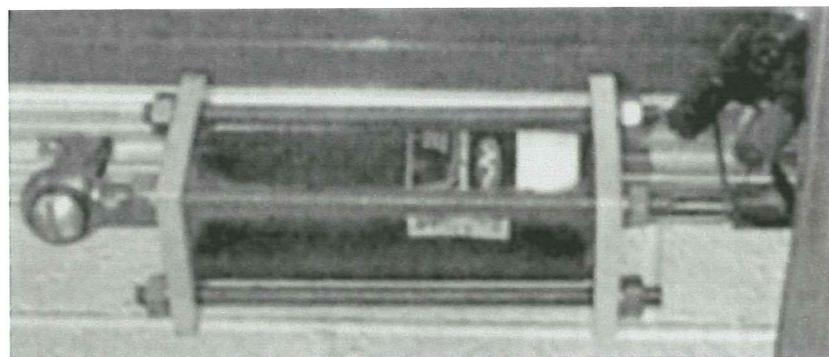


Figura 4.3 Amortiguador magnetoreológico que se prueba experimentalmente en la Universidad de Maryland. (Chong y Flatau, 2000)

4.2 SISTEMAS SEMIACTIVOS

Los sistemas semiactivos parecen una opción atractiva para reducir los efectos sísmicos de una estructura ya que conservan los beneficios de un control activo, pero con una demanda de energía mucho menor, debido a que no se adiciona energía mecánica

directamente a la estructura. En contraste con el control activo, el semiactivo no tiene el potencial para desestabilizar al sistema estructural.

Entre los sistemas más comunes se encuentran los amortiguadores de orificios variables, amortiguadores de fricción variable y osciladores líquidos controlables. Todos los sistemas anteriores requieren electricidad para controlar las válvulas y / o mecanismos, lo que los hace menos confiables que los sistemas pasivos y les exige mayor mantenimiento.

La primera aplicación en una estructura real de un sistema semiactivo en los Estados Unidos (Soong y Spencer, 2000), se llevó a cabo en 1997 en el puente Walnut Creek de la autopista I35, en el que se instaló un amortiguador hidráulico convencional con una válvula de orificio variable que controla la resistencia al flujo (Semi Active Hydraulic Damper, SAHD). Existe otra aplicación de un SAHD en el año de 1998, en el edificio Kajima Shizuoka, en Japón, además del primer sistema semiactivo que se incorporó a una estructura, que consiste en un sistema semiactivo de rigidez variable (SAVS), instalado en 1990 en el complejo de investigación Kobori, en Tokyo.

Otro sistema semiactivo que ofrece mayor simplicidad y mayor fiabilidad, consiste de un dispositivo con un fluido electroreológico (ER) o magnetoreológico (MR) (figuras 4.4 y 4.3, respectivamente). Debido a su capacidad para trabajar como válvulas rápidas, estos dispositivos tienen como única parte móvil un pistón, sin necesidad del uso de partes móviles que pongan en riesgo la fiabilidad del sistema,. La característica esencial de estos fluidos controlables es su capacidad para transformarse de un fluido viscoso lineal a un material semi-sólido con una resistencia de fluencia controlable en tan solo unos milisegundos, al exponerlo a una campo eléctrico (ER) o magnético (MR). En la actualidad se patentan alrededor de 20 nuevos materiales electroreológicos al año. Algunos materiales (anhydrous) pueden operar a altas y bajas temperaturas con resistencias a cortante mayores y con bajos requerimientos de energía. Para determinar la efectividad y aplicabilidad de los amortiguadores ER, se diseñó un dispositivo cilíndrico con un fluido de tipo anhydrous, para desarrollar una fuerza de amortiguamiento de 400 N aproximadamente (Kawashima et al, 1994). La longitud de los electrodos es de 134 mm y la distancia entre ellos es de 3 mm. En la figura 4.4 se muestra el prototipo del amortiguador. Para velocidades del pistón de 30 cm/s, la fuerza desarrollada por la viscosidad del fluido es la mitad de la que se genera por efectos reológicos. Los resultados obtenidos indican que este tipo de amortiguadores puede ejercer una fuerza de magnitud suficiente para el control estructural.

Los MR consisten de una base fluida, usualmente algún líquido aislante de baja viscosidad como aceite de mineral o silicón, mezclado con partículas no conductoras de tamaño de 1 a 10 μm de diámetro. Al aplicarles un campo eléctrico o magnético, las partículas polarizan y solidifican la mezcla. La transición al equilibrio reológico se alcanza en pocos milisegundos, permitiendo la construcción de dispositivos de gran ancho de banda. Housner et al (1997), señalan que el límite de fluencia de un fluido MR es un orden de magnitud mayor que el de los fluidos ER y que operan a temperaturas de -40° C a 150° C con sólo ligeras variaciones en su límite de fluencia. Los MR no son sensibles a impurezas debidas a los procesos de manufactura o uso. El MR puede controlarse con un voltaje reducido (12 a 24 Voltios), y una fuente de energía de sólo 1-2 Amperes. Dadas estas características el futuro de los MR en aplicaciones de ingeniería

civil parece prometedor. Uno de los problemas principales para su aplicación es su fiabilidad.

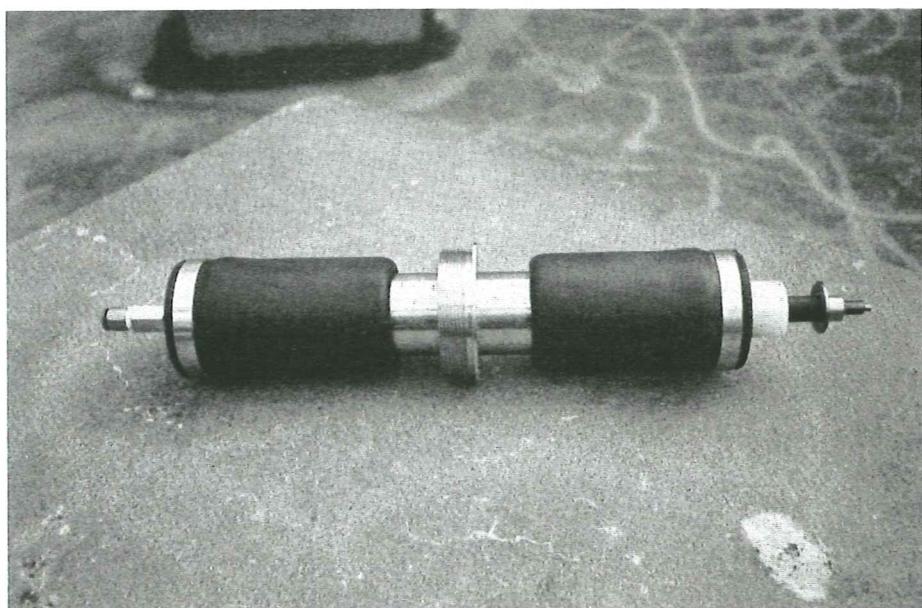


Figura 4.4 Amortiguador electroreológico que utiliza un fluido de tipo anhydrous
(Kawashima et al, 1994)

El sistema de control pasivo consistente en un dispositivo magnético que ha sido empleado para el control de la vibración de los cables del puente Ikara (capítulo 3.12), ha mostrado ser altamente dependiente de la distancia entre el cable y el dispositivo magnético, así como de la fuerza de retención del magneto, de acuerdo con los resultados de algunos estudios analíticos. Por tal motivo se ha propuesto un sistema semiactivo (Lou, et al, 2000), reemplazando el magneto por un electromagneto que permite variar la distancia del dispositivo magnético al cable, con lo que se consigue suprimir prácticamente las oscilaciones de los tirantes. A partir del estudio de un cable de un puente real con 143 m de longitud, sometido a excitaciones armónicas y transitorias de viento, se observan características altamente no lineales originadas por la no linealidad propia de los amortiguadores magnetoreológicos (MR). También se concluye que el amortiguamiento del sistema es altamente dependiente de la amplitud de las oscilaciones, de la magnitud del voltaje y de la posición en la que se ha instalado el dispositivo. Se ha observado que el porcentaje de amortiguamiento decrece con el incremento en la amplitud de las oscilaciones y se incrementa al aumentar el voltaje. Una ventaja de este medio de control es que puede funcionar como un sistema pasivo aún cuando la fuente de poder no se encuentre activa.

Lou et al (2000), presentan una breve descripción relativa al trabajo de otros autores sobre el control semiactivo de cables con dispositivos MR. En el campo experimental, además de los trabajos realizados en la Universidad de Maryland (figura 4.3), se han diseñado y manufacturado dos tipos de amortiguadores semiactivos MR con la intención de verificar su aplicabilidad; uno de ellos tiene una capacidad de 2 kN y el otro de 20 kN. Los resultados de pruebas de tipo semiestáticas y dinámicas, tanto teóricas como experimentales, muestran que se puede proporcionar un nivel importante de amortiguamiento a una estructura con una cantidad reducida de energía de

alimentación del sistema (Yang et al, 2000). Recientemente se diseñó otro dispositivo del mismo tipo, pero con una capacidad de 200 kN. Fujitani et al (2000), han trabajado en la evaluación experimental y analítica de estos dispositivos para determinar su aplicabilidad en estructuras.

El uso de los llamados materiales inteligentes ofrece otra posibilidad para controlar el movimiento dinámico de las estructuras. Estos materiales cuentan con propiedades físicas inusuales que bien pueden explotarse para fines de control estructural. Se han empleado diferentes términos para designarlos: materiales inteligentes, materiales de alto desempeño, materiales innovadores, materiales adaptables, materiales biológicos, materiales sensoriales, materiales modernos, etc. El interés en su utilización en sistemas de infraestructura inteligentes se debe a su capacidad para minimizar el costo en un ciclo de vida, maximizando su comportamiento a través de sus capacidades de adaptación.

4.3 SISTEMAS HÍBRIDOS

Los sistemas híbridos son una combinación de un sistema pasivo y un sistema activo. Dado que parte de la disipación de energía está encomendada a los amortiguadores pasivos, las necesidades de energía del sistema activo se reducen; cuentan también con el beneficio de un sistema de disipación, en el supuesto caso de una falla de energía del sistema activo durante un sismo. De los 40 casos de edificios y torres de comunicación en los que se han aplicado sistemas activos (Soong y Spencer, 2000), 31 corresponden a sistemas híbridos, y dentro de éstos, la combinación de una masa amortiguadora y un actuador activo es el más común.

Durante la construcción de las torres de 119 m de altura del puente atirantado Rainbow, de Tokio, se ha empleado un amortiguador de masa híbrido en forma de arco (figura 4.5), para reducir las amplificaciones en los desplazamientos generados por vórtices, debidos a vientos con velocidades de 7 m/s. Housner et al (1997), indican que de acuerdo con los resultados de Tanida, la masa de los amortiguadores era equivalente a un 0.14% de la masa asociada al primer modo de vibración, mientras que un masa amortiguadora pasiva requeriría una masa equivalente al 1%.

En 1991 se incorporó un amortiguador de masa híbrido en el edificio Sendagaya, en Tokio. Este edificio es de interés debido a lo bien instrumentado que se encuentra. Se ha conseguido registrar el comportamiento de la estructura durante varios evento sísmicos y vientos importantes (Soong y Dargush, 1997). A partir de estos registros se han observado reducciones en la respuesta de 18% y 28% para el movimiento de traslación y rotación respectivamente.

Otro sistema que ha sido aplicado a torres de puentes, después de que se realizaron algunos experimentos con el modelo estructural de una torre, es un amortiguador de masa híbrido que trabaja en dos direcciones (figura 2.5). El sistema consiste en una masa deslizante en forma de arco, combinado con un sistema activo controlado por un motor. El segmento en arco cuyo movimiento es semejante al de un péndulo lo hace semejante a un TMD.

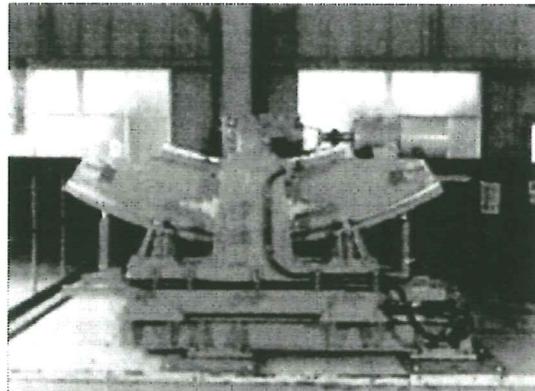


Figura 4.5 Amortiguador de masa instalado en las torres de 119 m de altura del puente atirantado Rainbow en Tokio (Fujino, et al, 2000)

4.4 COMENTARIOS FINALES

Como puede verse existe un progreso notable en la aplicación de los sistemas de aislamiento de base y disipación pasiva de energía; su empleo se ha extendido a diversos tipos de estructuras, entre las que destacan puentes y edificios. La idea básica en el uso de sistemas de control pasivo para la protección de una construcción durante sismos o vientos intensos, es reducir la demanda de disipación de energía en la estructura y evitar el daño en los elementos que la forman, mas que en tratar de aumentar su capacidad resistente. A la fecha se han logrado avances importantes en el desarrollo de dispositivos que satisfagan estas condiciones, que sean adaptables tecnológicamente y que puedan instalarse sin mayores complicaciones en las estructuras.

En lo que respecta al aislamiento de base, puede afirmarse que se está venciendo la resistencia que se opone normalmente al desarrollo de nuevas tecnologías ya que su aceptación entre los proyectistas, propietarios de inmuebles e investigadores, es cada vez mayor. En opinión de Kelly (1993), el área de investigación más importante en el futuro próximo en los sistemas con aislamiento de base se encuentra en las condiciones de estabilidad de las propiedades mecánicas de los dispositivos y de sus materiales constituyentes a largo plazo. Resulta prometedor el buen comportamiento mostrado por los apoyos laminados que han sido utilizados durante aproximadamente cuarenta años en los puentes.

En el caso de los disipadores de energía también puede asegurarse que han existido notables progresos. La mayor parte de los sistemas de disipación pasiva, sino todos, son controlables desde el punto de vista del diseño y pueden aplicarse con confianza en estructuras nuevas y en el refuerzo de las existentes. Una característica importante de los disipadores es que tienen un comportamiento estable bajo carga cíclica. Dado que presentan un comportamiento no lineal, es necesario realizar análisis no lineales para verificar su comportamiento, al menos hasta que exista un nivel de confianza adecuado entre los diseñadores. Como el número de disipadores de energía que se ofrecen en el mercado es cada vez mayor, es necesario encontrar una base común para su evaluación y comparación. Es aconsejable la elaboración de especificaciones estándar de diseño,

que establezcan criterios de seguridad uniformes y razonables; que permitan revisar el comportamiento mecánico para diferentes condiciones de carga; que consideren la dependencia de la respuesta con la amplitud y la frecuencia; así como los efectos de temperatura, de fiabilidad a largo plazo, corrosión, deterioro, vida útil, mantenimiento e inspección. Es importante también contar con métodos de diseño prácticos y criterios generales para su aplicación con especificaciones para su evaluación y comparación.

El control activo es un área relativamente reciente, no obstante, se observa un desarrollo consistente en la investigación y aplicación de estos sistemas, al grado de que se cuentan por decenas las aplicaciones en edificios y puentes en el Japón. Sin embargo, todavía existen muchas barreras y retos que resolver en el campo del control estructural para poder considerarlo como un área madura en su desarrollo teórico, tecnológico y de aplicación. Algunos aspectos que deben fortalecerse son: el desarrollo de actuadores para el caso de sismos fuertes, la reducción del costo de implementación y de mantenimiento, la eliminación de los problemas inherentes a la fuente externa, el aumento de la confianza y la robustez del sistema, y ganar la aceptación de la comunidad. En la actualidad el control híbrido y el semiactivo ya ofrecen soluciones a algunos de estos retos.

De la misma forma en que los grandes sismos han dejado lecciones sobre el comportamiento de estructuras con diseños convencionales, es de esperarse que un gran sismo nos ofrezca un conjunto de lecciones sobre el uso de sistemas de control pasivos y activos. Los puentes y edificios en los que se han instalado este tipo de sistemas de control, no han estado sometidos a sismos de gran intensidad hasta la fecha, por tal motivo, no se cuenta con casos reales que den evidencia de las bondades y defectos en la aplicación de estos sistemas. Sí se cuenta con el registro de las aceleraciones en algunas de éstas estructuras ante sismos de magnitudes moderadas o sismos mayores ocurridos a distancias alejadas; en estos casos se ha mostrado un comportamiento similar al esperado en el diseño y se han observado reducciones importantes en la respuesta. Cuanto mayor sea el número de estructuras reales que muestren un comportamiento satisfactorio durante sismos fuertes, el nivel de conservadurismo que se encuentra actualmente en las normativas para el empleo de estos sistemas desaparecerá, y se logrará el mismo nivel de diseño sísmico para estructuras con diseños convencionales y estructuras con sistemas de control de vibraciones, de manera que el impacto económico derivado del uso de los sistemas de control se vea reflejado claramente. Se espera que en el futuro se cuente con una tecnología de control plenamente desarrollada, que permita diseñar estructuras más seguras, con un costo ligeramente superior al que se paga por los diseños convencionales.

Es evidente que uno de los factores a considerar en la aplicación de alguna estrategia de diseño está ligada directamente a la relación costo beneficio. En el caso de los sistemas de control este análisis de costos requiere la consideración de la inversión inicial, el mantenimiento, y los beneficios en seguridad y servicio. Tales costos requieren evaluarse para una estructura con y sin control para llegar a decisiones adecuadas, mediante el estudio de casos particulares.

Tal como lo cita Hanson et al (1993), “se está en el umbral del crecimiento y desarrollo de esta tecnología, el potencial para mejorar la seguridad sísmica y la eficiencia económica es enorme”.

CAPÍTULO 5

NORMATIVA PARA PUENTES CON AISLADORES Y DISIPADORES DE ENERGÍA

Los grandes daños y pérdidas generados por los fallos en los puentes durante los últimos sismos importantes, así como la creciente instalación de dispositivos de control, impulsaron la elaboración de las primeras normas para el diseño de puentes que utilizan sistemas de aislamiento y disipación de energía. Las especificaciones para el diseño de puentes con apoyos de neopreno con núcleo de plomo, editadas por el Ministerio de Obras y Desarrollo de Nueva Zelanda (New Zealand, 1983), constituyen las primeras normas para la protección sísmica de puentes con un sistema de aislamiento y disipación de energía. Posteriormente, en la década de 1990 se publican por vez primera recomendaciones oficiales en Estados Unidos, Japón, Italia y en general, en los países europeos, a través del Eurocódigo (1998).

Un signo del estado de desarrollo de una tecnología es la disponibilidad de guías de diseño, normas, especificaciones y libros de texto, que permitan su aplicación práctica en estructuras reales. La falta de normas y especificaciones de carácter legal se ha considerado como uno de los impedimentos para la utilización de los sistemas de control. A la fecha, las normas existentes se limitan a los sistemas de aislamiento y disipación de energía, sin incluir aspectos relacionados con los amortiguadores de masa (TMD) o de líquido (TLD). Para los sistemas activos aún no se han editado especificaciones o guías de diseño que contribuyan a su aplicación práctica en forma más amplia.

En este capítulo no se pretende dar una descripción exhaustiva de las diferentes normas existentes, sino comentar y evaluar los principales criterios adoptados por algunas normas, con el propósito fundamental de dar a conocer un panorama general del estado del arte que guarda la normativa para el diseño de puentes con aislamiento en diferentes partes del mundo.

5.1 AASHTO

Las normas publicadas en 1991 por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) incorporan un suplemento titulado “Guide Specifications for Seismic Isolation Design” (American, 1991), que presenta las

especificaciones para el diseño sísmico de puentes con aislamiento, para su aplicación en Estados Unidos. Éstas normas están orientadas al proyecto de puentes nuevos y no se ofrece ninguna recomendación para la rehabilitación de estructuras existentes, a pesar de que en Estados Unidos aproximadamente el 50% de los proyectos de puentes que incorporan un sistema de aislamiento sísmico, corresponden al refuerzo de puentes que han experimentado algún daño previo o que se consideran sísmicamente vulnerables (Mayes, 1994). En el periodo 1995 – 1997 se realizó una revisión completa de la guía y se publicó una nueva versión en 1999 (American, 1999). Las nuevas especificaciones incorporan recomendaciones para dispositivos deslizantes y disipadores de energía viscosos, modifican algunos aspectos relativos a los métodos de análisis y disminuyen los factores de reducción de las fuerzas elásticas.

5.1.1 Filosofía de diseño

Las normas permiten adoptar alguno de los dos criterios siguientes:

- a) Se acepta que durante un sismo importante ciertos elementos puedan experimentar un nivel de daño controlado, que sea factible de ser reparado y que se produzca en zonas de fácil acceso para que puedan realizarse los trabajos de rehabilitación necesarios. Esta filosofía es la misma que se establece en las AASHTO para los puentes convencionales, pero se espera obtener un beneficio económico como resultado del mejor comportamiento de un puente con aislamiento. Con este método se acepta reducir las ordenadas de los espectros de respuesta elásticos mediante un factor R, para tener en cuenta la disminución de la respuesta que se presenta cuando se producen deformaciones inelásticas en algunos de los elementos que forman la estructura, generalmente las columnas.
- b) El segundo criterio tiene como propósito disminuir el nivel de daño en la estructura con respecto al que se produce en los puentes convencionales. En este caso no se busca un beneficio económico, sino un mejor comportamiento del puente como consecuencia del aislamiento sísmico. Con este criterio se pretende que la estructura permanezca prácticamente elástica durante el sismo de diseño, y por ello no se admiten coeficientes de reducción de la respuesta R, mayores que 1.5. Para los puentes clasificados como críticos, se debe diseñar para una respuesta elástica ($R = 1.0$), para asegurar la ausencia total de daño durante el sismo de diseño. Cabe aclarar que los únicos elementos que si experimentarán deformaciones importantes dentro del régimen inelástico son los propios dispositivos, ya que son ellos los encargados de disipar la mayor parte de la energía.

5.1.2 Peligrosidad sísmica

Nivel de intensidad sísmica. Se emplean los mismos niveles de intensidad sísmica que se proponen para el diseño de puentes convencionales. El primer nivel se denomina sismo de diseño y tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. El segundo nivel corresponde a eventos con un periodo de retorno de 2500 años y se le conoce como máximo sismo probable. La

relación entre el periodo de retorno (T_R) y la probabilidad de excedencia (p_N) en un periodo de N años, se obtiene a partir de las ecuaciones siguientes, que asumen que los sismos de diseño son eventos independientes,

$$T_R = \frac{1}{p_1}$$

$$p_N = 1 - (1 - p_1)^N$$

donde p_1 representa la probabilidad anual de excedencia.

Los puentes que deben permanecer abiertos al tránsito de vehículos de emergencia y de defensa inmediatamente después de un sismo se denominan puentes esenciales y se diseñan para un nivel correspondiente a un periodo de retorno de 475 años (sismo de diseño). Los puentes que deben permanecer abiertos al tránsito de todo tipo de vehículos después de un gran sismo se les conoce como puentes críticos y se diseñan para un periodo de retorno de 2500 años (máximo sismo probable).

Cabe señalar que no se admite que el coeficiente de aceleración para el diseño de puentes aislados sea inferior a 0.1, lo que representa un incremento del nivel de intensidad del doble en la mayor parte de las regiones designadas por la norma como zona A.

Efectos de sitio. Los perfiles del suelo se clasifican de la misma forma que en las estructuras convencionales y son representativos de las diferentes formas espectrales, seleccionadas a partir de un estudio estadístico de sismos registrados en el pasado. Los coeficientes de sitio (S_i) que corresponden a las diferentes estratigrafías del terreno, reflejan la relación existente entre los espectros de respuesta del terreno en la región de velocidad constante (de 1.1 a 3.0 segundos) y son:

Tipo de suelo	I	II	III	IV
Si	1.0	1.5	2.0	2.7

Tabla 5.1 Coeficientes para considerar los efectos de sitio (American, 1999)

Los valores recomendados en los diseños convencionales son 1.0, 1.2, 1.5 y 2.0, para los tipos de suelo I, II, III y IV, respectivamente.

Factores de reducción de la respuesta elástica. Los factores de reducción (R) son la mitad de los valores que se proponen para puentes convencionales, con el propósito de asegurar que la respuesta de la subestructura sea elástica y que el disipador de energía resulte efectivo. No se propone un valor $R = 1.0$, pues se considera que existe capacidad adicional por efecto de la sobrerresistencia y redundancia que existe en las estructuras.

5.1.3 Métodos de análisis

El método de análisis que debe aplicarse en cada caso depende de la zona sísmica, de la geometría de la estructura y de la importancia del puente. El criterio que se utiliza para definir el tipo de análisis que debe utilizarse, es el mismo que en un diseño convencional y comprende cuatro procedimientos:

1. Método de la carga uniforme
2. Análisis de un sistema de un solo grado de libertad
3. Análisis de un sistema de varios grados de libertad
4. Análisis en el tiempo

Los puentes equipados con dispositivos que tengan un comportamiento elasto - plástico perfecto y los que trabajan por fricción sin un sistema de auto centrado, requieren un análisis en el tiempo. Esta recomendación obedece a que el concepto de amortiguamiento equivalente que se propone en las normas, es independiente del coeficiente de fricción de los sistemas que trabajan por deslizamiento, así como de la fuerza de fluencia que define el comportamiento de los materiales elasto – plástico perfectos, de forma que el concepto de amortiguamiento equivalente deja de ser aplicable. En el caso de sistemas que carezcan de fuerza de auto centrado los desplazamientos totales pueden subestimarse por lo que también es necesario realizar un análisis en el tiempo.

Método de la carga uniforme

La fuerza estática equivalente (F) puede obtenerse simplemente con:

$$F = C_s W$$

donde W es la carga muerta del tramo de superestructura soportada por los aisladores, y C_s representa el coeficiente sísmico que se determina de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{AS_i}{T_e B}$$

donde: B es un coeficiente que depende del porcentaje de amortiguamiento del sistema de aislamiento y se obtiene de la tabla 5.2. Para porcentajes de amortiguamiento distintos a los indicados en la tabla se permite una interpolación lineal. En caso de que el amortiguamiento sea superior al 30% y el amortiguamiento no proceda de un disipador de tipo viscoso lineal, la expresión para linealizar el sistema deja de ser válida, y por ello se recomienda un análisis tridimensional en el tiempo con base en los ciclos de histéresis del sistema. Se permite utilizar otro procedimiento de análisis pero no se podrá emplear un valor de B mayor que 1.7. El porcentaje de amortiguamiento de los dispositivos de aislamiento se obtiene directamente de las pruebas realizadas conforme con los criterios

indicados en el propio reglamento. Es importante mencionar que la norma no especifica la forma en que debe incluirse el amortiguamiento de los otros elementos del puente.

T_e es el periodo de vibración en segundos, estimado con,

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum k_{eff}}}$$

g es la aceleración de la gravedad

$\sum k_{eff}$ es la suma de las rigideces lineales efectivas correspondientes al desplazamiento de diseño de todos los apoyos que soportan el tramo de superestructura en cuestión. Al determinar la rigidez efectiva deberá considerarse la rigidez de la subestructura (k_{sub}) conectada en serie:

$$\sum k_{eff} = \sum \left(\frac{k_{sub} k_{eff}}{k_{sub} + k_{eff}} \right)$$

Amortiguamiento (% del crítico)	≤ 2	5	10	20	30	40	50
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

Tabla 5.2 Coeficiente de amortiguamiento (American, 1999)

El coeficiente sísmico C_s es un coeficiente adimensional, que al multiplicarlo por g , representa el valor de la aceleración del espectro de respuesta elástico S_a . A partir de esta aceleración, se pueden aproximar los desplazamientos de los aisladores sísmicos (d_i), mediante:

$$S_a = C_s g = \omega^2 d_i$$

$$d_i = \frac{1}{\omega^2} \frac{AS_i}{T_e B} g$$

$$d_i = \frac{T_e^2}{4\pi^2} \frac{AS_i}{T_e B} g$$

Al sustituir $g = 981 \text{ cm/s}^2$, d_i es aproximadamente igual a:

$$d_i = \frac{25 AS_i T_e}{B} \quad [cm]$$

Como C_s puede escribirse:

$$C_s = \frac{\omega^2 d_i}{g}$$

La fuerza estática equivalente también puede representarse como una función del desplazamiento de los aisladores sísmicos d_i :

$$F = \frac{W \omega^2}{g} d_i$$

Las ecuaciones para determinar la fuerza y el coeficiente sísmico con este método son aplicables a dispositivos histeréticos. Para disipadores de tipo viscoso la fuerza debe estimarse para tres etapas distintas:

- Cuando el desplazamiento del dispositivo es máximo, la velocidad es cero y la fuerza de tipo viscoso es cero, por lo que se pueden aplicar las expresiones anteriores.
- Cuando la velocidad es máxima y el desplazamiento es cero, la fuerza debida al amortiguamiento viscoso (F_v) puede estimarse a partir del desplazamiento máximo del amortiguador d_d :

$$F_v = \frac{2\pi d_d}{T_{eff}}$$

en este caso deberá considerarse además la fuerza de los aisladores (elastómeros, sistemas deslizantes o cualquier dispositivo adicional al disipador viscoso).

- Cuando la fuerza de inercia total es máxima (aceleración de la superestructura), la fuerza sísmica máxima en la superestructura del puente es:

$$F = (f_1 + 2\beta_d f_2) C_s W$$

donde: k_{eff} es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento sin considerar los dispositivos viscosos

β_d es la fracción del amortiguamiento efectivo debida a los dispositivos viscosos

$$f_1 = \cos[\tan^{-1}(2\beta_d)]$$

$$f_2 = \sin[\tan^{-1}(2\beta_d)]$$

La distribución de la fuerza de la superestructura entre los elementos de la subestructura se basa en los desplazamientos de los apoyos $f_i d_i$, en los desplazamientos de la subestructura $f_i d_{sub}$ y en la velocidades de los amortiguadores $f_2 \frac{2\pi d_d}{T_{eff}}$

En la figura 5.1 se muestran los coeficientes sísmicos normalizados con respecto al coeficiente de aceleración A, para un puente convencional y para un puente aislado. Los espectros corresponden a un sistema de aislamiento con un amortiguamiento de 5%, al que le corresponde un valor de $B = 1.0$; y para $S_i = 1.0$, valor asignado al suelo firme. Se observa que el coeficiente sísmico para una estructura convencional es mayor para valores de $T_e > 1.0$. Esta diferencia se debe a que el coeficiente sísmico que proponen las AASHTO para el diseño sísmico de estructuras convencionales:

$$C_{sm} = \frac{1.2 AS}{T^{2/3}}$$

es mayor que el de los espectros elásticos, ya que se considera que en los puentes convencionales de periodos elevados, se concentran altas demandas de ductilidad en pocas columnas, y se incrementan los problemas de inestabilidad conforme el periodo aumenta. Por tal motivo, se acepta cierto grado de conservadurismo al definir el espectro de diseño en un puente convencional de periodo elevado. Por otra parte, el coeficiente sísmico que proponen las AASHTO para el aislamiento sísmico está relacionado directamente con el espectro de respuesta elástico del terreno, para reflejar lo más fielmente posible el efecto benéfico que se logra con la flexibilización del sistema y con la disipación de energía.

Para los suelos tipo II y III (figura 5.2) existe una mayor semejanza en los coeficientes sísmicos en el intervalo de periodos elevados, que son los de mayor interés para puentes con aislamiento, a pesar de que se mantiene la misma relación entre el coeficiente sísmico y el periodo, debido a que los coeficientes de sitio S_i que se proponen en un diseño convencional son menores que los de puentes aislados.

Análisis de un sistema de un solo grado de libertad

Dado que los desplazamientos laterales de una estructura aislada se concentran en los apoyos, el movimiento de la estructura sobre los aisladores se asemeja al de un cuerpo rígido y la respuesta puede aproximarse a la del primer modo de vibración. Con esta base se propone el método de un solo grado de libertad, en el que se representa el efecto del sismo mediante la fuerza estática equivalente (F) estimada con las expresiones que se utilizan en el método de la carga uniforme. El procedimiento de análisis y diseño sigue los mismos criterios especificados en las AASHTO para los diseños convencionales. Sin embargo, dado que la superestructura se comporta como un sólido rígido, el procedimiento resulta más simple, ya que se requiere definir únicamente la intensidad de la carga estática equivalente $p_e(x)$ y aplicarla a la superestructura para determinar los desplazamientos y las fuerzas en los elementos:

$$p_e(x) = w(x)C_s$$

donde: $w(x)$ es la carga muerta debida a la superestructura del puente por unidad de longitud.

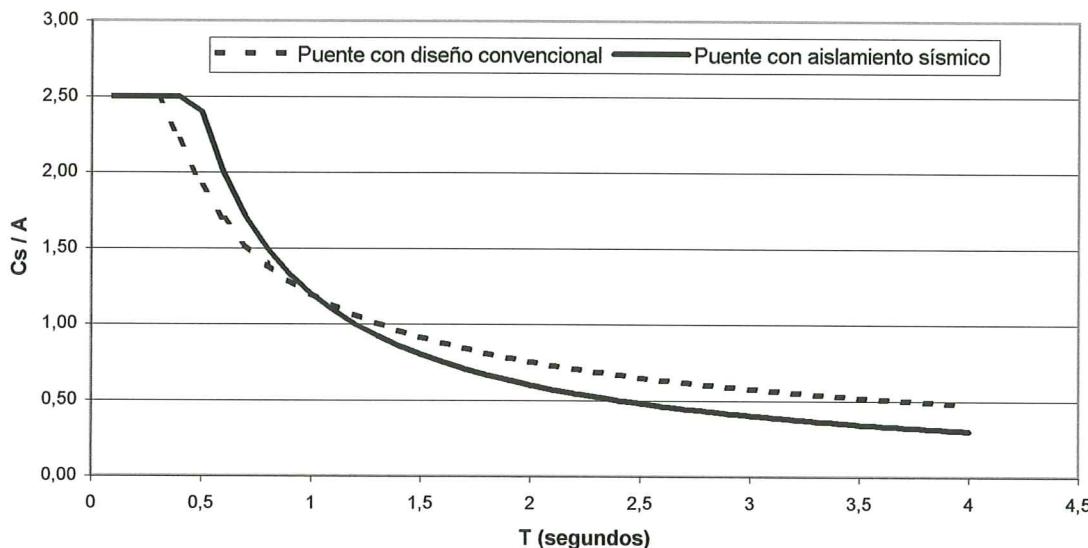


Figura 5.1 Coeficiente sísmico para un puente con aislamiento sísmico y para un puente convencional (suelo tipo I y $B = 1.0$).

En el método estático no se hace ninguna referencia a la posibilidad de un incremento en los desplazamientos y fuerzas debido al efecto de torsión que se produce por la distribución irregular de la rigidez en planta o elevación.

Análisis de un sistema de varios grados de libertad

Los criterios de análisis son los mismos que se proponen en las normas para los puentes tradicionales, con las siguientes observaciones:

- a) La rigidez de los aisladores que debe considerarse en el análisis es la rigidez efectiva (k_{eff}) correspondiente al desplazamiento de diseño (d_i), como se indica en la figura 5.3.
- b) El espectro de respuesta elástico es el mismo que se emplea para el análisis de sistemas de un solo grado de libertad y puede reducirse mediante el factor B que se especifica en la tabla 5.2, para tener en cuenta el amortiguamiento de los modos aislados. Se consideran modos aislados a todos aquéllos cuyo periodo sea superior a $0.8 T_{eff}$. El 5% que se emplea tradicionalmente se mantiene para los otros modos.

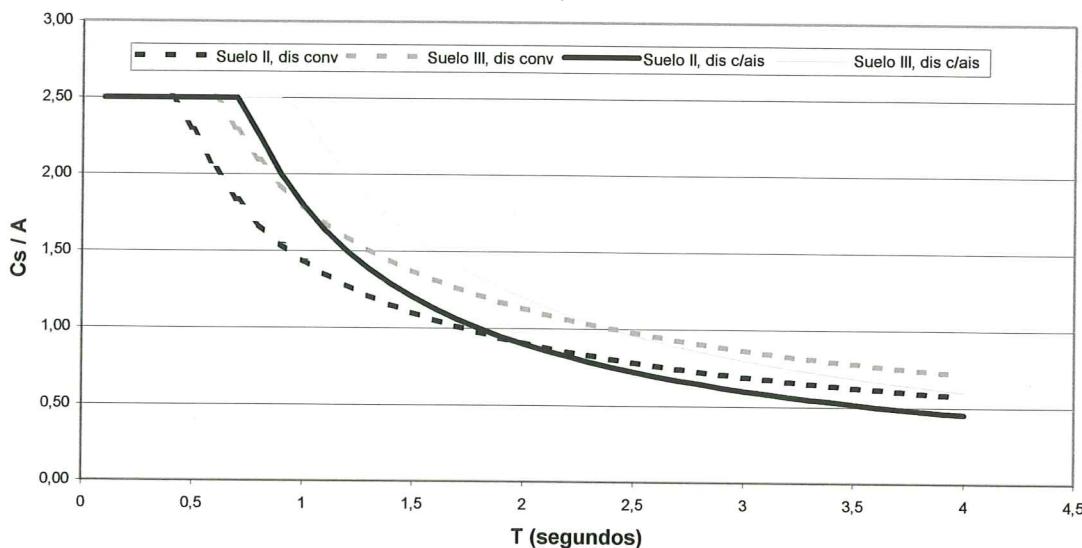


Figura 5.2 Coeficiente sísmico para un puente con aislamiento sísmico y para un puente convencional ($B = 1.0$ y suelos tipo II y III).

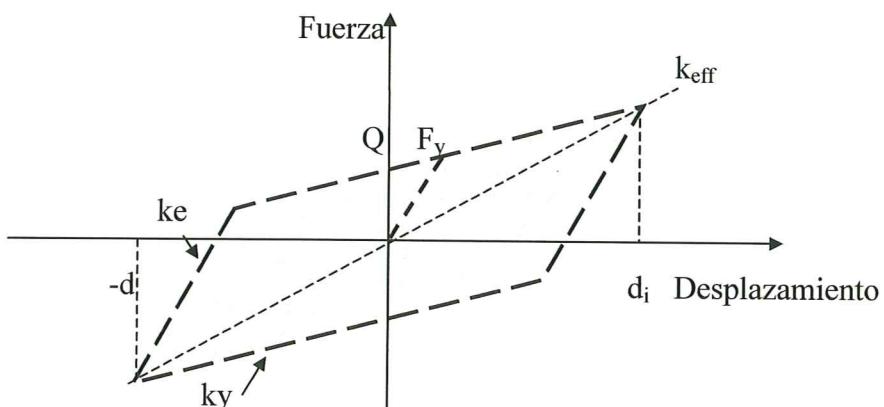


Figura 5.3 Rigidez efectiva de los aisladores

Análisis en el tiempo

Deben vigilarse dos aspectos principales cuando se aplica un análisis en el tiempo: que las historias de aceleración que se utilicen se ajusten lo más posible a los espectros del sitio que proponen las normas, y que el modelo inelástico de la estructura y de los aisladores sea representativo de su comportamiento. Bajo esta perspectiva, las AASHTO proponen los siguientes requisitos para los puentes con aislamiento:

- Deberán seleccionarse como mínimo tres pares de componentes del movimiento horizontal, cada uno de ellos registrado en diferentes eventos sísmicos. Su duración debe ser consistente con la magnitud y características de la fuente del sismo de diseño.

- b) Para que los registros sean compatibles con el espectro de diseño podrán ser escalados de acuerdo con el siguiente procedimiento: se construye un espectro a partir de la combinación SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) de los espectros correspondientes al 5% de amortiguamiento de cada una de las componentes; el espectro resultante no debe quedar por debajo de 1.3 veces el espectro de diseño para el mismo amortiguamiento, en el intervalo de períodos de 1.0 T_{eff} a 5.0 T_{eff} .
- c) Las propiedades no lineales del aislador se determinarán y verificarán mediante ensayos experimentales realizados conforme con los requisitos establecidos en el mismo reglamento.

Propiedades de diseño de los sistemas de aislamiento

El análisis estructural deberá considerar los valores máximos y mínimos de la rigidez posterior a la fluencia ky y de la resistencia característica Q (ver figura 5.3), ya que el amortiguamiento equivalente (área de los ciclos de histéresis) depende de Q y la rigidez efectiva depende de Q y ky . Los valores máximos y mínimos pretenden considerar las variaciones de las propiedades mecánicas de los dispositivos debido a efectos tales como: temperatura, envejecimiento, corrosión, velocidad y contaminación. Para estimar los valores límite se proponen factores de modificación (λ_{max} y λ_{min}) que modifican los valores de ky y Q .

Los factores λ_{max} y λ_{min} pueden obtenerse a partir de pruebas de caracterización definidas en la propia norma, o podrán utilizarse los valores recomendados en el anexo A de las especificaciones.

5.1.4 Combinación de las diferentes componentes del movimiento del terreno

En el método de un sistema de un grado de libertad y en el de varios grados de libertad, el efecto de las distintas componentes del movimiento del terreno se representa mediante las siguientes combinaciones de los valores absolutos de las fuerzas que se generan por la acción del sismo en las direcciones ortogonales Ex y Ey :

$$Ex + 0.3 Ey$$

$$0.3 Ex + Ey$$

En el análisis en el tiempo se considerarán como mínimo tres pares distintos de historias de aceleración y se aplicará cada uno de ellos en forma simultánea al modelo. El desplazamiento será la suma vectorial de los desplazamientos en cada instante de tiempo. El máximo valor que resulte de los análisis para cada uno de los parámetros de interés, será el que deberá utilizarse en el diseño. Si se utilizan más de siete pares de acelerogramas se podrá utilizar el valor promedio.

5.1.5 Desplazamientos

Debe proporcionarse una holgura suficiente para permitir los desplazamientos laterales debidos a las cargas horizontales aplicadas en cada una de las dos direcciones ortogonales. El espacio libre mínimo que deberá proporcionarse es:

$$\frac{20 A S_i T_{eff}}{B} \geq 2.5 \quad [cm]$$

En la dirección longitudinal puede emplearse un tope sísmico entre el estribo y la losa. También es necesario verificar que existe un espacio suficiente para permitir las deformaciones laterales debidas a acciones no sísmicas, como las debidas al viento, fuerzas longitudinales y fuerzas centrífugas.

5.1.6 Otros requisitos

Debido a que una de las características de un sistema de aislamiento es la flexibilización del sistema, es importante verificar que la rigidez inicial de los dispositivos sea lo suficientemente elevada para limitar los desplazamientos generados por las acciones de frenado, centrífugas y de viento. En caso de que los dispositivos de aislamiento no cuenten con la rigidez inicial necesaria deberá proporcionarse un sistema elástico que limite el movimiento generado por las fuerzas mencionadas.

Debe proveerse una fuerza de auto centrado en aquéllos sistemas cuya fuerza de recuperación sea dependiente del desplazamiento (tipo muelle). En estos casos deberá proveerse al sistema con una fuerza de recuperación para un desplazamiento d_i que sea mayor que la fuerza para un desplazamiento 0.5 d_i , en una cantidad superior a 80/W. Además la rigidez tangente del sistema para los desplazamientos que pueda experimentar el dispositivo, deberá producir un periodo menor que 6.0 segundos.

El sistema de aislamiento debe contar con un factor de seguridad de 3 para cargas verticales en su estado sin deformar. Debe ser estable para 1.2 veces la carga muerta más cualquier carga vertical generada por sismo (positiva o negativa), para un desplazamiento lateral igual a 1.5 veces el desplazamiento total de diseño en el caso de un sismo de 475 años de periodo de retorno y que produzca una aceleración mayor que 0.19g; o bien, 2 veces este mismo desplazamiento para un sismo de 475 años de periodo de retorno que produzca una aceleración menor que 0.19g.

5.1.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento

Las especificaciones de las AASHTO exigen que las características necesarias para el análisis y diseño de un puente con aislamiento procedan de pruebas realizadas directamente en aisladores iguales a los que se instalarán en la estructura, o en dispositivos con características semejantes, certificadas y aprobadas previamente por el fabricante. En aquellos casos en que no puedan realizarse las pruebas a escala natural porque los requerimientos de los ensayos excedan la capacidad de los equipos de prueba disponibles, se admite la extrapolación de resultados para prototipos que cumplan con las leyes de similitud.

Las pruebas deben realizarse en dos prototipos del mismo tipo y tamaño al de los dispositivos que se emplearán en la obra, considerando el nivel de carga vertical que soportará cada apoyo. Los dispositivos que se utilicen en las pruebas no podrán emplearse en la estructura. El número de ciclos y el máximo desplazamiento para cada una de las pruebas que deben realizarse en los prototipos, se especifican en el inciso 13.2 de las especificaciones.

Las características fuerza – desplazamiento se basaran directamente en los resultados de las pruebas. La rigidez efectiva se determina como:

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n}$$

donde F representa la fuerza máxima y Δ el desplazamiento máximo en la prueba. Los subíndices p y n se refieren a los valores positivos y negativos.

El porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente β del sistema de aislamiento se obtiene con la expresión:

$$\beta = \frac{area\ total}{2\pi \sum k_{max} d_i^2}$$

donde el área total es la suma de las áreas de los ciclos de histéresis de todos los aisladores. El área de histéresis de cada aislador será la menor de las áreas de cada una de los ciclos que resulten de las pruebas especificadas en la guía, para el nivel de desplazamiento de diseño. k_{max} es la rigidez efectiva máxima que se obtenga para los ciclos de histéresis correspondientes al desplazamiento de diseño.

5.1.8 Especificaciones adicionales para los apoyos elastoméricos

Los apoyos de neopreno utilizados con fines de aislamiento estarán sujetos a desplazamientos laterales significativos como consecuencia de las fuerzas laterales producidas por el sismo, por tal motivo, la guía para el diseño de puentes aislados de las AASHTO establece requisitos adicionales para que los apoyos elastoméricos cuenten con mayor estabilidad ante el vuelco y bajo la combinación de cargas verticales y laterales.

Aunque no se especifica directamente una limitación al nivel de carga vertical que un apoyo elastomérico puede admitir, la máxima deformación cortante que se permite en el neopreno para la combinación de las diferentes acciones, representa indirectamente un límite a la máxima carga vertical que el apoyo puede soportar. La deformación tangencial máxima es el resultado de la contribución de las siguientes deformaciones:

- a) Deformación tangencial debida a la compresión generada por la carga vertical (γ_c):

Si $S \leq 15$

$$\gamma_c = \frac{3SP}{2A_r G(1+2kS^2)}$$

donde:

$$A_r = A_b \left(1 - \frac{\Delta_c}{B}\right)$$

- Δ_c desplazamiento debido a la carga vertical
 P carga vertical máxima
 k constante del material
 K módulo volumétrico del elastómero. En ausencia de datos podrá usarse un valor de 2 000 MPa
 S factor de forma, igual a la relación entre el área cargada y el área libre de las capas de neopreno
 A_b área de la sección transversal del apoyo

El valor de $4G(1+2kS^2)$ es el módulo de compresión del apoyo bajo la hipótesis de que el neopreno es un material incompresible. Para factores de forma (S) elevados, la hipótesis de un material incompresible conduce a sobre valorar el módulo de compresión del material, y por lo tanto, a subestimar las deformaciones tangenciales. Para tener en cuenta la compresibilidad del neopreno se introduce un factor empírico que permite estimar el módulo de compresión para valores mayores de S.

Si $S > 15$

$$\gamma_c = \frac{3P(1+8GkS^2/K)}{4A_r GkS}$$

- b) Deformación tangencial debida al desplazamiento lateral ($\gamma_{s,s}$):

$$\gamma_{s,s} = \frac{\Delta_s}{T}$$

- donde:
- | | |
|------------|--|
| Δ_s | desplazamiento lateral debido a las fuerzas horizontales sin incluir el desplazamiento producido por sismo |
| T | suma de los espesores de las capas de neopreno = $\sum t_i$ |
| t_i | espesor de la capa de neopreno i |

c) Deformación tangencial debida al sismo ($\gamma_{s,eq}$):

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_i}{T}$$

donde: d_i desplazamiento lateral debido a sismo

c) Deformación tangencial debida a rotación (γ_r):

$$\gamma_r = \frac{B^2 \theta}{2t_i T}$$

donde: B dimensión en planta en la dirección de carga en un apoyo rectangular, o diámetro en un apoyo circular
 θ rotación del apoyo

Los requisitos que deben satisfacer los apoyos elastoméricos son:

$$\gamma_c \leq 2.5$$

$$\gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r \leq 5.0$$

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5 \gamma_r \leq 5.5$$

En el artículo 15 de la guía de las AASHTO se presentan algunas pruebas adicionales que deberán cumplir los apoyos elastoméricos que serán utilizados con fines de aislamiento sísmico.

5.1.9 Especificaciones adicionales para los apoyos deslizantes

Los apoyos deslizantes estarán compuestos por dos superficies planas o curvas fabricadas de materiales diferentes. Una de las superficies en contacto estará formada por un material suave, usualmente teflon, que desliza sobre un material duro, de superficie lisa, generalmente de acero inoxidable. La fuerza de auto centrado será proporcionada por un dispositivo adicional, como puede ser un muelle, o a través de la acción gravitatoria en el caso de superficies curvas.

Dado que la combinación de algunos materiales puede favorecer la corrosión severa, se restringe el uso de los siguientes materiales:

- acero estructural y latón
- acero estructural y bronce
- acero estructural y cobre

- acero estructural y aluminio
- acero estructural con cromo

Otros materiales que también llegan a favorecer la corrosión aunque no en forma tan severa como los anteriores son:

- acero inoxidable con latón
- acero inoxidable con bronce
- acero inoxidable con cobre

Las características adicionales que deben cumplir los apoyos deslizantes, tales como: el acabado de las superficies, las propiedades de los materiales, la geometría, los coeficientes de fricción, y otras propiedades, se establecen en el artículo 17 de las especificaciones.

5.2 EUROCÓDIGO 8

5.2.1 Filosofía de diseño

Se proponen dos criterios de diseño denominados aislamiento total y aislamiento parcial. En caso de adoptarse un criterio de aislamiento total, el diseño se orienta a conseguir que el puente permanezca dentro del campo elástico con excepción del propio sistema de aislamiento. Si se pretende un aislamiento parcial, se permite que los pilares incursionen en el campo post - elástico, pero el tablero deberá permanecer en el régimen elástico.

Si se consigue un aislamiento total se evitara el daño en los elementos estructurales durante un sismo con intensidad equivalente a la de diseño, a diferencia de un puente convencional, en el que se espera que la deformación inelástica de algunos de sus elementos contribuya a disipar la energía que introduce el sismo en la estructura; de esta forma se mejora el comportamiento del puente pero no se puede asegurar un beneficio económico derivado de la instalación del sistema de aislamiento. Un aislamiento parcial tiene como objetivo reducir los costes de proyecto, aprovechando la disminución de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales, pero se mantiene el mismo nivel de comportamiento que en el caso de los puentes convencionales (figura 5.4).

5.2.2 Peligrosidad sísmica

Pueden emplearse los mismos espectros de diseño propuestos para los puentes convencionales excepto en aquellos puentes que tengan un periodo aislado mayor que 3.0 segundos, que se encuentren ubicados a menos de 15 km de una falla activa o que estén situados sobre un suelo tipo C (suelo blando). En estos casos deberá emplearse un espectro con el 5% de amortiguamiento debidamente justificado. Para los puentes de importancia media, se recomienda una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años; sin embargo, las normas no especifican cual es el periodo de retorno o la probabilidad de excedencia con la que debe construirse el espectro para el caso de los puentes con aislamiento.

Se consideran puentes de importancia superior a la media a los que son esenciales para el mantenimiento de las comunicaciones tras un desastre, aquellos cuyo fallo esté asociado a un gran número de muertes probables, o puentes grandes para los que se desea una vida útil superior a la media. En estos casos, y a falta de un estudio estadístico fiable sobre las acciones sísmicas, se incrementará en un 30% la acción sísmica de proyecto.

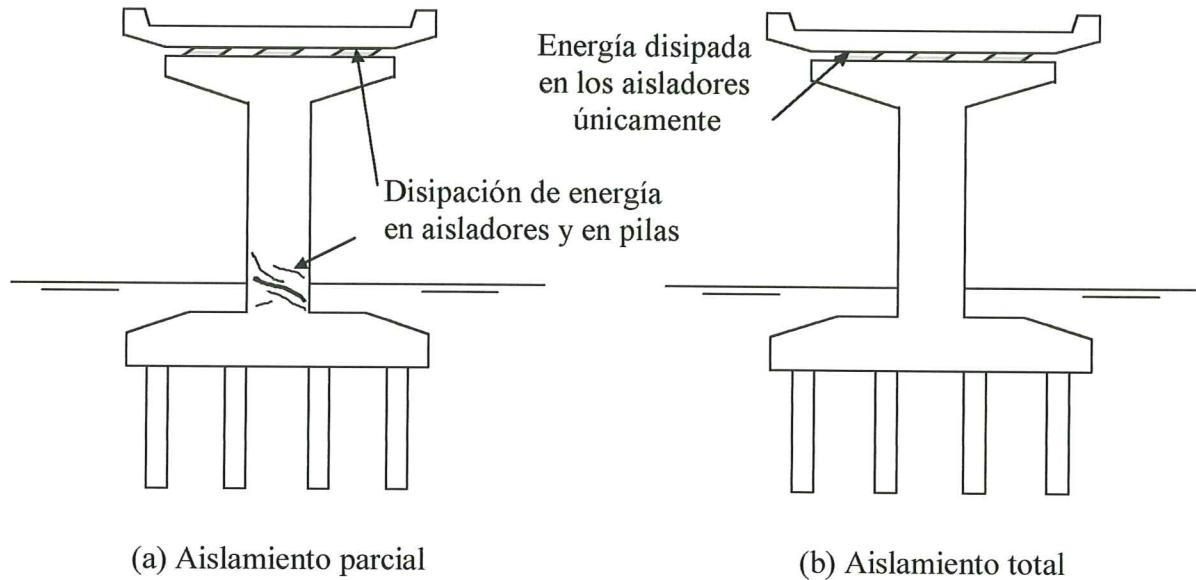


Figura 5.4 Comportamiento esperado en un puente con aislamiento total y parcial

Los puentes de importancia inferior a la media, representados por aquéllos puentes que no son críticos para el mantenimiento de las comunicaciones y para los que no se tiene justificación desde el punto de vista económico para la adopción de una vida normal de proyecto, se permite reducir la acción sísmica de proyecto al 70%.

5.2.3 Métodos de análisis

Se permiten tres tipos de análisis: el método del modo fundamental, el análisis de varios modos y el estudio no lineal de la respuesta a los acelerogramas. Los dos primeros métodos pueden emplearse en caso de adoptarse un criterio de aislamiento total del puente y utilizan el espectro de respuesta propuesto en la norma. El método no lineal puede aplicarse en cualquier caso y es el único aceptable si se desea un aislamiento parcial del puente. Los acelerogramas deberán cumplir los requisitos que se establecen posteriormente.

Análisis de un sistema de un solo grado de libertad.

Consiste en representar la acción sísmica mediante fuerzas estáticas equivalentes, obtenidas a partir de la ordenada del espectro de diseño correspondiente al periodo fundamental de vibración. El procedimiento de análisis será el mismo que se establece

para puentes convencionales. Este método puede aplicarse cuando se pretende un aislamiento total del puente y si se satisfacen los siguientes requisitos:

- La distancia del puente a la falla activa más próxima, es superior a 15 km
- El suelo donde se sitúa el puente es del tipo A o B (firme o medio)
- El periodo de la estructura aislada no es inferior a los 3.0 segundos y es como mínimo el triple del periodo de la estructura apoyada sobre una base fija elástica
- En la dirección longitudinal de puentes aproximadamente rectos, con tablero continuo, en los que las fuerzas sísmicas son resistidas por pilas con masa efectiva total inferior a 1/5 de la masa del tablero.
- En la dirección transversal de los puentes que cumplan con el inciso anterior, en los que, además, la excentricidad entre el centro de rigidez de los elementos de soporte y el centro de masas del tablero no exceda el 5% de la longitud del tablero.
- Cuando no exista una interacción significativa entre pilas de tramos simplemente apoyados, y en los que la masa efectiva de cada pila no es superior a 1/5 de la masa de la parte del tablero que se apoya sobre ella.

Además de los requisitos anteriores, deberán cumplirse los siguientes requisitos relativos al sistema de aislamiento:

- La rigidez del sistema de aislamiento será la rigidez secante mínima correspondiente al máximo desplazamiento de diseño que resulte de los ensayos.
- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento, correspondiente a los desplazamientos de diseño es, al menos, el 50% de la rigidez efectiva en 0.2 veces el desplazamiento de diseño.
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento obtenido a partir de los ensayos, no es mayor que el 10%
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga ni de las cargas verticales o bidireccionales
- La fuerza de recuperación del sistema de aislamiento es tal que su incremento entre 0.5 y 1.0 veces el desplazamiento de diseño, es mayor o igual que 0.025 la carga muerta sobre los aisladores

El modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar lo mas fielmente posible la distribución real de rigidez. La rigidez de pilas y estribos de hormigón armado podrán determinarse a partir de las secciones sin fisurar.

Análisis espectral de un sistema de varios grados de libertad.

Puede aplicarse en puentes con aislamiento total, ubicados en suelos tipos A o B (firmes o intermedios), que cumplan con los requisitos que se describen en el método anterior relativos al sistema de aislamiento. El procedimiento de análisis será el mismo que se establece para puentes convencionales.

Se considera el mismo límite que especifica AASHTO para considerar que un modo está aislado ya que se permite emplear el amortiguamiento efectivo ξ_I del sistema aislante en una amplitud igual al desplazamiento de proyecto, para periodos $T \geq 0.8 T_I$, donde T_I representa el periodo fundamental de la estructura aislada. Si $T < 0.8 T_I$ debe usarse un amortiguamiento del 5%.

Para valores de ξ_I diferentes al 5%, las ordenadas espectrales se multiplicarán por el factor η_I que puede obtenerse como:

$$\eta_I = \left[\frac{7}{2 + \xi_I} \right]^{0.35}$$

Al igual que en el método del modo fundamental, la rigidez de pilas y estribos de hormigón armado podrán determinarse a partir de las secciones sin fisurar.

El procedimiento de análisis y los efectos de torsión se ajustarán a las especificaciones para puentes convencionales. Se requiere tener en cuenta los efectos de carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga, en los casos en que el sistema aislante se vea afectado por estos parámetros.

Análisis con registros temporales

Deben utilizarse al menos tres pares de componentes horizontales de eventos registrados. Cada par de componentes horizontales se escalarán de forma que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) del espectro con 5% de amortiguamiento, no sea menor que 1.3 veces el espectro del sismo de diseño para el mismo amortiguamiento, y que no difiera en más del 10% en la banda de periodos comprendida entre 1.0 y 2.0 segundos.

La duración de los acelerogramas debe ser congruente con las características del foco del sismo de proyecto, y en el caso de emplazamientos a distancias inferiores a 15 km de una falla activa importante, deberán incorporar fenómenos de campo cercano.

Las características de deformación de los elementos en los que se admite cierta plastificación (pilares), se aproximarán lo más fielmente posible al comportamiento post elástico real.

El procedimiento de análisis será el mismo que se establece para puentes convencionales, teniendo en cuenta los efectos de carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga, en los casos en que el sistema aislante se vea afectado por estos parámetros.

5.2.4 Combinación de las diferentes componentes del movimiento del terreno

Para tomar en cuenta las diferentes componentes del movimiento en los métodos del modo fundamental y en el de varios modos de vibración, se combinarán los efectos de las dos componentes horizontales ortogonales del terreno (E_x , y E_y) de la forma siguiente:

$$E_x + 0.3 E_y$$

$$0.3 E_x + E_y$$

o bien,

$$E = \sqrt{E_x + E_y}$$

donde E es el efecto probable de la acción máxima debido a la acción simultánea de la acción en las direcciones ortogonales x,y.

En el análisis con registros temporales se considerarán como mínimo tres pares distintos de historias de aceleración y se aplicará cada uno de ellos en forma simultánea al modelo. El máximo valor que resulte de los análisis para cada uno de los parámetros de interés, será el que deberá utilizarse en el diseño.

5.2.5 Desplazamientos

El desplazamiento de proyecto de los aisladores (d_{Ex}) se determina a partir del desplazamiento máximo que se obtiene del estudio sísmico (d_E), al multiplicarlo por un factor de amplificación, cuyo propósito es el de incrementar la fiabilidad de los aparatos de aislamiento:

$$d_{Ex} = \gamma_x d_E$$

donde:

$$\gamma_x = \frac{0.8}{\sqrt{\alpha}}$$

y

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

g es la aceleración de la gravedad, a_g es la aceleración del espectro para $T = 0$, y

$$1.25 \leq \gamma_x \leq 3.0$$

El desplazamiento total de proyecto (d_{Exd}) puede estimarse como sigue:

$$d_{Exd} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts}$$

donde: d_G desplazamiento debido a las cargas permanentes y quasi permanentes (postensado, retracción y fluencia)

d_{Ts} valor de combinación de los desplazamientos térmicos

Deberán preverse las holguras suficientes para permitir los desplazamientos indicados.

5.2.6 Otros requisitos

Para fines de diseño los efectos sísmicos (E_{Id}) sobre los elementos de la superestructura y subestructura del puente aislado serán:

$$E_{Id} = 1.1 \frac{K_{\max}}{K_{\min}} E_I$$

donde: E_I son los efectos sobre la estructura aislada

K_{\max} es la rigidez efectiva secante máxima correspondiente al desplazamiento de proyecto

K_{\min} es la rigidez efectiva secante mínima correspondiente al desplazamiento de proyecto

El factor 1.1 (K_{\max} / K_{\min}) es un factor de sobrerresistencia.

En caso de que el sistema de aislamiento no asegure un comportamiento elástico de las secciones de la estructura (aislamiento parcial), deberán satisfacerse los requisitos sobre detalles de ductilidad y determinar los efectos de las acciones sobre los elementos teniendo en cuenta la presencia de las rótulas plásticas. En este caso deberán respetarse los requisitos para el detallado de las rótulas plásticas que se exigen en los puentes convencionales. La resistencia a flexión de las rótulas plásticas se hará con base en los valores de E_{Id} que resultan de:

$$E_{Id} = \frac{K_{\max}}{K_{\min}} E_I$$

La instalación de los dispositivos de aislamiento deberá tener en cuenta el acceso para la inspección y mantenimiento de los apoyos. Estos trabajos se realizarán conforme a un programa sistemático aprobado por las Autoridades Nacionales competentes.

Deberá verificarse también la estabilidad de los dispositivos ante cargas verticales durante el desplazamiento total de proyecto, bajo la siguiente combinación de carga:

$$G_k \pm \gamma_x A_{Ed}$$

donde: G_k carga fija del puente
 A_{Ed} combinación más desfavorable de las dos componentes sísmicas horizontales de proyecto

El coeficiente de seguridad al vuelco en la interfaz del aislamiento con cada soporte, bajo la combinación de carga anterior, no será inferior a 1.0. Se admite el levantamiento local de elementos individuales siempre y cuando no cause la inestabilidad de las unidades de aislamiento ni un incremento significativo de la tensión de otros elementos.

A pesar de los requisitos que se imponen a los ensayos para determinar las características de los dispositivos aisladores y de los programas de inspección y mantenimiento que se exigen a las estructuras con aislamiento, las recomendaciones que se incluyen en esta sección, muestran que se mantiene el conservadurismo en las normas mediante la amplificación de las fuerzas y desplazamientos que resultan de los análisis sísmicos de la estructura aislada.

5.2.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento

Los ensayos especificados en el Anexo J del Eurocódigo 8, están orientados a establecer y validar las propiedades de los dispositivos aisladores. Las características de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento deberán obtenerse a partir de la información proveniente de las pruebas experimentales, realizadas sobre dos probetas a escala natural de cada tipo y tamaño de las unidades que se aplicarán en el proyecto. El número y características de los ciclos de los ensayos, así como los requisitos de adecuación, están especificados en el anexo mencionado.

La rigidez efectiva (K_{eff}) de un aislador para cada ciclo de carga es:

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$$

donde: F y d son la fuerza máxima y el desplazamiento máximo, y los subíndices p y n se refieren a las cantidades positivas y negativas respectivamente.

El amortiguamiento efectivo (ξ_I) deberá calcularse mediante:

$$\xi_I = \frac{\text{área total}}{2\pi k_{\max} d_{Ed}^2}$$

el área total es la suma de las áreas de los ciclos de histéresis de todas las unidades aislantes y el área de cada unidad es la menor de los tres ciclos obtenidos en las pruebas experimentales.

Si el sistema aislante también estará sometido a carga vertical, los ensayos anteriores deberán realizarse para las cargas verticales adicionales siguientes:

$$1.2 G_k + |F_{Ed}|$$

$$0.8 G_k - |F_{Ed}|$$

donde G_k es la carga permanente y F_{Ed} es la carga vertical máxima producida por el sismo de proyecto.

Se considera que un dispositivo es dependiente de la velocidad de aplicación de la carga si existe una diferencia superior al 15% en la rigidez efectiva al nivel de desplazamiento de proyecto, cuando el ensayo se realiza a una frecuencia igual a la inversa del periodo efectivo del puente aislado (T_I), y al hacer el ensayo en cualquier otra frecuencia comprendida en la banda de 0.1 a 2.0 veces la inversa de T_I .

Para los sistemas aislantes que dependan de la velocidad de aplicación de la carga, los ensayos deberán realizarse a una frecuencia (f) comprendida en el intervalo $0.1/ T_I$ a $1.0/ T_I$. La frecuencia f deberá ser la mínima frecuencia de ensayo a la que la rigidez y el amortiguamiento efectivos en el desplazamiento de proyecto son al menos el 85% de los valores correspondientes cuando la unidad sea ensayada a una frecuencia igual a $1/ T_I$.

Se consideran elementos dependientes de la carga bilateral, aquellos dispositivos que presenten diferencias mayores al 15% en la rigidez efectiva al nivel de desplazamiento de proyecto, entre un ensayo unidireccional y uno bilateral. En caso de que el sistema se considere dependiente del efecto bilateral deberán realizarse pruebas adicionales como se indica en el inciso J.5 de la norma.

5.2.8 Especificaciones adicionales para los apoyos elastoméricos

Se permite el uso de apoyos elastoméricos normales como sistemas de aislamiento, aunque se hace notar que su empleo solo proporciona flexibilidad al sistema pero no incrementa la capacidad de disipación de energía, por lo que no existe una limitación a los desplazamientos que se producen como resultado de la flexibilización del sistema. Para este tipo de apoyos, con dureza Shore A 60 ± 5 , se permite utilizar los siguientes valores, a falta de datos provenientes de ensayos especiales:

$$\xi_I = 5\%$$

$$G = 1.2 \text{ N/mm}^2 \text{ para } \epsilon_s \leq 1.2$$

$$G = 1.6 \text{ N/mm}^2 \text{ para } \epsilon_s = 2.0$$

$$\epsilon_{bu} = 4.0$$

donde: ϵ_s es la deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto
 ϵ_{bu} es la deformación a la rotura

En la norma se denominan apoyos elastoméricos especiales, a aquellos que cumplen con los requisitos de ensayos para los sistemas de aislamiento sísmico que se indican en el Anexo J de la norma.

Al igual que en las AASHTO, no se establecen limitaciones especiales para la carga vertical máxima que puede soportar un apoyo sino que se previene de forma indirecta mediante la limitación de las deformaciones tangenciales. La deformación tangencial total de proyecto (ϵ_{td}) es la suma de las siguientes componentes:

$$\epsilon_{td} = \epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_\alpha$$

donde: ϵ_c es la deformación tangencial debida a la compresión
 ϵ_α es la deformación tangencial debida al giro
 ϵ_s es la deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto

La deformación tangencial debida a la compresión se obtiene mediante:

$$\epsilon_c = \frac{1.5 N_{sd}}{SG A_r}$$

donde: G es el módulo al corte del elastómero
 N_{sd} es el máximo esfuerzo axil en el apoyo considerando el sismo
 A_r es el área efectiva mínima del apoyo calculada como.

- Para apoyos rectangulares con placas de acero de dimensiones b_x y b_y

$$A_r = (b_x - d_{Edx})(b_y - d_{Edy})$$

- Para apoyos circulares con placas de acero de diámetro D

$$A_r = (\delta - \operatorname{sen} \delta) \frac{D^2}{4}$$

$$\text{con } \delta = 2 \arccos \left(\frac{d_{Ed}}{D} \right)$$

$$\text{y } d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$$

d_{Edx} y d_{Edy} son los desplazamientos relativos totales debidos a sismo según las direcciones x,y.

S es el factor de forma de la carga elastomérica relevante, definida como el área comprimida efectiva y el área lateral con libertad de deformación:

- Para apoyos rectangulares

$$S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y)t_i}$$

- Para apoyos circulares

$$S = \frac{D}{4t_i}$$

donde t_i es el espesor de las capas elastoméricas

La deformación tangencial debida al desplazamiento sísmico total de proyecto d_{Ed} , incluyendo los efectos de torsión es:

$$\varepsilon_s = \frac{d_{Ed}}{\sum t_i}$$

La deformación tangencial debida al giro es:

- Para apoyos rectangulares

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(b_x^2 \alpha_x + b_y^2 \alpha_y)}{2t_i \sum t_i}$$

donde α representa los giros según las dimensiones x, y de los apoyos.

- Para apoyos circulares

$$\varepsilon_\alpha = \frac{D^2 \alpha}{2t_i \sum t_i}$$

donde $\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$

Tanto los apoyos elastoméricos normales como los apoyos especiales deben cumplir las siguientes condiciones:

- La deformación tangencial total debe ser:

$$\varepsilon_{td} \leq 0.75 \varepsilon_{bu}$$

donde $\varepsilon_{bu} = 5$ para apoyos especiales

$\varepsilon_{bu} = 4$ para apoyos normales

- La deformación sísmica de proyecto debe cumplir:

$$\varepsilon_s \leq 2.0$$

- Para fines de estabilidad debe cumplirse alguno de los criterios siguientes:

$$\frac{b_{\min}}{\sum t_i} \geq 4$$

o bien,

$$\frac{N_{sd}}{A_r G} \leq \frac{2 b_{\min}}{3 \sum t_i} S_{\min}$$

donde: b_{\min} es la dimensión mínima del apoyo

S_{\min} es el factor de forma mínimo de las capas del apoyo

Adicionalmente se proporcionan condiciones para considerar que los apoyos no se deslizan. En caso de no cumplirse esta condición se deberán proveer medios de fijación para resistir el cortante de proyecto máximo.

5.3 AUTOSTRADE

Las “Instrucciones para la Protección Sísmica de Puentes con Dispositivos Aisladores – Disipadores” (Autostrade, 1991), editadas por el comité: Prevenzione antisísmica di manufatti della rete Autostrade S.P.A, se aplican a puentes con tableros simplemente apoyados o continuos que cuenten con dispositivos aisladores y disipadores de energía, con base en los principios generales contenidos en la parte I de las “Especificaciones Técnicas para Construcciones en Zonas Sísmicas”, editadas por el Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) y el Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT), así como en la parte I del Eurocódigo No. 8 (EC8). Se consideran tres tipos de dispositivos:

Dispositivos con carácter predominantemente elástico. Quedan comprendidos dentro de esta categoría aquellos dispositivos cuya función es únicamente la de incrementar el periodo de vibración de la estructura para alejarlo de las frecuencias en las que se concentra la energía del sismo. Se consideran dos tipos de dispositivos dentro de esta categoría:

- Los que tienen un amortiguamiento viscoso equivalente inferior al 8%

Se limita el uso de este tipo de dispositivos a puentes con vanos de longitud hasta de 25 metros, ubicados sobre terreno firme (tipo A)

- Aquéllos cuyo amortiguamiento viscoso equivalente es igual o mayor que 8% (dentro de este grupo pueden considerarse los apoyos de neopreno fabricados con aditivos que incrementan su capacidad de disipación de energía)

Los dispositivos con estas características pueden utilizarse en puentes con vanos hasta de 35 metros de longitud, ubicados en terrenos firmes o intermedios (tipos A o B)

Las limitaciones anteriores obedecen a la baja capacidad de disipación de energía que se considera que tienen las estructuras equipadas con estos dispositivos, que las hace vulnerables ante eventos sísmicos con características diferentes a las consideradas en el proyecto.

Dispositivos de comportamiento viscoelástico. En esta categoría quedan comprendidos los dispositivos cuya respuesta está en función de la velocidad de aplicación de la fuerza. Estos sistemas funcionan predominantemente como disipadores de energía y se recomienda su uso para mejorar la distribución de fuerzas entre los elementos resistentes, en aquellas estructuras que tienen una configuración estructural pobre que conduzca a una distribución desfavorable de las fuerzas de inercia.

Dispositivos de comportamiento elasto–plástico. Se refiere a los apoyos cuya capacidad de disipación de energía está definida por el comportamiento histerético del material. Estos dispositivos reducen la respuesta de la estructura gracias a la disipación de energía y al incremento del periodo de vibración.

No se admiten el uso de apoyos elastoméricos instalados en serie con otros dispositivos, como pueden ser los constituidos por superficies de acero y teflón.

5.3.1 Filosofía de diseño

La filosofía de diseño tiene como propósito garantizar la total ausencia de daño para un evento sísmico con un periodo de retorno de 50 años; evitar daños en los elementos estructurales, con excepción de los dispositivos de control, para sismos con periodo de retorno de 500 años; y aceptar daños controlados en el caso de sismos excepcionales, que permitan la operación del puente, aunque sea en forma limitada, con objeto de mantenerlo en operación durante emergencias sísmicas severas. Los niveles de aceleración del terreno y las zonas de distinta sismicidad son las mismas que se aplican en el diseño convencional y que están contenidas en la parte I de las “Especificaciones Técnicas para Construcciones en Zonas Sísmicas”, editadas por el CNR y el GNDT.

El comportamiento de la estructura debe revisarse para los tres niveles de intensidad sísmica mencionados. El comportamiento esperado del puente para cada uno de los niveles de intensidad sísmica es:

- a) *Nivel 1.* La estructura completa y los dispositivos de aislamiento y disipación de energía deben permanecer en el intervalo elástico y no deben existir deformaciones o movimientos residuales.
- b) *Nivel 2.* Los dispositivos que disipan la energía mediante la histéresis del material sufrirán deformaciones inelásticas severas, mientras que las pilas y los demás elementos estructurales deben permanecer en el intervalo elástico. Aunque se permiten movimientos residuales, las juntas de expansión no deben experimentar daño. Los dispositivos de aislamiento y disipación de energía deberán ser reemplazados, pero el puente seguirá siendo transitble aún cuando no se hayan efectuado los trabajos de reparación y sustitución de los aisladores.
- c) *Nivel 3.* Se admite la ocurrencia de daño ligero en los elementos estructurales; en particular, se admite una deformación máxima en las pilas de 1.5 veces la deformación elástica máxima. Se acepta la presencia de desplazamientos residuales, pero los elementos no deben perder su capacidad de apoyo como consecuencia de las deformaciones relativas o absolutas. El puente debe permanecer transitble, aunque sea a una velocidad restringida, a pesar de que todavía no se hayan efectuado los trabajos de rehabilitación.

5.3.2 Peligrosidad sísmica

Se propone el uso de espectros de diseño para tres tipos de suelo. Dado que las estructuras con aisladores se ven afectadas principalmente por las frecuencias bajas, del orden de 0.25 a 0.5 segundos, y a que existe poco conocimiento sobre las características de los sismos en la región de bajas frecuencias, se considera más apropiado optar por un criterio conservador en este intervalo de frecuencias y se asume un valor constante de la aceleración espectral en la zona de períodos superiores a los tres segundos.

Al tener en cuenta las diferentes condiciones para estimar la relación costo – beneficio en un puente existente, las instrucciones permiten una reducción máxima del 30% en los niveles de intensidad sísmica que se requieren para proyectar un puente existente con respecto a los que se aplican a una estructura nueva.

5.3.3 Métodos de análisis

Para verificar que el puente cumple con los requisitos del nivel de comportamiento 1, se permite el análisis dinámico modal con el espectro de respuesta propuesto en la norma. En general, en los niveles 2 y 3 es necesario efectuar un análisis aplicando un procedimiento de integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento; sin embargo, en el caso de que la estructura esté equipada con dispositivos de comportamiento predominantemente elástico, se admitirá el uso del método dinámico modal para los niveles de comportamiento 2 y 3.

En el caso de puentes largos o de puentes que se construyan sobre terrenos con cambios bruscos de sus propiedades dinámicas, será necesario considerar los movimientos fuera de fase de los apoyos; en caso contrario podrá asumirse el mismo movimiento en todas las pilas y estribos.

Deberá considerarse el nivel de amortiguamiento correspondiente al modo de vibración que se analiza y al nivel de las deformaciones que se presenten. Las ordenadas del espectro de respuesta para cualquier porcentaje de amortiguamiento μ , se obtienen dividiendo las ordenadas del espectro de diseño construido para 5% de amortiguamiento, mediante el factor $\sqrt{5/\mu}$.

Análisis dinámico modal

En vista de que para el nivel 1 de comportamiento, el puente y los dispositivos aislantes permanecen en el régimen elástico, se permite el uso del espectro de respuesta elástico propuesto en la norma independientemente del tipo de dispositivo que se considere.

Se recomienda que al modelar la estructura se tenga en cuenta todos los elementos y fuerzas adicionales que participan en la respuesta de un puente aislado, tales como: los aisladores – disipadores, las fuerzas de fricción en los apoyos, los conectadores sísmicos y los elementos para la unión entre tableros adyacentes.

Si se adopta un modelo de masas concentradas, las pilas deberán representarse al menos con tres masas ubicadas a intervalos constantes a lo largo de su longitud. Si la altura de la pila es menor que 10 m y su rigidez es considerablemente mayor que la rigidez secante de los dispositivos, se permitirá omitir la pila en el análisis.

Para puentes simplemente apoyados se permite suponer que el tablero es infinitamente rígido y modelarlo como una sola masa. En el caso de puentes continuos es necesario analizar la estructura como un todo, con al menos dos masas concentradas en puntos intermedios en cada vano.

En el caso del análisis modal se debe considerar como mínimo el siguiente número de modos (n):

$$n = 2 n_p n_d$$

donde n_p es el número de pilas considerado en el modelo y n_d es el número de direcciones que se aplican en forma simultánea en el análisis.

En el caso de dispositivos que trabajan por fricción, el análisis deberá efectuarse con los coeficientes de fricción mínimos y máximos y utilizar los valores más desfavorables para el diseño.

Análisis mediante la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento

Dado que los dispositivos disipadores no operan en el intervalo elástico es necesario el análisis no lineal mediante el uso de acelerogramas para realizar los análisis paso a paso. La duración de los acelerogramas debe ser de 20 segundos, con una zona de máximas aceleraciones de 12 segundos de duración.

Para cada puente se requieren ocho acelerogramas en cada dirección, consistentes con el espectro de diseño propuesto en la norma. Se permite el uso de acelerogramas artificiales pero se da preferencia al uso de acelerogramas naturales que cumplan con las siguientes características:

- La diferencia entre las ordenadas del espectro de diseño y las del espectro del registro no deben ser superiores al 20%.
- La diferencia entre las ordenadas del espectro de diseño y la media de las ordenadas del espectro de los ocho registros no deben ser superiores al 10%.

Los acelerogramas deberán ser escalados para los tres niveles de intensidad que recomienda la norma. La revisión de las deformaciones, desplazamientos y tensiones se hará con base en la media de los valores máximos del conjunto de acelerogramas que se emplean para cada nivel de intensidad.

5.3.4 Combinación de las diferentes componentes del movimiento del terreno

Las tres componentes del movimiento del terreno (x,y,z) se combinan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$E = E_x + 0.3 E_y + 0.2 E_z$$

$$E = 0.3 E_x + E_y + 0.2 E_z$$

$$E = 0.3 E_x + 0.3 E_y + E_z$$

En los casos en que se requiera un análisis tridimensional deberán aplicarse dos acelerogramas en direcciones ortogonales horizontales actuando simultáneamente. La componente vertical puede considerarse por separado y combinarla como se especifica anteriormente.

5.3.5 Desplazamientos

Para determinar los desplazamientos relativos es necesario considerar el efecto del movimiento fuera de fase. Si el análisis se realizó bajo la hipótesis de movimiento uniforme, el desplazamiento relativo será equivalente al máximo entre el valor medio obtenido del análisis y el siguiente:

$$S = \frac{a_g d_0 x}{500 g} \leq \frac{0.64 a_g d_0}{g}$$

donde: a_g aceleración máxima del terreno
 d_0 desplazamiento del terreno normalizado
 x distancia entre apoyos
 g aceleración de la gravedad

Es necesario verificar que los desplazamientos causados por otras acciones, tales como: viento, vehículos, etc., no interfieran con la funcionalidad de la estructura ni con el comportamiento de los dispositivos disipadores.

5.3.6 Otros requisitos

En los dispositivos de comportamiento predominantemente elástico se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$r_1 \leq 100\%$$

$$r_3 \leq 150\%$$

donde:

$$r_i = \frac{S_i}{h}$$

h es la altura del apoyo

S_i es el desplazamiento para los diferentes niveles de intensidad i.

Los dispositivos de tipo elasto - plástico deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$\frac{F_e}{F_3} \geq 0.6$$

y

$$e_d \geq 0.7$$

donde

F_e es la fuerza elástica máxima

F_3 es la fuerza correspondiente al desplazamiento máximo (S_3)

e_d representa la eficiencia de disipación de energía, definida como:

$$e_d = \frac{\int_{ciclo} F ds}{4 F_3 S_3}$$

El numerador representa la energía media disipada en un ciclo y se obtiene como el valor medio de los ocho ciclos de prueba para el nivel de intensidad 3. El denominador es la energía disipada por un elemento perfectamente plástico.

5.3.7 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento

Las propiedades de los aisladores deberán obtenerse directamente de las pruebas experimentales realizadas en al menos dos dispositivos a escala natural. Los

dispositivos que se utilicen en los ensayos no podrán ser instalados en la estructura. Cuando las dimensiones de los aisladores no permita realizar las pruebas en los prototipos, se permite extrapolar los resultados obtenidos en pruebas a escala reducida, siempre y cuando se respeten las condiciones de similitud entre el modelo y el dispositivo real. El número y características de las pruebas se establecen en el Item 3.3 de la guía.

5.4 MANUAL DE DISEÑO MENSHIN

En el año 1989 se publicó la primera guía para el diseño de puentes con aislamiento sísmico en Japón, titulada “Instrucciones para el Diseño de Puentes con Aislamiento Sísmico”; tres años después, un equipo formado por el Instituto de Investigación de Obras Públicas y 28 compañías privadas, editaron el “Manual para el Diseño de Puentes con el Sistema *Menshin*” (Kawashima y Unjoh, 1994), que se incorporan a las “Especificaciones de Diseño de Puentes de Autopista” de la Asociación Japonesa de Carreteras de 1996 (Japan, 1996). “Menshin” significa reducción de la respuesta en japonés, y es el nombre con el que se conoce actualmente al procedimiento de diseño de los sistemas de aislamiento y disipación de energía, cuyas características principales se describen a continuación.

5.4.1 Filosofía de diseño

Aunque en las especificaciones se reconoce que la flexibilización de una estructura permite reducir la energía sísmica de entrada, la filosofía del diseño “Menshin” consiste en no incrementar de manera intencionalmente el periodo de un puente, sino en aumentar la capacidad de disipación de energía y distribuir de manera uniforme la fuerza de inercia entre todos los apoyos. Las razones en las que se basa esta filosofía son:

- 1) Los suelos sobre los que se asientan la mayor parte de las poblaciones en Japón son de tipo aluvial, con periodos de vibración elevados.
- 2) La sismicidad en Japón está asociada a temblores de gran magnitud, para los cuales el movimiento es predominantemente en el campo de los periodos altos.
- 3) No parece aconsejable incrementar las holguras en las juntas de expansión desde los siguientes puntos de vista: de la disipación de energía que se produce durante la colisión entre tableros adyacentes, del confort durante la conducción de los vehículos y del mantenimiento en las juntas de expansión.

En la elaboración del Manual para el Diseño de Puentes con el Sistema “Menshin” (Kawashima y Unjoh, 1994), se consideraron los argumentos anteriores y se adoptaron las siguientes directrices:

- a) Proponer un sistema que permita distribuir en forma uniforme la fuerza de inercia del tablero a los apoyos
- b) Reducir la fuerza sísmica mediante un incremento en la capacidad de disipar energía de los apoyos

- c) Ajustar el periodo de vibración para evitar la zona de resonancia
- d) Proponer un periodo de vibración para el puente aislado alrededor del doble del periodo natural del puente sin aislar, para favorecer la disipación de energía en los apoyos
- e) Mantener el ancho de las juntas de expansión
- f) Evitar el uso del sistema en puentes soportados por columnas flexibles
- g) Promover el uso del sistema “Menshin” en puentes continuos de vanos múltiples

Dado que no existe experiencia suficiente en puentes con aislamiento sísmico que hayan experimentado temblores de gran intensidad, las fuerzas sísmicas de diseño son prácticamente las mismas que las obtenidas con las “Especificaciones de Diseño para Puentes de Autopista” de la Asociación de Carreteras de Japón, que va dirigida a los puentes convencionales. En la medida en que se acumule mayor información sobre puentes reales sometidos a sismos grandes, se espera que esta limitación sea eliminada.

5.4.2 Métodos de análisis

Los puentes deberán diseñarse por el método estático y revisarse posteriormente por el método dinámico. En el método dinámico los dispositivos de aislamiento se idealizan mediante muelles lineales con una rigidez y amortiguamiento equivalentes. El Manual especifica modelos elásticos para diferentes tipos de dispositivos, tales como apoyos elastoméricos con núcleo de plomo, apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento, apoyos elastoméricos con dispositivos metálicos histeréticos, apoyos que trabajan por fricción y apoyos deslizantes.

Método estático

La rigidez efectiva K_B y el porcentaje de amortiguamiento equivalente h_B para los dispositivos aisladores son:

$$K_B = \frac{F_{u_{Be}} - F_{-u_{Be}}}{2u_{Be}}$$

y

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W}$$

donde u_{Be} = desplazamiento de diseño efectivo, cuya relación con el desplazamiento de diseño u_B , es:

$$u_{Be} = c_B u_B$$

donde: $c_B = 0.7$; $F_{u_{Be}}$ y $F_{-u_{Be}}$ son las fuerzas laterales máximas, positiva y negativa respectivamente; ΔW y W = energía disipada y energía de deformación por ciclo de histéresis de cada unidad aislante, respectivamente, relativas al desplazamiento de diseño efectivo.

Aunque la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente se determinan con base en el desplazamiento efectivo u_{Be} , el procedimiento iterativo que se sigue para cada aislador debe converger al valor del desplazamiento de diseño u_B .

En el método estático de análisis se permite estimar el periodo fundamental de la estructura (T), mediante la siguiente expresión:

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

y

$$\delta = \frac{\int \omega_i u_i^2}{\int \omega_i u_i}$$

- donde: ω_i carga muerta por unidad de longitud (N/m) de la unidad de diseño sísmico “i” (superestructura y subestructura sobre la superficie del terreno).
- u_i desplazamiento lateral (m) de la unidad estructural de diseño sísmico “i”, debido a la carga ω_i aplicada en la dirección considerada.

La relación de amortiguamiento (h) del puente se estima con:

$$h = \frac{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \cdot c_{hi}}{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \cdot c_i}$$

$$c_{hi} = h_{Bi} + \frac{h_{Pi}}{K_{Pi}} + \frac{h_{Fui}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta i} H^2}{K_{F\theta i}}$$

$$c_i = 1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} H^2}{K_{F\theta i}}$$

- donde: h_{Bi} relación de amortiguamiento del amortiguador i
 h_{Pi} relación de amortiguamiento de la pila o estribo i
 h_{Fui} relación de amortiguamiento asociado al movimiento de translación de la fundación i
 $h_{F\theta i}$ relación de amortiguamiento asociado con la rotación de la fundación i
 K_{Pi} rigidez equivalente de la pila o estribo i
 K_{Fui} rigidez de translación de la fundación i
 $K_{F\theta i}$ rigidez rotacional de la fundación i
 u_{Bi} desplazamiento de diseño del dispositivo de aislamiento i

H altura media desde la parte inferior de la pila hasta el centro de gravedad del tablero

Método dinámico

Si se determinan las formas y frecuencias modales, la relación de amortiguamiento para el modo i (h_i), puede obtenerse como:

$$h_i = \frac{\sum \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i}$$

donde:

ϕ_{ij}	vector del modo i para el componente estructural j
ϕ_i	vector del modo i del puente
h_j	relación de amortiguamiento del componente estructural j
k_j	matriz de rigidez del componente estructural j
K	matriz de rigidez del puente

Los valores de la relación de amortiguamiento para los diferentes componentes estructurales se muestra en la tabla 5.3.

Componente estructural	Acero	Hormigón
Superestructura	0.02 a 0.03	0.03 a 0.05
Dispositivo de aislamiento	Relación de amortiguamiento	
Pilas / Columnas	0.03 a 0.05	0.05 a 0.1
Fundación	0.1 a 0.3	

Tabla 5.3 Relaciones de amortiguamiento recomendadas para los componentes estructurales (Kawashima y Unjoh, 1994)

5.4.3 Métodos de diseño

El sistema aislado debe diseñarse por dos métodos: el método del coeficiente sísmico, en el que la seguridad se estima con base en un criterio de tensiones permisibles, y por el método de capacidad de los apoyos, que considera la ductilidad de los elementos. En ambos casos la fuerza lateral es aplicada en forma estática al puente.

Kawashima et al (1994), presentan un ejemplo del método de diseño propuesto en el Manual, y en él incluyen una revisión final mediante un análisis dinámico utilizando un espectro de respuesta y un análisis en el tiempo, empleando un registro de aceleraciones equivalente a la intensidad sísmica correspondiente a los coeficientes de diseño que se proponen en la norma. El diagrama de flujo del procedimiento de diseño se presenta en la figura 5.5.

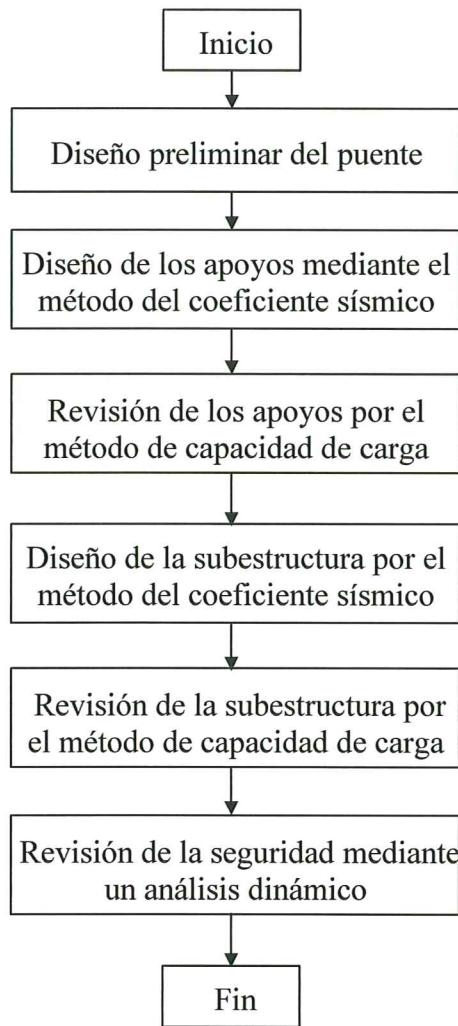


Figura 5.5 Diagrama de flujo para el diseño de un puente con el sistema “Menshin”
(Kawashima, et al, 1994)

Método del coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico (k_h) para determinar la fuerza lateral de diseño se obtiene mediante:

$$k_h = c_Z c_G c_I c_T c_E k_{h0} \geq 0.1$$

y

$$c_T c_E \geq 0.8$$

donde:

- c_Z factor de acuerdo con la zona sísmica (1.0, 0.85 o 0.7)
- c_G factor de acuerdo con el tipo de terreno (0.8, 1.0 o 1.2)
- c_I factor de importancia del puente (1.0 o 0.8)
- c_T factor de la respuesta estructural (espectro de diseño)
- c_E factor de capacidad de disipación de energía (1.0 o 0.9)
- k_{h0} coeficiente sísmico de diseño estándar = 0.2

Los primeros cuatro parámetros son los que se proponen en las Especificaciones de Diseño Sísmico para Puentes de Carretera de la Asociación de Carreteras de Japón. El coeficiente de disipación de energía depende de la relación de amortiguamiento del primer modo y los valores se obtienen de la tabla 5.4. El coeficiente c_T , tiene en cuenta el efecto benéfico del incremento del periodo en la respuesta estructural. No se permite que la fuerza lateral de diseño se reduzca en más de un 20%.

Método de la capacidad de los apoyos

El coeficiente para estimar la carga lateral (k_{hc}) y el coeficiente para obtener la fuerza lateral de diseño (k_{he}), se obtienen a partir de:

$$k_{hc} = c_Z c_I c_R c_E k_{hc0} \geq 0.3$$

donde:

c_Z	factor de acuerdo con la zona sísmica (1.0, 0.85 o 0.7)
c_I	factor de importancia del puente (1.0 o 0.8)
c_T	factor de la respuesta estructural (espectro de diseño)
c_E	factor de capacidad de disipación de energía (1.0, 0.9, 0.8 o 0.7)
k_{hc0}	coeficiente sísmico de diseño estándar = 1.0

Los primeros tres parámetros son los que se establecen en las Especificaciones de Diseño Sísmico para Puentes de Carretera de la Asociación de Carreteras de Japón. El espectro de diseño es distinto al que se propone en el método del coeficiente sísmico. El coeficiente para obtener la fuerza lateral depende del factor de ductilidad admisible en las pilas de hormigón armado (μ):

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu-1}} \geq 0.3$$

La limitación anterior pretende evitar estructuras extremadamente flexibles.

El factor c_E depende del amortiguamiento modal del puente y se obtiene de la tabla 5.5. En este caso no se permite que la fuerza lateral de diseño se reduzca en más de un 30%, aunque en realidad, al emplear el factor de ductilidad admisible, se limita aún más la reducción de las fuerzas con respecto a un diseño convencional.

Relación de amortiguamiento h	Factor de modificación c_E
$h < 0.1$	1.0
$h \geq 0.1$	0.9

Tabla 5.4 Factor de modificación por disipación de energía c_E , en función de la relación de amortiguamiento del primer modo del puente

Relación de amortiguamiento h	Factor de modificación c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$0.15 \leq h$	0.7

Tabla 5.5 Factor de modificación por disipación de energía c_E , en función de la relación de amortiguamiento modal del puente

5.4.5 Desplazamientos

El desplazamiento de diseño del dispositivo aislador u_B , debe ser menor que 250% de la altura de los apoyos elastoméricos. En el método del coeficiente sísmico u_B se determina con:

$$u_B = \frac{k_h W_u}{K_B}$$

y para el método de capacidad de los apoyos:

$$u_B = \frac{k_{hc} W_u}{K_B}$$

donde: K_B rigidez equivalente del dispositivo aislador
 W_u peso de la superestructura apoyada sobre el dispositivo aislador

5.4.6 Pruebas experimentales de los dispositivos de aislamiento

En el manual se especifican con detalle los requisitos que deben cumplir los dispositivos que se utilicen para el aislamiento sísmico de puentes.

5.5 COMENTARIOS

5.5.1 Filosofía de diseño

Actualmente la filosofía de diseño es la misma que ha sido adoptada prácticamente por todos los reglamentos desde la década de 1970: se pretende que los puentes sean funcionales y que los componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento moderado o pequeño; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura. Para el caso particular de sistemas con aisladores y disipadores de energía, se admiten dos criterios: el de aislamiento total, que consiste en reducir las fuerzas de diseño con respecto a las de un puente convencional, manteniendo los mismos niveles de daño que en los diseños tradicionales; o el

aislamiento parcial, que busca mejorar el comportamiento del puente de manera que prácticamente no exista daño en la estructura después de ocurrido el sismo de diseño, es decir, empleando factores de reducción por comportamiento inelástico $R = 1.5$, como máximo.

Si se adopta la alternativa de aislamiento total se alcanzan reducciones en los costos del orden del 10%, de acuerdo con la información proporcionada por Mayes et al (1992). Si se opta por el aislamiento parcial, el costo es semejante o incluso ligeramente menor que el de un diseño tradicional. Con esta última alternativa se pueden alcanzar las mismas probabilidades de excedencia para sismos con períodos de retorno mayores, de manera que el aislamiento sísmico proporciona protección adicional contra sismos extraordinarios.

Con base en el espectro elástico que proponen las AASHTO para terreno firme, Mayes et al (1992), encuentran los siguientes beneficios para un puente con aislamiento:

- La fuerza elástica para la que debe diseñarse un puente aislado queda comprendida entre 1/3 y 1/10 de la fuerza que se aplica a un puente convencional, en un intervalo de períodos entre 0.4 y 2.0 segundos.
- Se evita el daño en las pilas
- Se reducen al menos a la mitad, las fuerzas de diseño en las columnas para el intervalo de períodos de 0.4 a 2.0 segundos.
- Se reducen las fuerzas de diseño en la cimentación por un factor mayor que 2.5 comparado con un diseño convencional.

En el diseño “Menshin” la fuerza sísmica que debe aplicarse a una estructura como resultado del uso de un sistema de control pasivo, se limita a una pequeña reducción de los espectros que se proponen para los puentes convencionales, por lo que el incremento en el periodo de la estructura no permite reducciones significativas de la fuerza, y el uso de los dispositivos de control se limita a mejorar la disipación de energía del sistema y a una mejor distribución de fuerzas laterales entre los apoyos. Además, el beneficio de los disipadores se limita únicamente a la dirección longitudinal, debido a la especificación que restringe los desplazamientos transversales de los apoyos.

A pesar de que algunos puentes han cumplido con los criterios de diseño especificados en la normativa actual, su comportamiento sísmico no ha sido satisfactorio, aun en sismos considerados de magnitud “moderada”. Los daños que han experimentado y las cuantiosas pérdidas derivadas de las limitaciones en su uso, han mostrado la necesidad de modificar algunos aspectos del diseño tradicional. Con base en estas consideraciones, los criterios de diseño sísmico están sufriendo un cambio en la filosofía que está dando origen a una nueva generación de códigos. Los cambios recientes en la filosofía de diseño tienen como marco el criterio de diseño por desempeño (Bertero, 2002) que se propuso inicialmente en el comité Vision 2000. De acuerdo con esta filosofía, una estructura debe satisfacer ciertos niveles de comportamiento esperado (niveles de daño), asociados a diferentes niveles de intensidad sísmica. Dado que el daño estructural está directamente relacionado con el desplazamiento y con la disipación de energía, mas que con la resistencia del elemento, un diseño basado en los desplazamientos o en consideraciones de energía, se consideran más apropiados para estimar el comportamiento de una estructura. Siguiendo estos nuevos criterios, el reglamento para el diseño sísmico de puentes del Departamento de Transporte de California (Caltrans,

1999), incluye un criterio de diseño por desplazamientos, conforme con la filosofía del diseño por desempeño. Este criterio ha sido adoptado también en algunos códigos para edificios y cuenta cada vez con una mayor aceptación.

5.5.2 Importancia del puente

Dentro de la filosofía de diseño se reconoce la importancia de cada puente desde el punto de vista del impacto económico y social que puede ocasionar su derrumbe o la necesidad de suspender el tránsito de vehículos sobre él. Este aspecto se incluye en la mayor parte de las normas mediante un factor que incrementa la intensidad sísmica, sin embargo, en la última versión del reglamento de la JRA (Japan, 1996), la importancia del puente se incluye en el factor de ductilidad admisible, en el que también se incluye el desplazamiento último del elemento y la duración del movimiento sísmico. En la figura 5.6 se muestra el factor de reducción de las ordenadas del espectro elástico en función de la ductilidad según el código japonés. Cuando se trata de un sismo de un solo pulso, característico de sismos de fuente cercana, los elementos estructurales no experimentan muchos ciclos repetidos de carga y el factor de reducción puede alcanzar valores de 3.6 en un puente ordinario; este factor se reduce a 3.2 (12%) en el caso de puentes especialmente importantes. En el caso de un puente ordinario expuesto a un sismo de larga duración, que puede llevar a los elementos a varios ciclos de carga en el intervalo inelástico, el factor de reducción máximo es de 2.6; mientras que, para un puente importante el factor máximo es 2.4 (8% menor). La diferencia en los factores de reducción para los dos tipos de sismo, se basa en el deterioro que sufre un elemento cuando está sometido a ciclos repetidos de carga y descarga. Sin embargo es importante considerar que en el caso de puentes con disipadores de energía, los sismos de un solo pulso no favorecen la disipación histerética de los dispositivos y dejarían de cumplir su función. Por otra parte, al incluir el efecto de la importancia del puente en el factor de ductilidad, el incremento de intensidad para los puentes esenciales es equivalente a un aumento de aproximadamente 10% con respecto a los puentes ordinarios, mientras que en los otros códigos el factor de importancia es aproximadamente 30% mayor para los puentes esenciales o críticos. En caso de que la falla sea por cortante no se permite reducir la intensidad sísmica por efecto de la ductilidad, de manera que tampoco se incrementa su valor para proporcionar mayor resistencia a los puentes de mayor importancia.

En la misma figura se muestra el factor de reducción de las ordenadas del espectro elástico que se aplica a un puente importante de acuerdo con el Eurocódigo 8 que representa en forma aproximada la reducción que por concepto de ductilidad e importancia del puente se adopta en el resto de las normas. Se observa que las reducciones que se aplican en los demás códigos son considerablemente mayores cuando la ductilidad es mayor que 4, aunque en los casos de factores de ductilidad moderados (<2.0), como los que se esperan en el caso de un puente que se diseña con el criterio de aislamiento total, los valores se aproximan en todos los casos.

A raíz de las graves consecuencias que trae consigo el fallo de un puente especialmente importante, parece recomendable proporcionar una mayor capacidad a éste tipo de estructuras, ya que el costo adicional que significa mejorar su comportamiento, puede evitar las enormes pérdidas debidas a los costos directos e indirectos que se producen como consecuencia de su mal comportamiento sísmico.

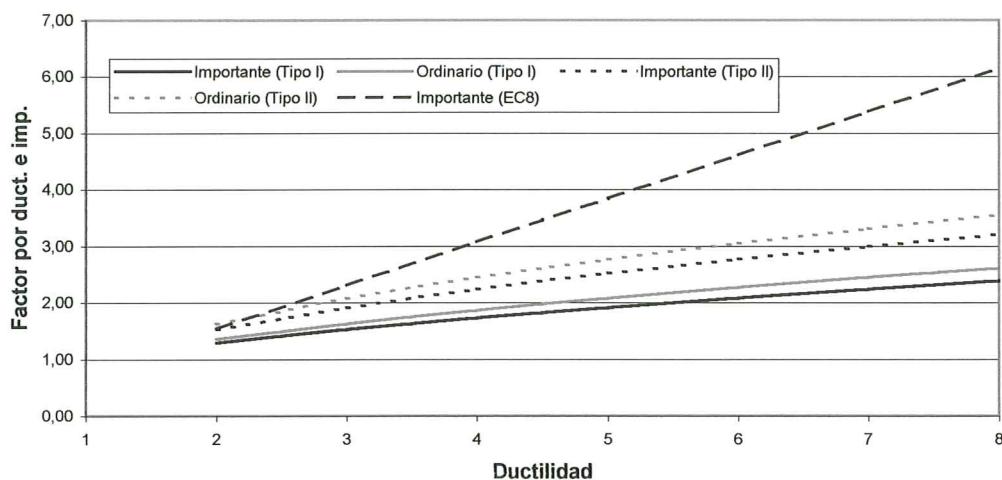


Figura 5.6 Factor de reducción de la intensidad sísmica por ductilidad según el código japonés de 1996 y el Eurocódigo 8 de 1998

5.5.3 Emplazamientos cercanos a una falla activa

Una de las principales preocupaciones en la aplicación de los sistemas de aislamiento y disipación de energía, lo constituyen los puentes emplazados cerca de fallas activas. Los movimientos generados por fuentes cercanas se caracterizan por elevados niveles de aceleración durante un solo pulso, que no favorecen la disipación de energía de los dispositivos histeréticos; por otra parte, los altos períodos de oscilación que se observan en los registros, tampoco son recomendables para el aislamiento sísmico de estructuras. Las recomendaciones de 1996 de la Applied Technology Council (ATC-32), del Departamento de Transporte de California (Caltrans, 1999) y las de la Asociación Japonesa de Carreteras (JRA, 1996), proponen espectros de respuesta para los movimientos de fuente cercana cuando se revisa el nivel de seguridad para el diseño frente a sismo. El resto de los reglamentos se limitan a recomendar que se realicen estudios específicos para puentes localizados a distancias menores a 15 km de una falla activa. En las AASHTO no se hace mención a las condiciones que deben tenerse en cuenta cuando una estructura se encuentre emplazada cerca de una falla activa o en terrenos muy flexibles.

5.5.4 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

El criterio de aplicar las dos componentes de aceleración en forma simultánea es el mismo que se propone en las primeras versiones del Uniform Building Code para el diseño de edificios con aislamiento (International, 1991). Esta prescripción no parece tener un fundamento serio (Naeim y Kelly, 1999), y conduce a que los diseños con aisladores resulten más conservadores que los diseños convencionales, lo que afecta directamente la relación costo/beneficio en los proyectos de puentes con aislamiento y desalienta el uso de los sistemas de control.

5.5.5 Estructura equivalente

En general las normas permiten efectuar el análisis mediante métodos lineales equivalentes, con el propósito fundamental de evitar modelos inelásticos complejos. El procedimiento se basa en sustituir las propiedades del sistema real por una estructura con una rigidez efectiva y una relación de amortiguamiento viscoso equivalente, que aproximan la respuesta inelástica máxima de los puentes con aislamiento; sin embargo, las simplificaciones propuestas en los códigos no tienen un fundamento sólido y se basan en las comparaciones con algunos puentes regulares. Con este método se reemplaza cada elemento no lineal por un elemento lineal, cuya rigidez y amortiguamiento representan la variación de la rigidez y la capacidad de disipación de energía del elemento original para la respuesta máxima, pero no para la historia de carga completa, lo cual puede no ser representativo para estados límite distintos a los de seguridad. Las expresiones que se utilizan para la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente son de carácter empírico y son mas o menos precisas para estimar los desplazamientos, o las fuerzas que transmiten los dispositivos a las pilas, pero no para ambos casos. Este método es particularmente conveniente para el método del espectro de respuesta a través del periodo secante y del amortiguamiento global del sistema, aunque tiene el inconveniente relativo a la forma de definir el amortiguamiento global a partir del amortiguamiento del aislador.

Este proceso es iterativo debido a que la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente dependen del nivel de desplazamiento (ductilidad), lo que lleva a procedimientos laboriosos, eliminando una de las justificaciones para su empleo, que consiste en proporcionar una herramienta más sencilla para el desarrollo de los proyectos. Franchin et al (2001) consideran que es tiempo de que los códigos den mayor importancia a los análisis no lineales de lo que actualmente lo hacen, y que es cada vez menos justificable el argumento de emplear procedimientos más simples, que sean prácticos y fáciles de utilizar por los proyectos.

5.5.6 Rigidez efectiva

La rigidez efectiva (k_{eq}) de la estructura equivalente, que se propone para simplificar el análisis no lineal del puente con aislamiento, es la rigidez secante correspondiente al desplazamiento último (figura 5.3). De acuerdo con las distintas especificaciones, la expresión que define la rigidez equivalente se obtiene a partir de consideraciones geométricas relativas a la curva idealizada fuerza – desplazamiento. Hwang y Sheng (1993) esriben la expresión de la rigidez efectiva que se propone en las normas, empleando los siguientes parámetros: la rigidez elástica (k_E), la ductilidad (μ), y la relación entre la rigidez inelástica y elástica (α),

$$k_{eq} = k_E \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu}$$

Con base en una predicción óptima de la flexibilización de la estructura, Hwang et al (1994) proponen la siguiente expresión para determinar la rigidez equivalente:

$$k_{eq} = k_E \left\{ 1 + \ln \left[1 + 0.13 (\mu - 1)^{1.137} \right] \right\}^{-2}$$

Posteriormente, Hwang et al (1996) proponen una expresión que resulta de una modificación de la ecuación de AASHTO, que maximiza la precisión para predecir la respuesta inelástica máxima de dispositivos con características bilineales:

$$k_{eq} = k_E \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \left(1 - 0.737 \frac{\mu - 1}{\mu^2} \right)^{-2}$$

La única expresión que no depende de la relación entre las rigideces del régimen elástico e inelástico es la de Hwang (1994), y es la que reduce en menor medida la rigidez efectiva conforme se incrementa la ductilidad.

5.5.7 Amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento de la estructura equivalente se presenta como un porcentaje del amortiguamiento viscoso, aunque en realidad se obtiene simplemente como la relación entre la energía disipada en un ciclo de deformación (área de histéresis del dispositivo) y la energía máxima de deformación en el dispositivo.

La limitación que se establece en algunas normas para aplicar el análisis con la estructura equivalente hasta valores del amortiguamiento de 30%, obedece a la precisión que puede obtenerse con la fórmula de linealización adoptada.

En las especificaciones AASHTO la relación de amortiguamiento viscoso (β) que se obtiene a través de los lazos histeréticos de las pruebas experimentales de los dispositivos, no se aplica directamente al análisis, sino a través de un coeficiente B relacionado con β . La relación de amortiguamiento viscoso equivalente que proponen las AASHTO puede también escribirse (Hwang y Sheng, 1993) como:

$$\beta_i = \frac{2(1 - \alpha_i) \left(1 - \frac{1}{\mu_i} \right)}{\pi [1 + \alpha_i (\mu_i - 1)]}$$

donde: α_i relación entre la rigidez inelástica y la rigidez elástica
 μ_i ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia

En la expresión anterior no se considera el amortiguamiento viscoso y por lo tanto deberá sumarse en la fórmula anterior. En la figura 5.7 se muestra la relación entre la ductilidad μ y la relación de amortiguamiento β definida por la expresión anterior, donde se observa que los valores máximos se presentan para ductilidades comprendidas entre 2 y 6, y que el amortiguamiento equivalente se reduce conforme se incrementa la

deformación inelástica de los disipadores de energía, con excepción del caso en que $\alpha = 0$. A pesar de que esta conclusión no tiene fundamento, algunos autores consideran que los resultados que se obtienen con este procedimiento se aproximan razonablemente bien con los valores máximos de un análisis inelástico, en parte, debido al procedimiento iterativo que se propone para estimar los desplazamientos máximos del aislador (Hwang et al, 1994). Con el propósito de mejorar la propuesta de AASHTO, Hwang et al (1994 y 1996) proponen las dos expresiones siguientes para estimar el amortiguamiento equivalente de los disipadores:

$$\beta = 0.0587(\mu-1)^{0.371}$$

y

$$\beta = \frac{2(1-\alpha)(\mu-1)^{0.58}}{\pi \mu [1+\alpha(\mu-1)](6-10\alpha)}$$

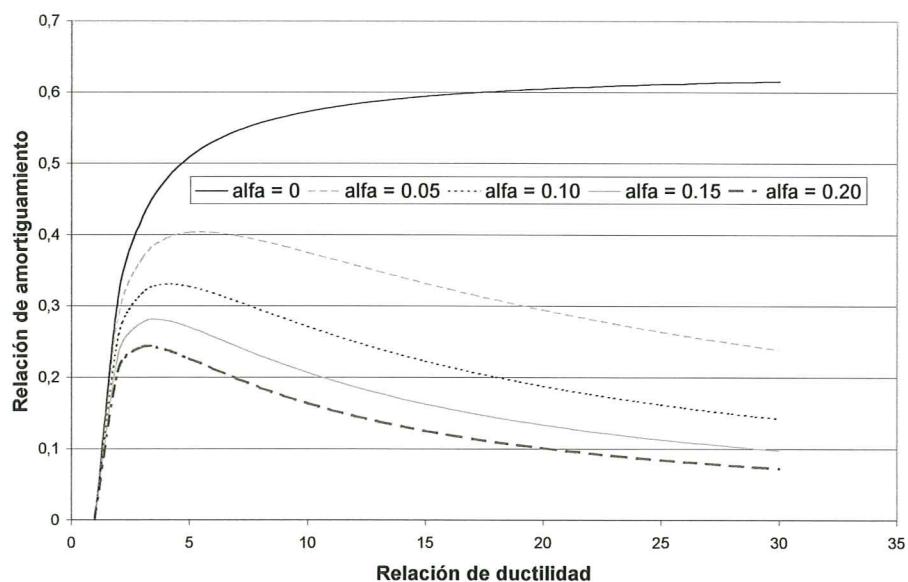


Figura 5.7 Relación entre la ductilidad debida al desplazamiento lateral del aislador y la relación de amortiguamiento equivalente según las AASHTO
(adaptada de Hwang et al, 1994)

A diferencia de la expresión recomendada por AASHTO, en las ecuaciones propuestas por Hwang el amortiguamiento equivalente sí aumenta conforme se incrementa la ductilidad.

Franchin et al (2001) determinaron a partir de 300 simulaciones, los errores promedio entre las tres expresiones anteriores y los resultados de análisis no lineales, considerando valores de ductilidad (μ) entre 3 y 15, y la pendiente de la rama no lineal (α) entre 1 y 5%. A partir de los resultados se encuentra que Hwang (1994) predice razonablemente bien los desplazamientos, pero produce errores inadmisibles para las

fuerzas que los dispositivos transmiten a la subestructura. Las AASHTO producen errores máximos del 50% tanto para los desplazamientos como para las fuerzas, mientras que la expresión propuesta por Hwang (1996), conduce en general a resultados más precisos, inferiores al 20% en desplazamientos y menores al 40% en fuerzas.

La relación entre la ductilidad y el amortiguamiento equivalente de los aisladores que se propone en el manual del sistema “Menshin”, es semejante a la expresión de las AASHTO:

$$\beta_i = \frac{2(1-\alpha_i) \left(1 - \frac{1}{c_B \mu_i} \right)}{\pi [1 + \alpha_i (c_B \mu_i - 1)]}$$

de manera que presenta la misma deficiencia que se observa en la figura 5.5. A diferencia del resto de los códigos, éstas instrucciones son las únicas que especifican la relación de amortiguamiento viscoso equivalente del sistema integrado puente – aisladores, al tomar en cuenta la influencia de la rigidez y del amortiguamiento de las pilas y de los estribos, así como la rigidez y amortiguamiento debido a los movimientos de traslación y rotación del terreno. Para el análisis dinámico, se proponen valores de amortiguamiento para cada modo del puente aislado.

El concepto de amortiguamiento equivalente tal y como se propone en las normas es independiente del coeficiente de fricción de los sistemas que trabajan por deslizamiento, y de la fuerza de fluencia que define el comportamiento de los materiales elasto – plásticos, por lo que el amortiguamiento equivalente no es aplicable en estos casos. Además, en sistemas que carezcan de fuerza de auto centrado los desplazamientos totales pueden subestimarse, por lo que es necesario realizar un análisis en el tiempo cuando se utilizan ambos tipos de dispositivos.

5.5.8 Amortiguamiento del puente aislado

Una vez definido el amortiguamiento equivalente de los dispositivos se debe estimar el amortiguamiento equivalente del sistema conjunto puente – aisladores, para determinar la fuerza lateral que deberá aplicarse al modelo. Éste aspecto no está definido claramente en la mayor parte de las normas y constituye una de las debilidades del método de la estructura equivalente. Con excepción del manual de diseño “Menshin”, no se menciona en forma explícita la forma en que interviene el amortiguamiento de los otros componentes del puente, como pilas y estribos, ni el amortiguamiento debido al movimiento del terreno. El argumento que puede justificar este procedimiento se basa en la posibilidad de despreciar la contribución de los otros elementos del puente, lo cual puede considerarse razonable siempre y cuando la rigidez de las pilas sea considerablemente mayor que la rigidez de los aisladores, y el efecto de interacción del suelo no sea significativo.

Los códigos de aislamiento sísmico también aceptan el uso del método dinámico modal en combinación con los sistemas lineales equivalentes. Sólo en caso de que las

relaciones constitutivas de los aisladores sean más complejas que las de los sistemas bilineales, se requiere un análisis no lineal.

Para poder determinar los coeficientes de la matriz de amortiguamiento en el método dinámico modal, es necesario definir una rigidez y una masa asociada al elemento. El problema surge para definir la masa asociada a cada uno de los modos de vibración. Franchin et al (2001) afirman que si se reconoce el carácter histerético de los factores de amortiguamiento equivalente ($c_h = 2\xi_{heq} k_{ef}$), se soluciona el problema de pasar de los factores individuales de los aisladores a los factores modales, sin necesidad de asignar una masa asociada a cada modo. Mediante el análisis de algunos puentes Franchin estudia las diferencias que se encuentran con respecto a un análisis no lineal. Cuando se emplean las expresiones de Hwang (1996) utilizando el amortiguamiento histerético (c_h), las diferencias son menores que en el caso de un sistema de un grado de libertad, quedando comprendidas entre 20 y 30%. Si se utilizan las expresiones de Hwang (1994) se obtienen errores inaceptables en las fuerzas, al igual que sucede en el caso de sistemas de un grado de libertad, mientras que con la ecuación proveniente de la curva idealizada que proponen los códigos se subestiman los desplazamientos y las fuerzas, con mayores errores en los desplazamientos, que resultaron del orden del 100% en uno de los puentes estudiados. Éste último error se asocia a los fuertes contrastes de irregularidad en el puente, por lo que Franchin et al, sugieren que la sustitución de la estructura real por una estructura lineal equivalente se limite a los puentes regulares.

Conocido el amortiguamiento del sistema de un grado de libertad, o de cada uno de los modos del sistema en el caso del análisis modal, se determinan las fuerzas sísmicas a partir de los espectros elásticos modificados por efecto del amortiguamiento, de acuerdo con las relaciones que se muestran en la figura 5.8 para los diferentes códigos.

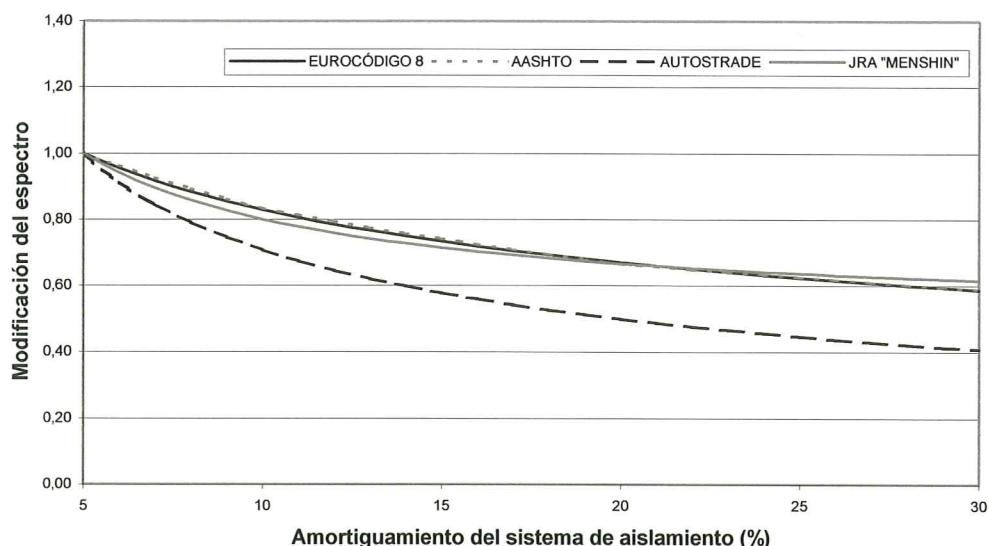


Figura 5.8 Reducción de las ordenadas espectrales por efecto del nivel de amortiguamiento

5.5.9 Diseño por ductilidad

El criterio tradicional de revisar que los elementos que disipan parte de la energía a través del daño, cumplan con los requisitos correspondientes al nivel de ductilidad para el que fueron diseñados, se sustituye en la versión 1996 del reglamento de la Asociación Japonesa de Carreteras por el concepto denominado diseño por ductilidad. Con este enfoque las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales se obtienen directamente a partir del concepto de ductilidad y no es simplemente una revisión de requisitos que deben cumplir elementos diseñados por otro método. En el diseño por ductilidad la fuerza elástica se determina a partir de los espectros de diseño y se reduce por un factor que depende de la ductilidad admisible (μ_a). En la evaluación de la ductilidad admisible se considera el desplazamiento último del elemento (d_u), el efecto del número de incursiones que puede experimentar el material de acuerdo con el tipo de sismo al que se someta a la estructura, así como la importancia del puente. Los dos últimos aspectos se incorporan en el factor α que aparece en la expresión siguiente para determinar μ_a ,

$$\mu_a = 1 + \frac{d_u - d_y}{\alpha d_y}$$

En el diseño “Menshin”, el factor α es el doble del que se propone en los diseños convencionales. La razón de este cambio es reducir el valor de la ductilidad admisible μ_a , con el objeto de limitar la incursión de las pilas en el régimen inelástico y forzar la disipación histerética en los apoyos.

En caso de que la falla de los elementos críticos sea por cortante y no por flexión, el factor de ductilidad admisible es 1.0. El factor de reducción de la intensidad (R) que por efecto de la ductilidad se propone en la norma japonesa , asume el principio de igualdad de energía y se determina con:

$$R = \sqrt{2 \mu_a - 1}$$

Los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir las fuerzas elásticas reducidas por R.

5.5.10 Espectros de diseño elástico

En la figura 5.9 se muestran los espectros de diseño elástico propuestos en las diferentes normas. Para fines de comparación se ilustran los espectros correspondientes a terreno firme, para un amortiguamiento de 5%, sin ningún incremento por efecto de importancia de la estructura o reducciones debidas a comportamiento inelástico. La tendencia general es la misma entre AASHTO, el Eurocódigo 8 y Autostrade. El reglamento de la JRA presenta pocas variaciones en todo el intervalo de periodos. Para valores del periodo menores a 1,0, las diferencias con el resto de los reglamentos es del orden de cuatro. El espectro de menor intensidad corresponde al diseño elástico con el que se diseña inicialmente la estructura en el sistema “Menshin”.

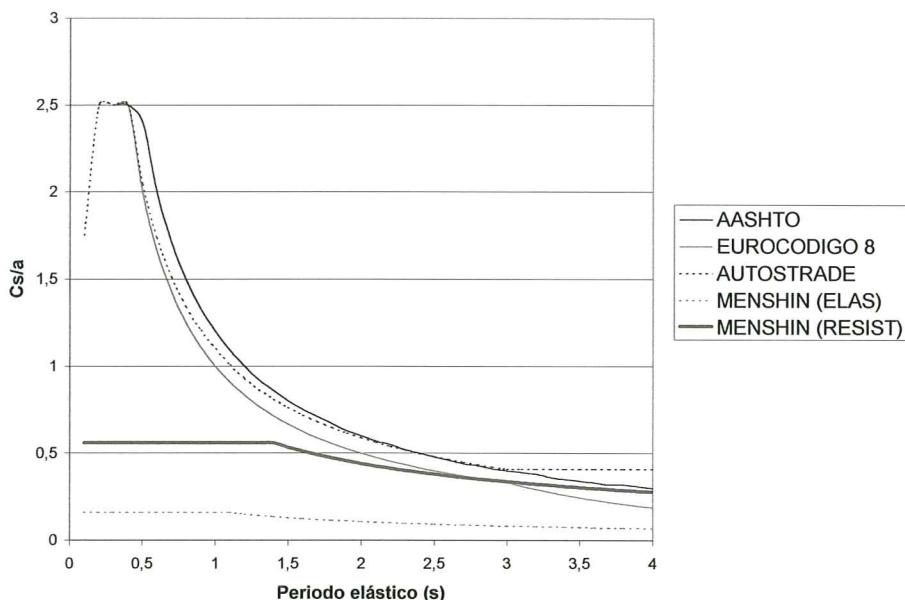


Figura 5.9 Comparación de los espectros elásticos para terreno firme y 5% de amortiguamiento que se proponen en diferentes normas

5.5.11 Rehabilitación de estructuras existentes

A pesar de que una de las principales aplicaciones del aislamiento sísmico de estructuras es la rehabilitación de puentes existentes, la mayor parte de las normas están orientadas al proyecto de estructuras nuevas, sin una mención explícita a los criterios que deben adoptarse en el caso de proyectos de refuerzo. La guía de Autostrade es la única que hace una referencia al criterio de diseño que debe adoptarse en el caso de la rehabilitación, al permitir una reducción en la intensidad sísmica de diseño de hasta el 30% en el proyecto de refuerzo, con base en consideraciones de la vida útil de la estructura. La Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos está elaborando un manual para la rehabilitación de puentes existentes que considera como alternativa el uso de sistemas de aislamiento y disipación de energía.

El uso de aisladores – disipadores en puentes existentes, permite solucionar los problemas más comunes que se han encontrado en los puentes dañados por sismo, a saber: insuficiente longitud de apoyo de la superestructura; inadecuada resistencia y ductilidad en las pilas; vulnerabilidad en los apoyos y en sus conexiones. El uso de los aisladores permite distribuir las acciones sísmicas entre los diferentes elementos verticales de apoyo, de forma que resulta benéfico para el comportamiento global del puente y representa un ahorro en el refuerzo de pilas y cimentaciones lo que permite reducir los costos de rehabilitación y reduce los efectos de asientos reducidos y vulnerabilidad de los apoyos.

5.5.12 Estabilidad de los aisladores

Dado que los aisladores pueden estar sujetos a cargas verticales elevadas y desplazamientos laterales importantes, la estabilidad de los dispositivos es un motivo de preocupación cuyas consecuencias han dado origen a propuestas conservadoras en los códigos, que se ven reflejadas en el coste de los dispositivos y del proyecto de un puente aislado. La expresión comúnmente utilizada para determinar la capacidad de carga de éstos apoyos, que se basa en el área de traslape entre las capas superior e inferior del neopreno, conduce a valores nulos para desplazamientos iguales al ancho o diámetro del apoyo. Los resultados de pruebas sobre la estabilidad vertical de los apoyos (Buckle, et al 2002 y Nagarajaiah y Ferrell, 1999), demuestran que puede existir una capacidad importante para este nivel de desplazamiento; a partir de los resultados que presentan estos autores, se concluye que la carga crítica es función del factor de forma (S), pero principalmente del espesor de las capas de neopreno (t_i). En la figura 5.10 se muestra en forma aproximada la relación entre la carga crítica (Pcr) normalizada con respecto a la carga crítica cuando el desplazamiento tangencial es cero (Pcro), y el espesor de cada una de las capas de neopreno, cuando el desplazamiento tangencial (u) es igual al ancho del apoyo (B). Se observa que existe capacidad de carga remanente significativa para $u = B$, que puede ser superior al 30% de Pcro para valores de $t_i \geq 1.27$ cm.

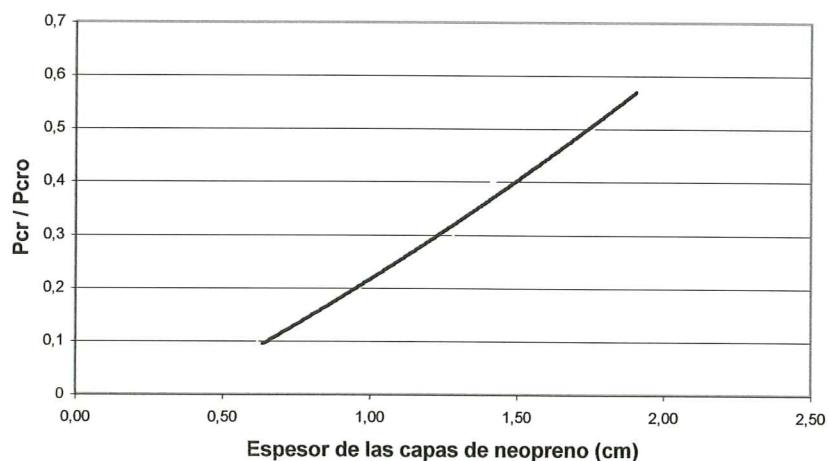


Figura 5.10 Relación aproximada entre la carga crítica y el espesor de las capas de neopreno para un desplazamiento tangencial igual al ancho del apoyo

En la tabla 5.6 se muestran los resultados de las cargas críticas para $u = B$, que presentan Buckle et al (2002) para diferentes valores del espesor del neopreno y del factor de forma. Se observa que el espesor del neopreno es la variable de mayor importancia en el valor de la carga crítica y que el factor de forma tiene una influencia menos significativa.

5.5.13 Juntas de expansión

En la mayor parte de los reglamentos se pretende que se deje una holgura suficiente en las juntas para permitir los mayores desplazamientos que se generan en un sistema con

aislamiento. Sin embargo, el criterio del método japonés está orientado a no incrementar las juntas de expansión en los puentes, pues consideran que la colisión entre tableros adyacentes contribuye a la disipación de energía, además de que mejora el confort para los usuarios del puente.

No de serie	Factor de forma (S)	Espesor de neopreno (cm)	Per / Perro
100	1.67	1.91	0.59
200	3.33	1.91	0.55
300	2.50	1.27	0.35
400	5.00	1.27	0.28
500	5.00	0.64	0.12
600	10.00	0.64	0.07

Tabla 5.6 Carga crítica para desplazamientos tangenciales iguales al ancho del apoyo

5.5.14 Ensayos de los dispositivos

A pesar de los requisitos que se imponen a los ensayos para determinar las características de los dispositivos aisladores y de los programas de inspección y mantenimiento que se exigen a las estructuras con aislamiento, se observa que se mantiene el conservadurismo en las normas mediante la amplificación de las fuerzas y desplazamientos que resultan de los análisis sísmicos.

Estas limitaciones dan origen a que las especificaciones sobre el uso de aisladores sean más conservadoras que en los sistemas convencionales. La consecuencia directa de estos criterios es el encarecimiento de los proyectos de puentes aislados y desalientan el uso de dispositivos de control de vibraciones. Se espera que las labores de experimentación, investigación y diseño, pero sobre todo el buen comportamiento que puedan llegar a presentar los puentes aislados reales durante la ocurrencia de sismos importantes, eliminarán el conservadurismo, complejidad y requerimientos de prueba de los dispositivos que hoy se especifican en los códigos, y permitirán el aprovechamiento óptimo de los sistemas de control pasivo.

REFERENCIAS

Abe, M., Erkus, B., Fujino, Y. Y Park, K.S., (2000). "Applicability of Semi-Active Control for Seismic Protection of bridges", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

American Association of State Highway and Transportation Officials (1991) "Guide Specifications for Seismic Isolation Design", Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (1999) "Guide Specifications for Seismic Isolation Design". 2nd edition, Washington, D.C.

ATC-32, (1996), "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations", Applied Technology Council, Redwood City, California.

Autostrade, (1991), "Istruzioni per la progettazione antisísmica dei ponti con l'impiego di dispositivi isolatori/dissipatori", Prevenzione antisísmica di manufatti della rete Autostrade S.P.A.

Bertero, R.D. y Bertero V.V., (2002), "Performance- Based Seismic Engineering : The Need for a Reliable Conceptual Comprehensive Approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp 627-652.

Buckle, I.G., (2000), "Passive Control of Structures for Seismic Loads", Proceedings of the 12th Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CD No. 2825

Buckle, I., Nagarajaiah, S y Ferrell, K., (2002), "Stability of Elastomeric Isolation Bearings: Experimental Study", Journal of Structural Engineering, Vol 128, No. 1, pp 3-11.

Caltrans, (1999), "Seismic Design Criteria", version 1.1, California Department of Transportation, Sacramento, California.

Clark, P.W., Aiken, I.D., Nakashima, M., Miyazaki, M. Y Midorikawa, M., (1999), "New Design Technologies. The 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu) Earthquake as a Trigger for Implementing New Seismic Design Technologies in Japan", Lessons Learned Over Time, Learning from Earthquakes, Vol. III, Earthquake Engineering Research Institute.

Constantinou, M.C., (1994 a), "Seismic Isolation Development in US: Case Studies", Chapter VII, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 169-186.

Constantinou, M.C., (1994 b), "Seismic Isolation Development in Europe", Chapter IX, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 199-208.

Constantinou, M.C., (1994 c), "Design and Applications of Sliding Bearings", Chapter VI, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 199-208.

Constantinou, M.C., (1994 d), "Principles of Friction, Viscoelastic, Yielding Steel and Fluid Viscous Dampers: Properties and Design" Chapter X, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 209-240.

Chong, K.P. y Flatau, Aa.B., (2000), "Dynamic Smart Material and Structural Systems", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

DesRoches, R., (2000), "Shape Memory Alloy- Based Response Modification of Simply Supported Bridges", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

Earthquake Protection Systems, Inc., (2001), "Benicia – Martinez Bridge", <http://www.earthquakeprotection.com/bridges.html>

EQE Engineering Inc., (1989), "The October 17, 1989 Loma Prieta, Earthquake", an EQE Summary Report, <http://www.eqe.com/publications/lomaprie/lomaprie.htm>

EQE International, (1994), "The January 17, 1994 Northridge, California Earthquake", an EQE Summary Report, <http://www.eqe.com/publications/northridge/transpor.htm>

EQE International, (1995), "The January 17, 1995 Kobe Earthquake", an EQE Summary Report, <http://www.eqe.com/publications/kobe/kobe.htm>

Eurocódigo, (1998), "Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 2: Puentes", UNE-ENV 1998-2.

Franchin, P., Monti, G. y Pinto, P.E., (2001), "On the Accuracy of Simplified Methods for the Analysis of Isolated Bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, pp 363-382.

Fujino, Y., (2000), "Vibration and Control of Long Span Bridges", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

Fujitani, H., Sodeyama, H., Hata, K., Iwata, N., Komatsu, Y., Sunakoda, K. Y Soda, S., (2000), "Dynamic Performance evaluation of magneto-Rheological Damper",

Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

Ghasemi, H., Otsuka, H., Cooper, J.D. y Nakajima, H., (1996), "Aftermath of the Kobe Earthquake", Public roads On Line, <http://www.tfhrc.gov/pubrds/fall96/p96au17.htm>

Gómez, C., Barbat, A.H: y Oller, S., (2000), " Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte", Monografías de Ingeniería Sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE IS-41 2000, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Gómez, R., Muñoz, D., García, M., Escobar, J.A. y Calderón, A., (2001), "Evaluación sísmica de un puente con la superestructura sobre apoyos disipadores de energía" 078.3 Memorias del Segundo Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Madrid, España.

Goto, A., Moritani, T. Y Kurihara, T. (1998). "Effects of the Hyogo-Ken-nanbu Earthquake on the Akashi Kaykio Bridge", IABSE Symposium, Long-Span and High-Rise Structures, Kobe.

Greiner, A., (1991), " Seismic Protection of Bridges by the Viscoelastic Technique", Proceedings of the Third World Congress on Joints and Bearings, Toronto, Canada, pp 1205-1223.

Hanson, R.D., Aiken, I., Nims, D.K., Ritcher, P.I. y Bachman, R., (1993), "State of the Art and State of the Practice in Seismic Engineering Dissipation", Proceedings of ATC 17-1, Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, Vol 2, pp 449 – 471.

Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Calus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F., Yao, J.T., (1997), "Structural Control: Past, Present, and Future", Journal of Engineering Mechanics, Special Issue, Vol 123, Num. 9, september.

Hwang, J.S. y Sheng, L.H., (1993), "Effective Stiffness and Equivalent Damping on Base Isolated Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 10, pp 3094-3101.

Hwang, J.S., Sheng, L.H. y Gates, J.H., (1994), "Practical Analysis of Bridges on Isolation Bearings with Bi-Linear Hysteresis Characteristics", Earthquake Spectra, Vol 10, No. 4, pp 705-727.

Hwang, J.S., Lin, C.Y., Ku, S.W. y Kau, W.J., (1996), "Analysis Accuracy Implied by Equivalent Linear Models of Bridge Isolation", Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

Iemura, H., (1994 a), "Base Isolation Developments in Japan, Code Provisions and Implementation", Chapter VIII, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 187-198.

- Iemura, H., (1994 b), "Active and Hybrid Control Development in Japan, Experiments and Implementation", Chapter XVII, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 355-372.
- International Conference of Buildings Officials (1991), "Earthquake Regulations for Seismic Isolated Structures", Uniform Building Code, Capítulo 23, Whittier, California.
- Japan Road Association, (1996), "1996 Seismic Design Specifications of Highway Bridges".
- Jarret, (1999), "Amortisseurs et Ressorts à Compression Hydrostatique D'Élastomère", Domange – Jarret, Asnieres, Francia.
- Kawashima, K. y Unjoh, S., (1994), "Menshin Design of Highway Bridges in Japan", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Búffalo.
- Kawashima, K., Unjoh, S., Uzuka, T., Kawakami, K., Kumakura, K. Y Tani, H., (1994), "Menshin Design Example of a Highway Bridge", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Búffalo.
- Kawashima K., (2000), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", Proceedings of the 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Kelly, J.M., (1993), "State of the Art and State of the Practice in Base Isolation", Proceedings of the ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, California, Vol. 1, pp 9-28.
- Ko, J.M., Chen, Y., Zheng, G. y Ni, Y.Q., (2000), "Experimental Study on Vibration Mitigation of a Stay Cable Using Nonlinear Hysteretic Dampers", Advances in Structural Dynamics, Vol II, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.
- Kobayashi, H., Hosomi, M. y Koba, K., (1994), Tendon Control for Cable Stay Bridge Vibration », Proceedings of the First World Conference on Structural Control, Vol 3, pp FA1 23 – 29.
- Kurino, S., Fuchida, M., Kitagawa, M. Y Shimomura, M., (1998), "Design and Construction of the Akashi-Kaikyo Bridge's Superstructure", IABSE Symposium, Long-Span and High-Rise Structures, Kobe.
- Lou, W.J., Ni, Y.Q. y Ko, J.M., (2000), "Dynamic Properties of a Stay Cable Incorporated with Magneto-Rheological Fluid Dampers", Advances in Structural Dynamics, Vol II, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.
- Maldonado, E., (2000), "Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Mayes, R.L., Buckle, I.G., Kelly, T.E. y Jones, L.R., (1992), "AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 118, No 1, pp 284-304.

Mayes, R.L., (1994), "Seismic Isolation of Bridges in the U.S.A.", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges", National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-94-0009, State University of New York at Buffalo, pp 33-42.

Naeim, F. Y Kelly, J.M., (1999), "Design of Seismic Isolated Structures", Joun Wiley & Sons, Nueva York, EEUU.

Nagarajaiah, S y Ferrell, K., (1999), "Stability of Elastomeric Seismic Isolation Bearings", Journal of Structural Engineering, Vol 125, No. 9, pp 946-954.

Nakata, J.K., Meyer, C.E., Wilshire, H.G., Tinsley, J.C., Updegrove, W.S., Peterson, D.M., Ellen, S.D., Haugerud, R.A., McLaughlin, R.J., Fisher, G.R y Diggles, M.F., (1999), "The October 17, 1989, Loma Prieta, California, Earthquake, Selected Photographs", U.S. Geological Survey, <http://geopubs.wr.usgs.gov/dds/dds-29/>

New Zealand Ministry of Works and Development, (1983), "Design of Lead – Rubber Bridge Bearings", Civil Division Publication 818/A, Wellington, New Zealand.

Papalou, A. y Masri, S.F., (1996), "Response of Impact Dampers with Granular Materials Under Random Excitation", Journal of Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 25, No. 3, pp 253-268.

Priestley, M.J., Seible, F. Y Calvi, G.M.: (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", Wilwy Interscience, John Wiley & Sons.

Robinson Seismic Ltd., (2000), <http://www.robinson-seismic.co.nz/>

Shioi, Y., Yoshida, Y. y Takahashi, K., (1994), "Seismic Design of Continuous Steel – Box – Girder Bridge with rubber bearings for Trans – Tokyo Bay Highway Project", Proceedings of the Third U.S. – Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCEER-94-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Búffalo.

Skinner, R.I., Robinson, W.H. y Mc Verry, G.H., (1993), "An Introduction to Seismic Isolation", John Wiley & Sons.

Soong, T.T y Costantinou, M.C. (1994), "Passive an Active Structural Control in Civil Engineering", Springer Verlag Wien – New York.

Soong, T.T., (1994), "Introduction to Active Control", Chapter XIII, Passive and Active Structural Vibration Control In Civil Engineering, edited by Soong, T.T. y Constantinou, M.C., pp 271-274.

Soong, T.T y Dargush, G.F. (1997), "Passive Energy Dissipation Systems in Stuctural Engineering", John Wiley & Sons

Soong, T.T. y Spencer, J. R., (2000), "Active, Semi Active and Hybrid Control of Structures", Proceedings of the 12th Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CD No. 2834

Tatsumi, M. Y Hata, K., (1998), "Vibration Control of the Main Towers of the Akashi-Kaikyo Bridge's Superstructure", IABSE Symposium, Long-Span and High-Rise Structures, Kobe.

Taylor, D.O. y Constantinou, M.C., (2000), "Fluid Dampers for Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation", <http://www.taylordevices.com/dampers.htm>

Taylor Devices Inc., (2001), <http://www.taylordevices.com/>

Toshihiro M., (1996), "Bridge Watching in the World", Bridges in Japan, Long Span and Newer Steel Bridges in Japan, Daido Institute of Technology, <http://www.daido-it.ac.jp/doboku/miki/japbridge3.html>

Tsai, K. C., Chen, H.W., Hong, C.P. y Su, Y.F., (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic Resistant Construction, Earthquake Spectra, Vol 9, No. 3, pp 505-528.

Uang, C., Elgamal, A., Li, W. Y Chou, C., (1999), "Ji-Ji, Taiwán Earthquake of September 21, 1999: A Brief Reconnaissance Report", Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
<http://www.structures.ucsd.edu/taiwaneq/taiwan1.htm>

Villaverde , R: (1994), "Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages", Proceedings of the First World Conference on Structural Control, Vol 1, pp wp4 (113 – 122), San Francisco, California.

Xue, S.D., Ko, J.M. y Xu, Y.L., (2000), "Control of Torsional Flutter and Buffeting of Long Span Bridges Using Liquid Column Damper", Advances in Structural Dynamics, Vol II, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

Yang, G., Ramallo, B.F., Carlson, J.D. y Sain, M.K., (2000), "Large Scale MR Fluid Dampers: Dynamic Performance Considerations", Advances in Structural Dynamics, Vol 1, edited by, J. M. Ko y Y. L. Xu, Elsevier Science Ltd.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de M?todos Num?ricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capit?n s/n, 08034 Barcelona, tel?fono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Ánalysis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estructuras*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994

- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995
- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egoscue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997

- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998
- IS-26 *Ánalisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, ISBN: 84-89925-11-9, 91pp., 1998
- IS-27 *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, E. Maldonado, J.A. Canas, J.R. Casas, L.G. Pujades, ISBN: 84-89925-23-2, 107pp., 1998
- IS-28 *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, E. Maldonado, J.A. Canas y J.R. Casas, ISBN: 84-89925-16-X, 97pp., 1998
- IS-29 *Metodologias para o cálculo sísmico não-linear de barragens de betão*, R. Faria ISBN: 84-89925-25-9, 113pp., 1998
- IS-30 *Acciones para el diseño sísmico de estructuras*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-27-5, 122pp., 1998
- IS-31 *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão*, R. Faria, ISBN: 84-89925-28-3, 88pp., 1998
- IS-32 *Vulnerabilidad sísmica de hospitales. Fundamentos para ingenieros y arquitectos*, O.D. Cardona, ISBN: 84-89925-33-X, 165pp., 1999
- IS-33 *Modelación estocástica de la acción sísmica*, J. E. Hurtado, ISBN: 84-89925-34-8, 93pp., 1999
- IS-34 *Earthquake simulator testing of a steel model seismically protected with friction energy dissipators*, D. Foti and J. Canas, ISBN: 84-89925-40-2, 110pp., 1999
- IS-35 *Plasticidad y fractura en estructuras aporticadas*, J. Flórez López, ISBN: 84-89925-46-1, 90pp., 1999
- IS-36 *Estimación de efectos locales con movimientos sísmicos y microtemblores*, V. Giraldo, A. Alfaro, L. G. Pujades, J. A. Canas, ISBN: 84-89925-54-2, 83pp., 1999

- IS-37 *Modelo numérico de elastómeros multi-fase y su aplicación al análisis de estructuras con aislamiento sísmico*, O. Salomón, S. Oller y A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-54-2, 239pp., 1999
- IS-38 *Dinámica de estructuras. Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica*, J.E. Hurtado, ISBN:84-89925-59-3,177pp., 2000
- IS-39 *Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas, ISBN:84-89925-61-5, 89pp, 2000
- IS-40 *Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en " Conjuntos Difusos "*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius, J. A. Canas, ISBN: 84-89925-64-X, 110pp, 2000
- IS-41 *Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte*, C. Gómez Soberón, A. Barbat, S. Oller, ISBN: 84-89925-64-X, 168pp, 2000
- IS-42 *Fuerzas sísmicas en los Países Bolivarianos*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-74-7, 101pp., 2000
- IS-43 *Espectros de input de energía de aplicación en el proyecto sismorresistente estructuras en regiones de sismicidad moderada*, A. Benavent-Climent, L.G. Pujades, F. López-Almansa, ISBN: 84-89925-86-0, 85 pp., 2001
- IS-44 *Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón Armado sometidas a acciones sísmicas*, A. Benavent- Climent, F. López- Almansa, L. G. Pujades, ISBN: 84-89925-88-7, 2001
- IS-45 *Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3*, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-87-9, 107pp., 2001
- IS-46 *Estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con aberturas*, J. J. Alvarez, S.M. Alcocer, ISBN: 84-89925-90-9, 119pp., 2002
- IS-47 *Seismic vulnerability of bridges using simplified models*, C. Gómez Soberón, S. Oller, A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-96-8, 135pp., 2002

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.